

Avaliação do Risco das Fundações de uma Obra Executada em Estaca Hélice Contínua na Região Metropolitana do Rio de Janeiro

Eduardo Vidal Cabral

SIGMA1 Consultoria e Projetos, Rio de Janeiro, Brasil, eduardo.cabral@sigma1.eng.br

Paulo José Rocha de Albuquerque

Unicamp, Campinas, Brasil, pjra@fec.unicamp.br

Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha

EESC/USP, São Carlos, Brasil, chctsuha@sc.usp.br

RESUMO: Neste trabalho é feita uma análise de risco do estaqueamento em estaca hélice contínua empregado como solução de fundação de um empreendimento residencial em que foram executadas 178 estacas com diâmetro de 60 cm ($Q_{\text{trab}} = 1600$ kN) e 184 estacas com diâmetro de 50cm ($Q_{\text{trab}} = 1250$ kN), todas com comprimento útil de 18 m. Foram realizados dezesseis ensaios SPT no local, permitindo obter uma matriz geotécnica média representativa da região que é formada por uma camada de aproximadamente 9 m de espessura, constituída por argila siltosa média com N_{SPT} variando entre 7 e 10 golpes, seguida por uma camada de silte argiloso pouco arenoso (solo residual) de 13 m de espessura com N_{SPT} variando entre 12 e 40 golpes. O impenetrável à percussão foi atingido aos 22 m de profundidade. O nível de água foi encontrado na profundidade aproximada de 2 m. Foram realizadas cinco provas de carga estática do tipo lenta de desempenho, isto é, até o dobro da carga de trabalho, executadas em três estacas de 50 cm de diâmetro e em duas estacas de 60 cm de diâmetro. Em todas as provas de carga realizadas não foi evidenciada a ruptura nítida do sistema solo / elemento estrutural, sendo o deslocamento médio máximo obtido nos ensaios da ordem de 15 mm. Tendo em vista a obtenção da carga de ruptura no ensaio, foram empregados os métodos de Van der Veen, Chin, Décourt (Rigidez) e o da NBR 6122/2010, para avaliação e estimativa da carga de ruptura. Para a determinação da capacidade de carga das estacas, foram utilizados os métodos semiempíricos de Aoki e Velloso, Décourt e Quaresma, P.P. Velloso, Alonso e Teixeira. Por meio dos resultados obtidos, verificou-se uma baixa variabilidade dos resultados. Quando se avalia as capacidades de carga médias obtidas pelos métodos para cada sondagem, verificou-se que a variabilidade foi da ordem de 17 %. Verificou-se que o critério de Rigidez apresentou um risco nulo de ocorrência de ruína, no entanto, o resultado com base no critério de Van der Veen o risco avaliado foi ocasional e pelo critério de Chin foi provável.

PALAVRAS-CHAVE: Estaca Hélice Contínua, Provas de Carga, Capacidade de Carga, Probabilidade de ruína.

1 INTRODUÇÃO

O engenheiro civil em geral possui habilitação para atuar em praticamente todas as áreas da construção civil: edificações, obras de terra, estradas, portos, canais, aeroportos etc. Entre

suas aptidões, pode-se destacar àquela relacionada à concepção de projetos, das mais variadas estruturas on-shore ou off-shore. Dentre estas, estão aquelas relacionadas às fundações. Para se conceber um projeto adequado de fundação, deve-se ter o

conhecimento das características da superestrutura (tipo de estrutura, cargas, utilização, processo construtivo etc) e do subsolo. Uma fundação é composta por um elemento estrutural (sapatas, estacas, tubulões etc) que está em contato com o maciço do solo.

Para o conhecimento das características do maciço de solo, se utilizam de técnicas que se baseiam em ensaios de campo e/ou de laboratório. No Brasil é comum o emprego de ensaios de campo, principalmente a sondagem de simples reconhecimento (SPT) como ferramenta rotineira para investigação do subsolo. No entanto, dependendo da complexidade da obra ou das características geológico-geotécnicas do local, empregam-se ensaios complementares, como por exemplo: CPTU, DMT, PMT entre outros.

Atualmente, tem-se observado o emprego cada vez maior de estaca do tipo hélice contínua como solução técnica dos projetos de fundações em vários tipos de obras (comercial, residencial ou industrial). Esta estaca apresenta muitas vantagens em seu processo executivo que a torna uma opção muito atrativa aos projetistas e aos incorporadores, podendo ser executada em vários tipos de terrenos e áreas urbanas densamente povoadas, pois a vibração e ruído são muito inferiores, quando se compara com técnicas que utilizam a percussão como processo executivo.

Para elaboração de um projeto de fundações, o projetista necessita conhecer, além do subsolo, as ações que atuam nos elementos de fundação. Estas solicitações deverão estar em equilíbrio com as forças resistivas, advindas da interação entre o elemento estrutural de fundação e o solo.

Em geral os projetos de fundações são desenvolvidos utilizando processos determinísticos, por meio do emprego de fatores de segurança global ou parcial. Nestas metodologias não se considera a variabilidade das solicitações e das resistências, o que pode levar a interpretações errôneas sobre a segurança do projeto. É importante que se avalie a probabilidade de ocorrência de determinados fatores aleatórios decorrentes da heterogeneidade do maciço de solo e também das ações, com o objetivo de minimizar as

incertezas na previsão do comportamento das fundações.

No Brasil, grande parte dos projetos de fundações são desenvolvidos utilizando métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga com base em ensaios de campo, principalmente o SPT. O emprego destes equacionamentos, apesar de tradicionalmente correntes no mercado, apresentam resultados que podem levar a projetos super ou subdimensionados. A forma ideal de avaliar a capacidade de carga de uma fundação seria realizar ensaios nos elementos de fundação, preferencialmente à priori, principalmente provas de carga estáticas, podendo em determinadas situações, realizar ensaios dinâmicos em substituição a alguns estáticos (NBR 6122/2010). Desta forma, se obteria dados mais confiáveis da fundação, o que permitiria avaliar o risco do projeto com maior fundamentação.

Neste trabalho, será avaliado risco de um estaqueamento de uma obra de um edifício residencial em que se empregaram estacas do tipo hélice contínua com diâmetros de 50 cm e 60 cm, todas com mesmo comprimento. Foram realizadas cinco provas de carga estáticas nas estacas da obra e dezesseis sondagens SPT.

2. CARACTERÍSTICAS DA OBRA

O local da obra em estudo está situado à Rua Alexandre Ramos, no bairro do Tanque, município do Rio de Janeiro – RJ. O empreendimento é composto por três torres residenciais multifamiliares de 12 níveis estruturais e um embasamento que compõe a área de lazer comum aos prédios.

Sob o ponto de vista geológico / geotécnico, a região da baixada de Jacarepaguá, mais especificamente a região do Tanque, é formada por depósitos quaternários que ocupam grande extensão territorial. A região da obra em referência apresenta uma matriz geotécnica basicamente composta por uma camada superficial de aterro com espessura variando entre 0,5 a 2,0 m, seguida por uma camada de argila siltosa média variando de aproximadamente 3,0 a 8,0 m de espessura,

sobrejacente a um solo residual silto argilo arenoso rijo a duro micáceo.

No local foram realizados dezesseis ensaios SPT no local. A primeira camada, precedida pelo aterro, apresenta N_{SPT} (médio) variando entre 7 e 10 golpes. A segunda camada (silte argiloso o arenoso) com N_{SPT} (médio) variando entre 12 e 40 golpes. O impenetrável à percussão foi atingido aos 20 m de investigação. O nível de água foi encontrado na profundidade aproximada de 2 m.

3. PROVAS DE CARGA

Foram realizadas cinco provas de carga estáticas do tipo lenta de desempenho, isto é, até o dobro da carga de trabalho, executadas em três estacas de 50 cm de diâmetro e em duas estacas de 60 cm de diâmetro. O fato da prova de carga ter sido dimensionada para ser do tipo de desempenho, impossibilitou em avançar os carregamentos além do dobro da carga de trabalho. Sendo assim, em todos os ensaios realizados, não foram evidenciados a ruptura do sistema solo / elemento estrutural; sendo o deslocamento médio máximo obtido nos ensaios da ordem de 15 mm (Figura 1).

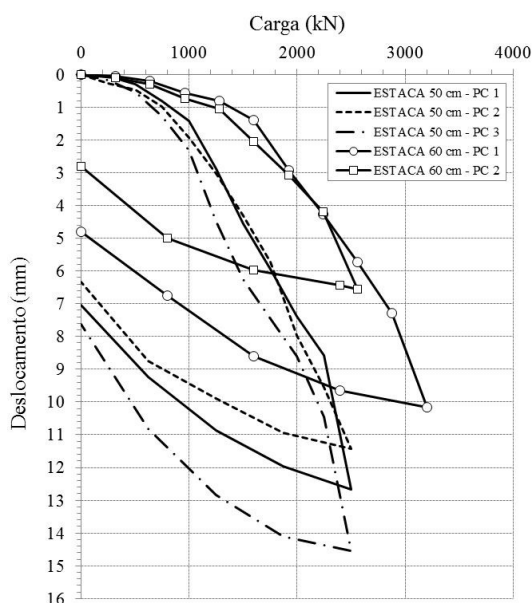


Figura 1. Curvas carga vs deslocamento.

4 ANÁLISE DE CONFIABILIDADE

Em normas europeias, americanas, asiáticas e australianas são propostos critérios de projeto

baseados em fatores parciais de segurança (*LRFD - Load and Resistance Factor Design*) para o dimensionamento de fundações (Bauduin, 2003). Por esta metodologia, fatores de segurança parciais são calibrados para atender certo nível de confiabilidade (representado pelo índice de confiabilidade β) ou probabilidade de falha da fundação.

Para a consideração das incertezas dos métodos de previsão de capacidade de carga, na aplicação do Método *LRFD* em projetos de fundações por estacas, é necessário conhecer a correlação entre a capacidade de carga calculada por algum método de previsão (Q_{cal}) e a capacidade de carga medida por prova de carga (Q_{med}), para o tipo de estaca usada, instalada no tipo de solo da obra em questão. Esta razão (Q_{cal}/Q_{med}) é conhecida como fator de viés. Esta razão não é fixa e pode ser representada como variável aleatória (com valor médio e desvio padrão). No entanto, além deste fator, para a utilização do Método *LRFD* é também essencial que se conheça a variabilidade espacial do terreno da obra.

Além de ser essencial para a aplicação do Método *LRFD*, o fator de viés também pode ser usado como informação a priori para a aplicação em métodos bayesianos de estimação. Portanto, considerando-se a importância do fator de viés para diferentes abordagens probabilísticas de projeto, neste artigo é apresentada uma análise deste fator para cinco diferentes métodos de previsão de capacidade de carga usados no presente caso de fundação avaliado.

Após esta análise de fatores de viés para o caso estudado, neste artigo é também apresentada uma análise de confiabilidade da fundação, baseada em cinco provas de carga. Para esta segunda análise foi utilizado o procedimento mostrado em Aoki e Tsuha (2012), proposto para casos em que o número de provas de carga é pequeno em relação ao número de estacas.

4.1 Viés dos métodos de previsão para aplicação do método LRFD

Nesta análise foram calculados valores de capacidade de carga das estacas da obra em

questão por cinco diferentes métodos: Pedro Paulo Costa Velloso (1981), Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978), Teixeira (1996) e Alonso (1996). Estes valores foram estimados para estacas de diâmetro de 50 cm e de 60 cm, para cada uma das 16 sondagens (SPT) realizadas neste terreno. Os resultados de capacidade de carga calculados (Q_{calc}) são apresentados na Tabela 1. Nesta tabela também são apresentados os resultados de coeficiente de variação dos valores de capacidade de carga estimados, por cada diferente método para os dezesseis ensaios SPTs executados. Verificou-se que os valores calculados de capacidade de carga são aproximados em todo o terreno (coeficiente de variação entre 7% e 18%). Portanto, na presente análise os valores calculados de capacidade de carga usados para as estacas de 50 cm e de 60 cm (Q_{calc}) por cada método foram assumidos como os valores médios da Tabela 1.

Tabela 1. Estatísticas dos valores calculados de capacidade de carga.

		PPC Velloso	Aoki-Velloso	Decourt-Quaresma	Teixeira	Alonso
$\phi=50\text{cm}$	Q_{calc} (kN)	4423	2290	3267	3208	3617
	Sd (kN)	445	407	227	279	306
	CV (%)	10	18	7	9	8
$\phi=60\text{cm}$	Q_{calc} (kN)	5437	3303	4151	4062	4539
	Sd (kN)	544	552	275	347	424
	CV (%)	10	18	7	9	9

ϕ = diâmetro da estaca, Q_{calc} = Carga média calculada, Sd = desvio padrão, CV = Coeficiente de variação

Para a análise da razão Q_{cal}/Q_{med} (fator de viés) dos métodos de previsão citados na Tabela 1, foram utilizados os resultados de cinco provas de carga estática (três em estacas de diâmetro 50 cm e duas em estacas de 60 cm). A capacidade de carga destas provas de carga foi interpretada por três diferentes critérios: método de rigidez de Decourt (2008), método de Van der Veen (1953) e método de Chin (1970). Os resultados interpretados são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Resultados de capacidade de carga das estacas ensaiadas (Q_{med}).

Estaca	ϕ	Método	Rigidez	Van der Veen	Chin
P-189	50 cm	Carga (kN)	4366	2950	4070
		Tensão (kPa)	22236	15024	20728
P-191		Carga (kN)	5111	3340	4450
		Tensão (kPa)	26030	17010	22664
P-192		Carga (kN)	4715	3280	4850
		Tensão (kPa)	24013	16705	24701
P-188	60 cm	Carga (kN)	6776	3600	4470
		Tensão (kPa)	23965	12732	15809
P-190		Carga (kN)	6179	2816	3230
		Tensão (kPa)	21854	9960	11424

Com os resultados das Tabelas 1 e 2 foram calculados valores da razão Q_{cal}/Q_{med} para as cinco estacas ensaiadas e para cada método de previsão empregado. Estes resultados são apresentados na Tabela 3 e Figura 2.

Tabela 3. Resultados dos valores da razão Q_{cal}/Q_{med} para as cinco estacas ensaiadas.

Estaca	Q_{cal}/Q_{med}														
	PPC Velloso			Aoki e Velloso			Decourt e Quaresma			Teixeira			Alonso		
	Rigidez	VdV	Chin	Rigidez	VdV	Chin	Rigidez	VdV	Chin	Rigidez	VdV	Chin	Rigidez	VdV	Chin
P-189	1,01	1,50	1,09	0,52	0,78	0,56	0,75	1,11	0,80	0,73	1,09	0,79	0,83	1,23	0,89
P-191	0,87	1,32	0,99	0,45	0,69	0,72	0,64	0,98	0,73	0,63	0,96	0,72	0,71	1,08	0,81
P-192	0,94	1,35	0,91	0,49	0,70	0,66	0,69	1,00	0,67	0,68	0,98	0,66	0,77	1,10	0,75
P-188	0,80	1,51	1,22	0,44	0,83	0,67	0,61	1,15	0,93	0,60	1,13	0,91	0,67	1,26	1,02
P-190	0,88	1,93	1,68	0,49	1,07	0,93	0,67	1,47	1,29	0,66	1,44	1,26	0,73	1,61	1,41
Média	0,90	1,52	1,18	0,48	0,81	0,71	0,67	1,14	0,88	0,66	1,12	0,87	0,74	1,26	0,97
Desvio	0,08	0,24	0,30	0,03	0,15	0,14	0,05	0,20	0,24	0,05	0,19	0,24	0,06	0,21	0,26
CV(%)	9	16	26	7	19	19	8	18	27	8	17	27	8	17	27

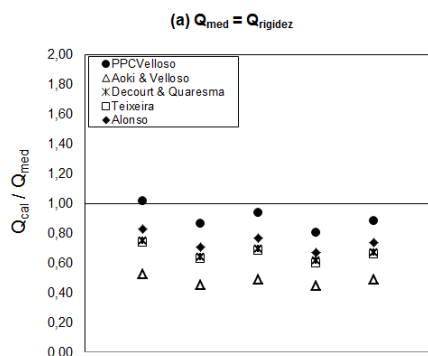


Figura 2a. Relação entre valores de capacidade de carga calculados e medidos (Q_{cal}/Q_{med}) - Critério da Rigidez.

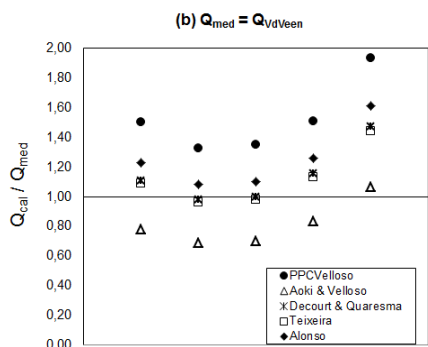


Figura 2b. Relação entre valores de capacidade de carga calculados e medidos (Q_{cal}/Q_{med}) – Critério de Van de Veen.

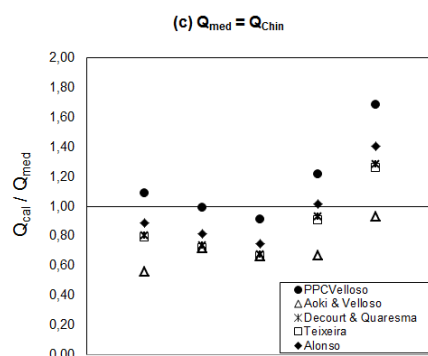


Figura 2c. Relação entre valores de capacidade de carga calculados e medidos (Q_{cal}/Q_{med}) - Critério de Chin.

A Figura 2a e a Tabela 3 mostram que, para o valor de capacidade de carga medido equivalente ao obtido pelo critério de Rigidez, o método Aoki e Velloso (1975) é conservador para a previsão de capacidade de carga (Q_{cal}/Q_{med} varia da ordem de 0,5). No entanto, os resultados das previsões utilizando o método do PPC Velloso são próximos aos valores medidos interpretados pelo critério de Rigidez. Os outros três métodos apresentam resultados aproximados com a razão Q_{cal}/Q_{med} variando da ordem de aproximadamente 0,7. Nota-se na Figura 2a e na Tabela 3 que todos os métodos

tendem a ser conservadores quando comparados aos valores de capacidade de carga interpretados pelo critério de Rigidez.

Diferentemente, quando as previsões são comparadas com os valores interpretados das provas de carga utilizando-se o critério de Van der Veen (Figura 2b e Tabela 3), todos os métodos, com exceção do método Aoki e Velloso, proporcionaram valores calculados maiores que os valores medidos. O método que proporcionou resultados mais distantes dos valores medidos foi o de PPC Velloso.

A Figura 2c mostra a comparação dos valores previstos com os medidos e interpretados pelo critério de Chin. Nela pode-se observar uma tendência intermediária àquelas observadas nas Figuras 2a e 2b.

Enfim, observa-se pela comparação entre as Figuras 2a, 2b, e 2c (e pelos resultados de coeficiente de variação mostrados na Tabela 3) que a razão Q_{cal}/Q_{med} para cada método de previsão é mais uniforme (menor dispersão em torno do valor médio de Q_{cal}/Q_{med} para as cinco estacas) quando se compara os valores previstos com os valores medidos interpretados pelo critério de rigidez.

4.2 Estimativa do índice de confiabilidade e probabilidade de ruína da fundação

O objetivo de um projeto de fundações por estacas com análise de confiabilidade é informar a probabilidade de que as solicitações nas estacas (S) sejam superiores à sua capacidade de carga (R), ou seja, $P(S > R)$. Esta probabilidade de falha (ou ruína) $p_F = P(R < S)$ é inversamente proporcional a um parâmetro conhecido como índice de confiabilidade β , que é equivalente a um fator de segurança associado a uma certa probabilidade de falha. Foye et al. (2004) cita que o objetivo do projeto baseado em confiabilidade é proporcionar estruturas que tenham probabilidade de falha inferior a um valor considerado aceitável.

Para a análise de confiabilidade da fundação estudada, é preciso conhecer os valores médios e desvio padrão das solicitações nas estacas (S) e da capacidade de carga (R) de todo o estaqueamento. No presente caso assume-se que

estas duas variáveis aleatórias, S e R , são independentes e seguem uma distribuição normal. Neste caso, como mostrado em Melchers (2002), o índice de confiabilidade β pode ser estimado por (Equação 1):

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (1)$$

Em que: μ_R é o valor médio de capacidade de carga das estacas da obra, μ_S é o valor médio das solicitações nas estacas, σ_R é o desvio padrão dos valores de capacidade de carga das estacas, e σ_S é o desvio padrão dos valores de solicitação nas estacas.

Se as variáveis aleatórias R e S seguem uma distribuição normal, a margem de segurança ($Z=R-S$) também segue uma distribuição normal, e neste caso, o desvio padrão da margem é calculado por (Equação 2):

$$\sigma_Z = \sqrt{(\sigma_S^2 + \sigma_R^2)} \quad (2)$$

Neste caso, o valor do índice de confiabilidade β pode ser estimado por (Equação 3):

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \quad (3)$$

A Figura 3 mostra graficamente a relação entre de probabilidade de falha e o índice de confiabilidade a partir da distribuição normal da margem de segurança Z .

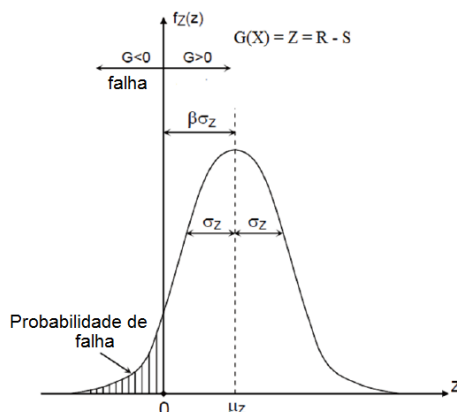


Figura 3. Probabilidade de falha adaptada de Melchers (2002).

No presente caso, a variação das cargas de compressão axial nas estacas foi estimada dividindo-se a carga no pilar pelo número de estacas do bloco. Os resultados das solicitações nas 362 estacas, 178 de diâmetro 60 cm e 184 de diâmetro 50 cm são apresentados na Tabela 4. As cargas por estaca, foram obtidas teoricamente com base na carga de projeto, tendo em vista que não foram medidas em campo.

Tabela 4. Resultados das cargas nas 362 estacas da obra.

	Carga (kN)		Tensão (kPa)
	$\phi = 50\text{cm}$	$\phi = 60\text{cm}$	
Média	1039	1244	4833
Desvio	241	313	1164
CV (%)	23	25	24

Como o número de provas de carga é pequeno (5) em relação ao total de estacas de 50 e 60 cm de diâmetro da obra (362), para a estimativa do desvio padrão de R foi utilizado o método de Tippet (1925), que é proposto para quando o tamanho da amostra é pequeno, e é aplicável para o caso de distribuição normal. Neste método considera-se que o número de desvios padrão dentro do intervalo entre o valor máximo e mínimo da amostra depende do número de dados amostrados, e o valor médio do parâmetro amostrado é a soma do valor máximo com o valor mínimo do intervalo dividido por dois. Neste caso, o desvio padrão é calculado por (Equação 4):

$$\sigma = \frac{(x_{\max} - x_{\min})}{N_{\sigma}} \quad (4)$$

Em que: $x_{\max}$ é o valor máximo do parâmetro amostrado, $x_{\min}$ é o valor mínimo do parâmetro amostrado e N_{σ} é o número de desvios padrão no intervalo para n dados normalmente distribuídos ($N_{\sigma} = 2,32593$ para $n=5$, como mostrado em Tippet, 1925).

Para a presente análise, os valores medidos de capacidade de carga usados são os valores apresentados na Tabela 2. Para a determinação do valor médio de R (para cada critério de interpretação da capacidade de carga) foi considerada a tensão resistida pelas estacas nas provas de carga, visto que foram ensaiadas

estacas com diferentes diâmetros. Do mesmo modo, para a determinação da solicitação média foi utilizado o valor de tensão média em todas as estacas (50 cm e 60 cm). Os resultados desta análise de confiabilidade, para as três diferentes interpretações de carga de ruptura mostrada neste artigo, são apresentados na Tabela 5.

Ahmad et al. (2003) citam que um valor aceitável do índice de confiabilidade β para estacas que trabalham individualmente (uma estaca por bloco) é da ordem de 3, e para aquelas que trabalham em grupo este valor varia entre 2,0 e 2,8. No entanto, nota-se na Tabela 5 que o Índice de Confiabilidade β é muito superior ao valor mínimo recomendado no caso de a carga de ruptura da estaca ser interpretada pelo critério de Rigidez. Este fato ocorre porque, além do valor médio de R ser superior, a dispersão em torno deste valor (quantificada pelo coeficiente de variação) é pequena (coeficiente de variação igual a 7%).

Por outro lado, a análise com base nos resultados interpretados pelo critério de Chin proporcionou menor índice de confiabilidade β , apesar do fator de segurança global ser elevado ($FS = 18062/4833 = 3,7$), para este critério ocorreu elevada dispersão dos valores de capacidade de carga em torno do valor médio (coeficiente de variação igual a 32%).

Tabela 5. Resultados da análise de confiabilidade da fundação.

Critério de interpretação	Rigidez	Van der Veen	Chin
μ_S (kN)	4833	4833	4833
σ_S (kN)	1164	1164	1164
CV_S (%)	24	24	24
μ_R (kN)	23942	13485	18062
σ_R (kN)	1796	3031	5708
CV_R (%)	7	22	32
β	8,9	2,7	2,3
p_F	0,000000...	1:288	1:93

μ_S = Solicitação média, σ_S = Desvio padrão da solicitação, CV_S = Coeficiente de variação da solicitação, μ_R = Resistência média estimada, σ_R = Desvio padrão da resistência estimado, CV_R = Coeficiente de variação da resistência, β = Índice de confiabilidade, p_F = Probabilidade de falha (ou ruína).

O nível de ocorrência de ruína pode ser obtido empregando a Tabela 6 uma escala subjetiva de eventos (Clemens, 1982).

Tabela 6. Escala subjetiva (Clemens, 1982).

β	p_F	Descrição da ocorrência
-7,94	1:1	Certeza
0,52	1:3	Frequente
1,88	1:33	Provável
2,75	1:336	Ocasional
3,43	1:3334	Remoto
4,53	$1:3 \times 10^5$	Improvável
7,27	$1:6 \times 10^{12}$	Nunca

Avaliando a Tabela 6 observa-se que de acordo com os resultados obtidos na Tabela 5, o critério de Rigidez apresenta um risco nulo (*nunca*) de ocorrência de ruína. Avaliando os resultados com base no critério de Van der Veen o risco avaliado é *ocasional* e pelo critério de Chin é *provável*.

5. CONCLUSÕES

- Dos métodos empregados para previsão da capacidade de carga, o método de Aoki e Velloso se apresentou conservador quando se interpretou os resultados das provas de carga por todos os critérios de análise de ruptura. Porém, os demais métodos apresentaram valores inferiores somente quando se avalia o critério de Rigidez, sendo variável quando se avalia os demais critérios.
- Dos critérios de interpretação de capacidade de carga verificou-se que o critério de Rigidez forneceu valores superiores a todos os métodos de previsão utilizados. No entanto, os demais métodos (Van de Veen e Chin) apresentaram valores variáveis quando se compara aos métodos de capacidade de carga.
- Com relação a avaliação do risco do projeto de fundações. Verificou-se que empregando o método de Rigidez o risco do projeto é nulo, diferente quando de avalia os demais critérios (Van de Veen e Chin), que apresentaram risco ocasional e provável, respectivamente.
- O emprego dos métodos de capacidade de carga e critérios de ruptura, quando avaliados independentemente podem levar o projetista a interpretações opostas, desde uma avaliação extremamente otimista em que se apresenta um risco nulo àquela de risco provável. Desta forma, é importante que, ao se avaliar um projeto, se utilize de todas as ferramentas de análise possíveis de forma a garantir a

segurança quanto à ruína da fundação.

- É importante que se conduza as provas de carga ao máximo nível de deslocamento e carga para que se possa empregar os critérios de ruptura de forma mais adequada, pois provas de carga interrompidas com pequenos deslocamentos podem levar à uma interpretação errônea quanto a segurança do projeto.

REFERÊNCIAS

- ABNT NBR 6122 (2010) *Projeto e Execução de Fundações*
- Ahmad, A.R., Madi, C., and 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*. p.71-80.
- Alonso, U. R. (1996) Estacas hélice contínua com monitoração eletrônica: previsão da capacidade de carga através do ensaio SPT-T. In: Seminário De Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia III, SEFE III, São Paulo. *Anais...* São Paulo: ABEF/ABMS, v.2, p. 141-151.
- Aoki, N.; Velloso, D. A. (1975) An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: Congreso Panamericano de Mecanica de Suelos y Cimentaciones, 5., Buenos Aires. *Anais...* Buenos Aires: Sociedad Argentina de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, p. 367-376.
- Aoki, N.; Tsuha, C.H.C. (2012) Reliability analysis of pile foundations according to the new Brazilian standard for foundations design. In: 9th International Conference on Testing and Design Methods for Deep Foundations, 2012, Kanazawa. Testing and Design Methods for Deep Foundations. Kanazawa: Kanazawa e-Publishing Co., Ltd., 2012. p. 675-680
- Bauduin, C. (2003). Assessment of model factors and reliability index for ULS design of pile foundations. *Proceedings of BAP IV, Ghent, Deep Foundation on Bored Bored and Auger Piles*, Van Impe (ed.).p.119-135.
- Chin, F.K. (1970) Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure. In: Southeast Asia Conference on Soil Engineering, v.2., Southeast Asia. *Proceedings...* Southeast Asia: (s.n.). p.81-90.
- Clemens P.L. (1982) *Combinatorial Failure Probability Analysis Using MIL-STD 882* – Notice - February
- Décourt, L. (2008) Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que tem dito. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, 6., São Paulo. *Anais...* São Paulo: ABEF/ABMS, CD-ROM.
- Décourt, L.; Quaresma, A. R. (1978) Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Fundações VI, Cobramseg, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: ABMS, 1978. v. 1, p. 45-54.
- Foye, K. C., Abou-Jaoude, G., and Salgado, R. (2004). Limit States Design (LSD) for Shallow and Deep Foundations. *Report, Joint Transportation Research Program*, Report No. FHWA/IN/JTRP-2004/21.
- Melchers, R. E. (2002). *Structural Reliability Analysis and Prediction*. 437p. John Wiley & Sons, New York.
- Orr, T.L.L. and Breyse, D. (2008).
- Teixeira, A.H. (1996) Projeto e execução de fundações. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 3., São Paulo. *Anais...* São Paulo, p. 33-50. v1.
- Tippett, L. H. C. (1925). On the Extreme Individuals and the Range of Samples Taken from a Normal Population. *Biometrika*. 17:3/4. New York: Macmillan. 364-387. k j jn
- Van der Veen, C. The bearing capacity of pile. In: International Conference of Soil Mechanics And Foundation Engineering, 3., 1953, Zurich. *Proceedings...* Zurich: ICOSOMEF, 1953, v.2, p.84-90.
- Velloso, P.P.C. *Fundações: aspectos geotécnicos*. 3.ed. Rio de Janeiro: PUC – RJ, 1981. 1p. 467-469, v.3.