

Considerações sobre o emprego da análise probabilística na fase de projeto de fundações por estacas: Aplicação em estacas escavadas de pequeno diâmetro

Henrique Svizzero Boni

UNESP, Faculdade de Engenharia de Bauru, Bauru, SP, Brasil, henriquesboni@gmail.com

Breno Padovezi Rocha

USP, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, Brasil, brenop@sc.usp.br

Heraldo Luiz Giacheti

UNESP, Faculdade de Engenharia de Bauru, Bauru, SP, Brasil, h.giacheti@unesp.br

Caio Gorla Nogueira

UNESP, Faculdade de Engenharia de Bauru, Bauru, SP, Brasil, caio.nogueira@unesp.br

RESUMO: A segurança das fundações em estacas é avaliada por meio da determinação da carga admissível de todo o sistema. A NBR 6122 (2010) preconiza que seja adotado um Fator de Segurança (FS) aplicado ao valor médio da capacidade de carga dos elementos de fundação para definir a carga admissível das estacas. Nessa abordagem, o FS é o único responsável por levar em consideração as incertezas inerentes aos parâmetros de projeto e aos modelos de comportamento. No entanto, esse fator não garante a ausência de risco de falha dos elementos de fundação e não é capaz de quantificar o nível de segurança dos elementos isolados da fundação. Assim, este artigo apresenta uma abordagem probabilística, a partir da Teoria da Confiabilidade, para avaliar a segurança de fundações em estacas escavadas de pequeno diâmetro na fase do projeto geotécnico. As incertezas na definição dos parâmetros de resistência estaca-solo para a estimativa da capacidade de carga das estacas foram quantificadas a partir de resultados de sondagens SPT e incorporadas ao método semi-empírico de Décourt-Quaresma (1978). O projeto geotécnico das fundações de um edifício hipotético de pequeno porte assente sobre o solo que ocorre na cidade de Bauru-SP foi utilizado para mostrar a aplicação dessa abordagem. Os resultados forneceram a probabilidade de falha de cada elemento de fundação, permitindo a intervenção direta do projetista na definição do estaqueamento para a obtenção do nível de segurança local desejado.

PALAVRAS-CHAVE: Projeto de fundações, Estacas escavadas, Teoria da confiabilidade.

ABSTRACT: The safety of pile foundations is assessed by determining the allowable load of the all system. NBR 6122 (2010) recommends that a Safety Factor (FS) be applied and should be applied to the average bearing capacity of the foundation elements to define the allowable load of the piles. In this approach, FS is solely responsible for considering the uncertainties inherent in design parameters and behavior models. However, such factor does not guarantee the absence of risk of failure of the foundation elements and is not able to quantify the safety level of the single elements of the foundation. Thus, this paper presents a probabilistic approach, based on the Reliability Theory, to evaluate the safety of foundations in small diameter excavated piles in the geotechnical design phase. The uncertainties in the determination of soil resistance parameters for the estimation of the piles bearing capacity were quantified from SPT data and incorporated into the semi-empirical Décourt-Quaresma (1978) method. The geotechnical foundation design of a hypothetical small building for the soil that occurs in the city of Bauru-SP was used to show the applicability of this approach. The results show the probability of failure of each pile, allowing the direct intervention of the designer in defining the pile set to obtain the desired local security level.

KEYWORDS: Foundations design, Bored pile, Reliability theory.

1 Introdução

No Brasil, a segurança das fundações em estacas, na fase de projeto geotécnico, é avaliada de acordo com as recomendações da NBR 6122 (2010), que define para a segurança da fundação, que seja adotado um Fator de Segurança (FS) igual a 2,0, aplicado ao valor médio da capacidade de carga dos elementos de fundação, definindo assim a carga admissível do estaqueamento. Existem diversos métodos, teóricos e semi-empíricos, para a estimativa da capacidade de carga de um elemento de fundação. No Brasil, os métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978) se destacam.

Os fatores de segurança recomendados por normas têm por objetivo considerar as incertezas inerentes aos materiais utilizados, presentes na quantificação de parâmetros de projeto, bem como quanto a qualidade dos modelos para representar os comportamentos avaliados. No entanto, esses fatores de segurança não garantem a ausência de risco de falha dos elementos de fundação (Cintra e Aoki, 2010), bem como também não são capazes de quantificar o nível de segurança dos elementos de fundação.

No contexto dessas incertezas, existem dois tipos a serem considerados em problemas de engenharia: as intrínsecas e as epistêmicas. As intrínsecas surgem em função da aleatoriedade do comportamento dos sistemas de engenharia, bem como da história de formação dos materiais naturais, como é o caso dos solos. Já, as epistêmicas são provenientes da falta de conhecimento acerca de comportamentos e/ou de propriedades de materiais necessários para a previsão adequada do que se espera dos sistemas de engenharia.

Diante da necessidade de se caracterizar adequadamente as incertezas inerentes aos parâmetros de resistência do solo para projeto de fundações, a abordagem probabilística tem sido cada vez mais utilizada ainda na fase de projeto, na determinação da capacidade de carga dos elementos de fundação (Low e Phoon, 2015; Prästings et al., 2016). De acordo com o método escolhido é necessário caracterizar estatisticamente os parâmetros de resistência do solo, para que as incertezas sejam consideradas na estimativa da capacidade de carga dos elementos de fundação.

Neste contexto, este trabalho apresenta uma abordagem probabilística, a partir da Teoria da Confiabilidade, para avaliar a segurança de fundações em estacas escavadas na fase do projeto geotécnico. As incertezas na definição da resistência do solo utilizado na estimativa da capacidade de carga das estacas foram quantificadas a partir de resultados de sondagens SPT e incorporadas ao método semi-empírico de Décourt-Quaresma para previsão de capacidade de carga. O projeto geotécnico das fundações de um edifício hipotético de pequeno porte assente sobre o solo que ocorre na cidade de Bauru-SP foi utilizado para demonstrar a aplicação da abordagem proposta.

2 Método Décourt-Quaresma (1978)

Esse método foi originalmente desenvolvido com base em resultados de ensaios SPT. Posteriormente, Décourt (1996) introduziu os fatores α e β , respectivamente nas parcelas de resistência de ponta e lateral. A capacidade de carga pode ser determinada pela Equação (1):

$$R = R_p + R_L = \alpha C N_p A_p + \beta U 10 \times \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \Delta L \quad (1)$$

onde: A_p é a área da seção transversal da ponta da estaca; U é o perímetro da estaca; ΔL é a espessura da camada de solo; N_L corresponde ao N_{SPT} médio para cada camada de solo; N_p corresponde ao N_{SPT} médio entre os valores de N_{SPT} anterior, na cota de apoio da estaca e posterior; C é o coeficiente característico do solo, α e β são coeficientes em função do tipo da estaca e do tipo de solo respectivamente. Os valores de C , α e β podem ser encontrados em Décourt (1996).

3 Modelos de Confiabilidade

De um modo geral, o objetivo de uma análise de confiabilidade na engenharia é determinar as probabilidades de ocorrência ou não ocorrência de estados limites, avaliando a segurança do sistema ao longo de sua vida útil. A confiabilidade C mede a probabilidade de que o sistema não viole um determinado

estado limite. Em termos matemáticos, C é definida pelo complemento da probabilidade de violação do estado limite (P_f), conforme Equação (2):

$$C = 1 - P_f \quad (2)$$

Os estados limites representam modos de falha ou de violação de um determinado critério. Assim, definem-se as funções de estado limite, as quais relacionam, de modo geral, uma medida de oferta ou resistência R com uma medida de demanda ou solicitação S . A forma mais comum de se escrever essa relação matemática entre R e S é através da função margem de segurança M , conforme Equação (3).

$$M = R(X, U) - S(X, U) \quad (3)$$

Onde: X e U são, respectivamente, variáveis que contém incertezas (comumente definidas como variáveis aleatórias) e variáveis determinísticas. Portanto, o evento segurança ou sobrevivência ocorre quando $M > 0$, enquanto que o evento falha é representado pelo evento $M \leq 0$.

Existem diversos métodos de solução do problema de confiabilidade descrito pela Equação (2). Dentre os mais comuns e utilizados na literatura está o FORM (First Order Reliability Method). Trata-se de um método de transformação que considera como informações básicas das variáveis aleatórias, suas médias, coeficientes de variação, matriz de correlação e a função densidade de probabilidades. A Figura 1 ilustra um esquema que descreve o FORM para o caso de 2 variáveis aleatórias correlacionadas, definidas pela função densidade conjunta de probabilidades (PDF conjunta). A superfície de falha ilustrada corresponde à situação em que $G(X) = R(X, U) - S(X, U) = 0$. O FORM transforma as variáveis do espaço físico (em X) para um conjunto de variáveis normalizadas e não correlacionadas no espaço normal padrão (em Y), onde o índice de confiabilidade (β) é obtido.

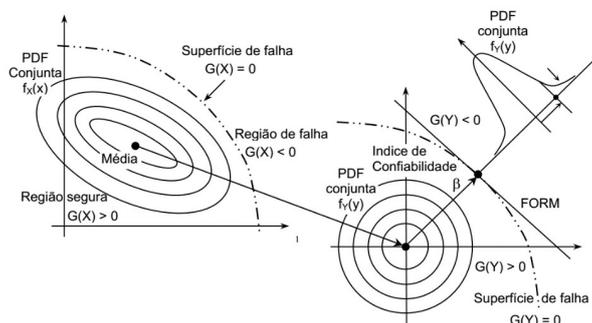


Figura 1. Transformação do espaço físico original (em X) para o espaço normal-padrão não correlacionado (em Y) (adaptado de LOPES, 2007).

O índice de confiabilidade é definido como a menor distância entre a origem do sistema de eixos no espaço normal padrão não correlacionado até a superfície de falha $G(Y) = 0$ (Hasofer e Lind, 1974). Para um problema com diversas variáveis aleatórias, o índice de confiabilidade pode ser obtido a partir da solução de um problema de otimização descrito por:

$$\beta = \min_{\mathbf{y}} \sqrt{\sum_{i=1}^n y_i^2} ; \quad \text{Sujeito a: } G(\mathbf{y}_i) = 0 \quad (7)$$

A solução do problema descrito pela Equação (7) fornece as coordenadas do ponto de projeto no espaço normal padrão, bem como os fatores de sensibilidade das variáveis aleatórias sobre a probabilidade de falha avaliada. O ponto de projeto é definido exatamente sobre a superfície de falha $G(Y) = 0$ e contém o maior conteúdo de probabilidades, isto é, se as variáveis aleatórias assumirem as coordenadas do ponto de projeto, haverá a maior probabilidade de violação do estado limite analisado. A probabilidade de falha é obtida a partir do índice de confiabilidade, segundo a Equação (8):

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (8)$$

Onde: $\Phi(\cdot)$ é a função acumulada de probabilidades definida no espaço normal padrão não correlacionado.

4 Área estudada

A área estudada esta localizada no campo experimental da UNESP de Bauru, estado de São Paulo. Nos primeiros 20 m de profundidade, tem-se a ocorrência de uma areia fina pouco argilosa, vermelha, residual do arenito da Formação Marília, sem a presença de nível d'água até essa profundidade. Neste local, 3 ensaios SPT foram realizados segundo a NBR 6484 (2001). Detalhes sobre o solo desse campo experimental encontram-se em Cavalcante et al. (2007).

4.1 Variabilidade do Solo Local

A Figura 2 mostra a posição dos pilares do edifício hipotético, bem como a posição dos pilares com as cargas verticais que atuam nos elementos de fundação. Na quantificação da variabilidade dos parâmetros de resistência do solo, se considerou os resultados de três sondagens SPT mais próximas do edifício (SPT-03, SPT-04 e SPT-05). Ressalta-se que a quantidade de sondagens atende a recomendação da NBR 8036 (1983).

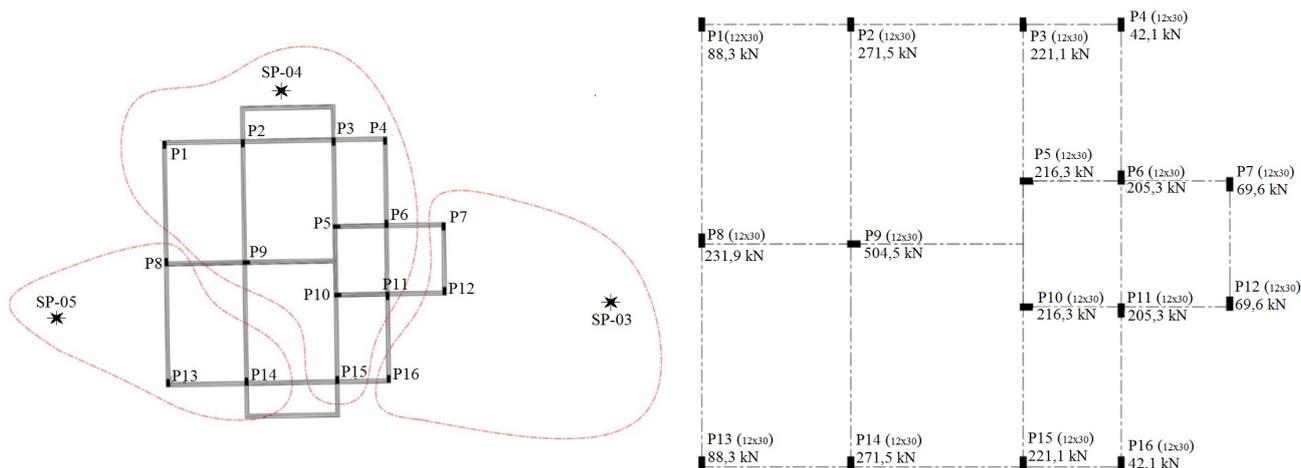


Figura 2. Posição dos pilares, das sondagens SPT e das cargas verticais atuantes nos elementos de fundação.

Os resultados dos SPTs foram analisados até 20 m de profundidade, por se tratar de uma obra de pequeno porte. A Figura 3 tem-se os perfis de N_{SPT} dos 3 ensaios, bem como perfis médios, mínimos e máximos.

No método de Décourt-Quaresma, a formulação usa apenas um valor de N_L para toda a camada de mesmo solo. Dessa forma, a variabilidade do solo foi construída a partir do valor médio de N_L para cada sondagem, resultando em três valores de N_L . A partir desses valores, foi definida a média total de N_L com sua respectiva medida de dispersão. Já, para a definição da parcela de ponta (N_P), o método considera a média de três valores de N_{SPT} , ou seja, na cota de apoio da estaca, na cota imediatamente acima e na cota imediatamente abaixo onde a estaca será apoiada.

A Tabela 1 apresenta as estatísticas para o N_{SPT} obtidas para o respectivo comprimento (L) da estaca, considerando os dados das três sondagens de projeto. Os dados são apresentados a partir de um comprimento mínimo de estaca igual a 3 m, e mostra a variabilidade ao longo da profundidade.

5 Exemplo de Aplicação

O edifício hipotético tem três pavimentos e foi concebido em sistema convencional laje-viga-pilar em concreto armado. As ações atuantes foram determinadas a partir de materiais convencionais utilizados na

construção de edificações de pequeno e médio porte, bem como pela adoção das recomendações de normas brasileiras para projeto estrutural (NBR 6120: 1980). A ação do vento não foi considerada nesta análise.

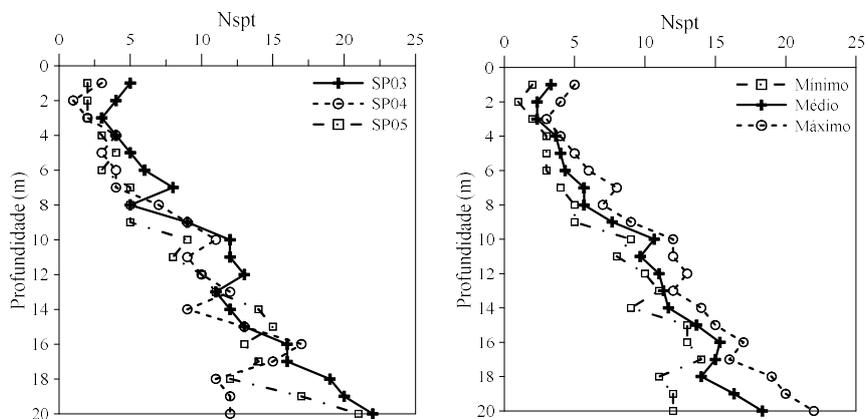


Figura 3. Perfis de N_{SPT} considerados nesse estudo.

Tabela 1. Estatística dos valores de N_{SPT} metro a metro utilizadas.

L(m)	N_L	σ	COV(%)	N_P	σ	COV(%)
3	2,83	1,44	50,94	3,33	0,58	17,32
4	2,67	1,15	43,30	4,00	0,88	22,05
5	2,92	0,95	32,45	4,67	1,45	31,13
6	3,13	0,92	29,48	5,22	1,02	19,50
7	3,33	1,01	30,41	6,33	1,20	18,98
8	3,67	1,15	31,49	8,00	1,45	18,16
9	3,92	0,95	24,17	9,33	1,86	19,88
10	4,33	1,02	23,50	10,44	1,71	16,38
11	4,97	1,06	21,34	10,67	1,20	11,27
12	5,39	1,15	21,34	11,33	0,88	7,78
13	5,86	1,19	20,32	12,22	1,02	8,33
14	6,28	1,09	17,37	13,56	0,51	3,76
15	6,67	0,99	14,78	14,67	0,58	3,94
16	7,13	0,87	12,22	14,78	2,04	13,78
17	7,65	0,88	11,45	15,11	2,91	19,27
18	8,08	0,88	10,91	16,22	4,35	26,82
19	8,41	1,06	12,61	18,11	3,91	21,57
20	8,82	1,16	13,10	18,44	2,99	16,20

A solução escolhida para as fundações do edifício foi em estaca escavada. Para comparação entre projetos distintos, foram adotados os diâmetros de 25, 30 e 35 cm. Em cada projeto, todas as estacas foram mantidas sempre com o mesmo diâmetro. Para cada diâmetro adotado, a quantidade e o comprimento total de cada estaca por bloco de coroamento foram obtidos considerando o método Décourt-Quaresma (Tabela 2). Os fatores de segurança médios para os diâmetros de 25, 30 e 35 cm foram, respectivamente 2,10; 2,24 e 2,25.

5.1 Formulação do Problema de Confiabilidade

A determinação das cargas nos elementos de fundação considerou a presença de ações permanentes e variáveis. Dentre as ações permanentes estão o peso próprio dos elementos estruturais e não estruturais, enquanto que para as ações variáveis, apenas a sobrecarga de utilização foi considerada. Em função disso, as cargas atuantes nos elementos de fundação são compostas por uma parcela nominal permanente (P_P) e uma parcela nominal variável (P_V). Com relação às variáveis de resistência do problema, as parcelas de ponta (N_P) e de atrito lateral (N_L), determinados a partir dos resultados dos SPTs, compõem a capacidade resistente das estacas escavadas. De modo geral, a equação de estado limite $G(X,U)$ que define o problema de

confiabilidade estabelece uma relação em termos de margem de segurança entre capacidade resistente do elemento de fundação e a carga total que o solicita, conforme:

$$G(X, U) = R(X, U) - S(X, U) \quad (9)$$

onde X é o conjunto de variáveis aleatórias e U é o conjunto de parâmetros determinísticos. A equação de estado limite geral é reescrita segundo cada um dos métodos de previsão de capacidade de carga conforme:

$$G_{DQ}(X, U) = \left[\alpha C N_P A_P + \beta U 10 \times \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \Delta L \right] - [P_P + P_V] \quad (10)$$

Tabela 2. Dimensionamento dos estaqueamentos do edifício.

Pilar	Diâmetro de 25 cm		Diâmetro de 30 cm		Diâmetro de 35 cm	
	Nº Estacas	L (m)	Nº Estacas	L (m)	Nº Estacas	L (m)
P1	1	8,0	1	7,0	1	6,0
P2	2	12,0	2	10,0	2	8,0
P3	2	10,0	2	8,0	2	7,0
P4	1	6,0	1	5,0	1	5,0
P5	2	9,0	2	8,0	2	7,0
P6	2	9,0	2	8,0	2	7,0
P7	1	6,0	1	5,0	2	8,0
P8	2	11,0	2	11,0	2	8,0
P9	3	14,0	2	14,0	2	12,0
P10	2	9,0	2	8,0	2	7,0
P11	2	9,0	2	8,0	2	7,0
P12	1	6,0	1	5,0	1	5,0
P13	1	9,0	1	8,0	1	6,0
P14	2	12,0	2	10,0	2	8,0
P15	2	10,0	2	8,0	2	7,0
P16	1	6,0	1	5,0	1	5,0

As variáveis aleatórias do problema de confiabilidade são 4: N_L e N_P (resistência); P_P e P_V (solicitação). Os demais parâmetros contidos nas equações de estado limite são determinísticos. As estatísticas das variáveis de solicitação foram definidas a partir de Ellingwood et al. (1980), onde para a carga permanente a média corresponde a $1,05 \times P_P$, com coeficiente de variação (COV) de 10% e distribuição normal de probabilidades, enquanto que para a carga variável a média corresponde a $1,00 \times P_V$, com COV de 25% e distribuição do tipo Gumbel para máximos tipo I. Os valores nominais de P_P e P_V foram adotados através da análise estrutural como sendo as cargas das vigas sobre os pilares. A Tabela 3 apresenta as estatísticas de P_P e P_V totais para cada pilar, dadas em termos do valor médio e desvio-padrão.

As variáveis aleatórias de resistência N_L e N_P são normalmente distribuídas com média e coeficiente de variação definidos segundo a abordagem descrita. Para o método de Décourt-Quaresma, em função da hipótese de formulação do método, o problema de confiabilidade é definido sempre com 4 variáveis aleatórias: as resistências lateral e de ponta e as solicitações. Portanto, basta definir o comprimento da estaca e obter as estatísticas de N_L para a camada de mesma espessura considerando todas as medidas de N_{SPT} das três sondagens até o comprimento da estaca. As estatísticas de N_P são definidas considerando também as três sondagens e as medidas do N_{SPT} da cota de assentamento da estaca e das cotas imediatamente acima e abaixo. As estacas foram avaliadas individualmente na determinação do índice de confiabilidade via FORM. Nos blocos com mais de uma estaca, admitiu-se que as cargas atuantes fossem transferidas igualmente para as estacas. Nessa análise não se considerou o efeito de grupo.

Tabela 3. Dados estatísticos das cargas permanentes (P_p) e variáveis (P_v).

Pilar	Solicitação			
	P_p (kN) COV = 10%	σ (kN)	P_v (kN) COV = 25%	σ (kN)
P1	84,9	8,5	7,4	1,9
P2	247,7	24,8	35,6	8,9
P3	198,6	19,9	22,0	5,5
P4	43,6	4,4	0,6	0,2
P5	193,1	19,3	32,4	8,1
P6	188,5	18,8	25,8	6,5
P7	66,5	6,6	6,3	1,6
P8	215,8	21,6	26,4	6,6
P9	446,6	44,7	79,2	19,8
P10	193,1	19,3	32,4	8,1
P11	188,5	18,8	25,8	6,5
P12	66,5	6,6	6,3	1,6
P13	84,9	8,5	7,4	1,9
P14	247,7	24,8	35,6	8,9
P15	198,6	19,9	22,0	5,5
P16	43,6	4,4	0,6	0,2

5.2 Análise dos Resultados

O critério inicialmente adotado para avaliar o desempenho dos elementos de fundação referente ao índice de confiabilidade foi proposto por Whitman (2000). O autor propõe um intervalo de variação para o índice de confiabilidade β em fundações por estacas com valor mínimo de 2,33 (probabilidade de falha associada de 10^{-2}) e valor máximo de 3,09 (probabilidade de falha associada de 10^{-3}). Se o índice de confiabilidade obtido estiver dentro desse intervalo, o elemento de fundação pode ser considerado “seguro” e “adequado”. A Figura 4 apresenta os índices de confiabilidade para o ELU obtidos considerando o método de previsão de capacidade de carga para os três projetos de fundações.

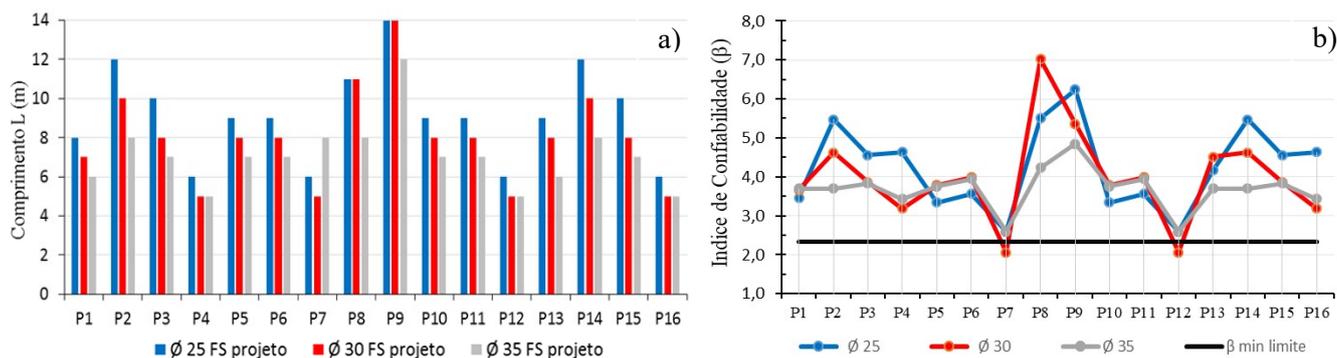


Figura 4. a) Comprimentos das estacas e b) índices de confiabilidade, para os três projetos.

A partir da análise dos resultados observa-se que:

- Todas as estacas apresentaram índice de confiabilidade superior ao mínimo de 2,33 proposto por Whitman (2000), exceto as estacas dos pilares P7 e P12 para o diâmetro de 30 cm. Por outro lado, a maioria das estacas apresentou índices de confiabilidade muito superiores ao valor de 3,09, sugerindo altos níveis de segurança;
- A seguinte variação do índice de confiabilidade foi observada: $\phi 25 \rightarrow 2,58 \leq \beta \leq 6,24$; $\phi 30 \rightarrow 2,06 \leq \beta \leq 7,02$; $\phi 35 \rightarrow 2,59 \leq \beta \leq 4,85$. As estacas de menor comprimento (pilares P7 e P12) apresentaram menores valores de índice de confiabilidade para os três projetos, enquanto que as estacas de maior comprimento (pilares P2, P8, P9 e P14), de modo geral, resultaram nos maiores

valores de β . A quantificação da variabilidade dos parâmetros de resistência do solo, considerando a camada de solo de espessura igual ao comprimento da estaca, reduz a dispersão das medidas do N_{SPT} no campo e garante maior uniformidade em termos do índice de confiabilidade para o estaqueamento;

- A análise de confiabilidade foi realizada para verificar apenas como o estaqueamento teórico de projeto, dimensionado com FS, considerando a relação entre a resistência e sollicitação individual de cada estaca se comportaria em termos de confiabilidade. Na prática, sugere-se adequação dos comprimentos, padronizando-os a fim de facilitar a execução com base na experiência do engenheiro geotécnico, considerando as particularidades do solo local e dos equipamentos utilizados na execução de estacas escavadas;
- Os resultados mostraram que a abordagem definida para quantificar a variabilidade dos parâmetros de resistência do solo N_L e N_P influenciou significativamente na determinação dos índices de confiabilidade das estacas.

5.3 Reinterpretação dos resultados com base no critério de β

Uma nova avaliação do estaqueamento foi feita, em termos de confiabilidade, a fim de verificar a variação do índice de confiabilidade β em função do comprimento das estacas, para cada diâmetro de projeto ($\phi 25$, $\phi 30$ e $\phi 35$ cm) e assim determinar novo estaqueamento de projeto, definidos pelo parâmetro β . Para facilitar a análise de confiabilidade do estaqueamento, avaliou-se apenas o comportamento de estacas de 5 pilares do edifício: o pilar de maior carga (P9 - 504,5 kN), o pilar de menor carga (P4 - 42,1 kN), e pilares de cargas intermediárias (P1 - 84,9 kN; P2 - 247,7 kN; P15 - 211,5 kN). Tais pilares representam a maior parte das condições de sollicitações impostas aos demais pilares do edifício. Por isso os pilares avaliados foram separados em 3 intervalos de carga (classes) como mostra a Tabela 4, utilizando como referência os pilares de maior carga dentro de cada intervalo ou os próprios pilares avaliados, para que a análise de confiabilidade fosse a favor da segurança.

A análise estatística para as estacas dos pilares referência considerou os dados estatísticos das 3 sondagens, respeitando a premissa do método de cálculo empregado. Cada pilar de referência serviu como base para determinação do β relativo a cada estaca definida a partir do Fator de Segurança, conforme Figura 5.

Essa análise contempla os resultados obtidos dos gráficos de referência de $\beta \times L$ (m), que possibilita uma reavaliação do estaqueamento e definição dos comprimentos das estacas com base apenas no parâmetro β . Assim, é uma alternativa de projeto, que considera apenas a probabilidade de falha individual das estacas.

Tabela 4. Pilares utilizados na análise de segurança, dispostos de acordo com as cargas limites.

Classes	Cargas (P) kN	Pilar de referência	Pilares
1	$P \leq 150$	P1, P4	P1, P4, P7, P12, P13, P16
2	$300 \geq P \geq 150$	P2, P3	P2, P3, P5, P6, P8, P10, P11, P14, P15
3	$P \geq 300$	P9	P9

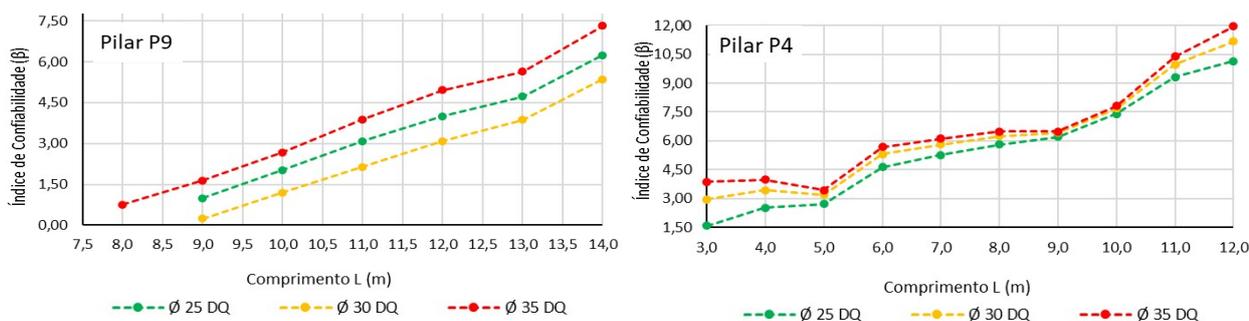


Figura 5. Relação de β vs L(m) para as estacas do Pilar P9, de maior carga, e do Pilar P4, de menor carga.

Nessa nova abordagem com base apenas em β , a análise realizada para os pilares referência, mostram uma uniformização dos índices de confiabilidade em função do comprimento. Essa relação depende basicamente do método utilizado para cálculo e de como as estatísticas das variáveis aleatórias de resistência (N_L e N_P) foram consideradas.

Para a definição de novos estaqueamentos em termos do índice de confiabilidade foi adotado como valor alvo $\beta \geq 4,00$, que atende a recomendação do JCSS (2001) para estruturas no ELU. Dessa forma, o critério de limite superior sugerido por Whitman (2000), cujo valor de $\beta = 3,09$, com probabilidade de falha associada de 1/1000 também é atendido.

Nesse sentido, considerando que as cargas dos pilares em sua maioria apresentam mesma magnitude, e que as condições e características do subsolo são homogêneas, ao utilizar o critério do índice de confiabilidade, com $\beta > 4,0$, houve uma melhor uniformização dos comprimentos das estacas em relação ao estaqueamento pré-definido com os fatores de segurança médio (FS), favorecendo a execução sem trazer nenhum prejuízo em termos de segurança. Na Figura 6 tem-se os comprimentos das estacas por pilar, com base no critério β , na fase de projeto.

A adequação dos comprimentos na fase de projeto com base no β , permitiu reavaliar novo fator de segurança para os 3 diâmetros adotados, determinando assim os novos valores de FS de 2,26, 2,62, 3,08 respectivamente para as estacas de 25, 30 e 35 cm de diâmetro. De uma maneira geral, obteve-se maiores comprimentos com o critério β , conseqüentemente resultando em maiores fatores de segurança. Os resultados mostram que ao se realizar a análise do FS dos estaqueamentos com base em β , observa-se que os mesmos, além de atenderem os parâmetros de confiabilidade, também atendem os fatores de segurança médios.

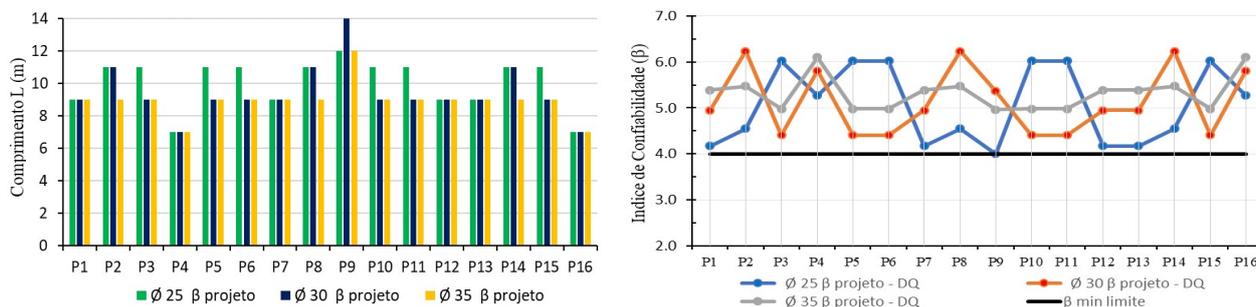


Figura 6. Comprimentos das estacas e índices de confiabilidade para os três projetos realizados.

6 Conclusões

- Os índices de confiabilidade das estacas isoladas para o ELU mostraram-se, na maioria dos elementos, maiores ao limite superior estabelecido por Whitman (2000). À medida que o comprimento da estaca aumentou, o índice de confiabilidade aumentou significativamente, devido ao aumento da média da resistência do elemento e da diminuição do coeficiente de variação no atrito lateral para maiores profundidades. Assim, ao se projetar o estaqueamento utilizando o FS = 2,0, os índices de confiabilidade da maioria dos elementos isolados de fundação tendem a serem maiores que o valor de 3,09. No entanto, na segunda análise realizada, sugere-se uma adequação do índice de confiabilidade com $\beta \geq 4,0$;
- Mesmo para elementos de fundação submetidos a baixos níveis de carregamento, o índice de confiabilidade foi pequeno, porque nesses casos empregou-se estacas curtas. Isto se deve a maior variabilidade mais próximo a superfície do terreno, o que reduz o índice de confiabilidade do elemento de fundação. Logo, sugere-se readequar o estaqueamento na fase de projeto a fim de atenda aos requisitos de segurança, bem como o critério do índice de confiabilidade;
- Para o caso estudado, é mais seguro aumentar o comprimento das estacas do que seus diâmetros, pois há uma maior influência da profundidade na segurança das fundações;

- O critério β atendeu os limites inferiores de segurança definidos para o FS enquanto que o contrário não ocorre necessariamente. Observou-se, em alguns casos, que o estaqueamento definido pelo FS não atendeu os valores de β recomendados neste artigo para algumas estacas isoladas.
- Sugere-se que ambos os critérios de avaliação da segurança sejam realizados em conjunto, possibilitando readequar os comprimentos e as resistências equivalentes, a fim de padronizar e diminuir as possibilidades de falhas, principalmente numa abordagem que considere que não deve haver falhas em nenhum dos elementos de fundações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1980). NBR 6120. Cargas para o cálculo de estrutura de edificações. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1983). NBR 8036. Programação de Sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2001). NBR 6484. Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2010). NBR 6122. Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro.
- Cavalcante, E. H. et al. (2007). Campos Experimentais Brasileiros. Geotecnia (Lisboa), v. 111, p. 99-205.
- Cintra, J. C. A.; Aoki, N. (2010) Fundações por estacas, projeto geotécnico. 2nd ed, São Paulo, 96 p.
- Décourt, L. (1996) Análise e projeto de fundações profundas: estacas. In: Hachich et al. (eds.). Fundações: teoria e prática. São Paulo: Pini, p.265-301.
- 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 ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., Rio de Janeiro. Anais...v.1, p.45-54.
- Ellingwood, B. et al. Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58. US National Bureau of Standard Special Publication 577, Washington, D.C. US National Bureau of Standard Special Publication 577, Washington, D.C. [S.l.]. 1980;
- JCSS – Probabilistic Model Code (2001). Joint Committee on Structural Safety, 12th draft.
- Hasofer, A. M.; Lind, N. C. (1974) Exact and invariant second-moment code format. Journal of the Engineering Mechanics division, 100 (), p. 111-121.
- Lopes, M. T. D. (2007) Análise de confiabilidade de estruturas aplicada ao projeto de reforço à força cortante de vigas em concreto armado com compósitos de fibras de carbono. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 209 p.
- Low, B. K.; Phoon, K.-K. (2015) Reliability-based design and its complementary role to Eurocode 7.
- Park, J. H.; Kim, D.; Chung, C. K. (2012) Implementation of Bayesian theory on LRFD of axially loaded driven piles. Computers and Geotechnics, 42 (2012), p.73–80.
- Prästings, A.; Larsson, S.; Müller, R. (2016) Multivariate approach in reliability-based design of a sheet pile. Transportation Geotechnics, 7 (2016), p. 1–12.
- Whitman, R. V. (2000) Organizing and Evaluating Uncertainty in Geotechnical Engineering. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 126 (7), p. 558-592.