APLICAÇÃO DE METODOLOGIA BAYESIANA NA ANÁLISE DAS FUNDAÇÕES DO CAIS MODERNIZADO DO PORTO NOVO DE RIO GRANDE (RS)

FELIPE COSTA MAGALHÃES[1]; ANTÔNIO MARCOS DE LIMA ALVES[2]; CLÁUDIO RENATO RODRIGUES DIAS[3]

RESUMO

O objetivo deste trabalho é apresentar a aplicação de um procedimento de atualização da previsão da capacidade de carga de estacas, tomando como base os registros documentados durante a execução dos trabalhos. Esta atualização é obtida através da aplicação dos conceitos da análise Bayesiana. A incerteza dos parâmetros é modelada por distribuições de probabilidade *a priori* e *a posteriori*. Para obtenção da distribuição a *priori* foram utilizados métodos semi-empíricos de previsão da capacidade de carga das estacas baseados em resultados de ensaios SPT (*Standard Penetration Test*). A distribuição *a posteriori* é obtida através da atualização da distribuição "a priori", utilizando uma função de máxima verossimilhança baseada em dados registrados durante a cravação das estacas. O procedimento foi aplicado em um estaqueamento da obra de remodelação do cais do Porto Novo, em Rio Grande (RS).

PALAVRAS-CHAVES: Análise Estatística. Capacidade de Carga. Estacas. Teorema de Bayes.

APPLICATION OF BAYESIAN METHODOLOGY FOR THE ANALYSIS OF THE FOUNDATIONS OF THE MODERNIZED PIER OF PORTO NOVO (RIO GRANDE, BRAZIL)

ABSTRACT

The aim of this work is to present the application of a procedure for updating the predictions of the bearing capacity of the piles, by using the driving data measured during the execution process. The updating is obtained through the application of the concepts of the Bayesian analysis. The uncertainty of the parameters is modeled by an "a priori" and an "a posteriori" probability distribution. The "a priori" distribution is obtained through semi-empirical methods for predicting the bearing capacity of piles based on Standard Penetration Test results. The construction of the "a posteriori" distribution is made by the updating of the "a priori" distribution, using a function of maximum likelihood based on data from driving registries. The procedure has been applied on a pile job, part of the project of a new pier at Porto Novo, in Rio Grande (RS).

KEYWORDS: Bayes Theorem. Bearing Capacity. Piles. Statistical Analysis.

[1]Universidade Federal do Rio Grande (FURG). Programa de Pós graduação em Engenharia Oceânica E-mail: felipe.magalhaes@riogrande.ifrs.edu.br
[2]Universidade Federal do Rio Grande (FURG). Prof. Dr. do Programa de Pós graduação em Engenharia Oceânica E-mail: antonioalves@furg.br
[3]Universidade Federal do Rio Grande (FURG). Prof. Dr. do Programa de Pós graduação em Engenharia Oceânica E-mail: claudiodias@furg.br

1. INTRODUÇÃO

Tradicionalmente a previsão da capacidade de carga de estacas envolve uma gama de incertezas, dentre as quais podem-se destacar: as variações espaciais das propriedades do solo, as limitações da investigação geotécnica, as simplificações nos modelos de cálculo, erros de sondagem, alterações ocorridas durante a execução da fundação e o conhecimento do exato mecanismo de interação solo-estaca.

Sendo assim, o objetivo deste trabalho é apresentar a aplicação de um procedimento de atualização da previsão da capacidade de carga de estacas, tomando como base os registros documentados durante a execução dos trabalhos. Esta atualização é obtida através da aplicação dos conceitos da análise Bayesiana. A incerteza dos parâmetros é modelada por distribuições de probabilidade *a priori* e *a posteriori*. Para obtenção da distribuição *a priori* foram utilizados métodos semi-empíricos de previsão da capacidade de carga das estacas baseados em resultados de ensaios SPT (*Standard Penetration Test*). A estimativa da distribuição *a posteriori* é realizada através da atualização da distribuição *a priori*, utilizando uma função de máxima verossimilhança baseada nos dados disponíveis em registros de cravação.

O procedimento foi aplicado em um estaqueamento em água da obra de remodelação do cais do Porto Novo, em Rio Grande (RS). Este projeto teve como finalidade desenvolver e modernizar as instalações portuárias da cidade, visando tornar o Porto um concentrador de cargas e incentivar assim o transporte transcontinental. A obra envolveu a construção de um novo cais com 450 m de extensão, apoiado em um antigo muro de cais pelo lado de terra e em 72 novas estacas mistas pelo lado de mar.

2. MATERIAL E MÉTODOS

2.1. Descrição da obra

O Porto Novo constitui-se de um canal artificial dragado construído em 1916, ligando o Porto Velho ao Canal do Norte. Possui um comprimento de 1952 metros, sendo o mesmo subdividido em várias áreas de operação, de acordo com sua finalidade.

O projeto de modernização do Cais do Porto Novo único setor público do complexo portuário de Rio Grande, compreendeu inicialmente uma extensão 450 m de cais. A obra de modernização objetivou atingir as seguintes metas:

- aprofundamento da cota batimétrica na linha de atracação para a cota -14,00 m, possibilitando a recepção de navios de até 75000 TPB e calado de 40 pés;

- permitir a operação de navios dotados de propulsão lateral (*bow thruster*), visando reduzir os custos portuários pela dispensa de rebocadores;
- possibilitar a instalação de equipamentos portuários modernos, de grande capacidade de movimentação de cargas e bitola ferroviária de 18 m;
- construção de dois berços de 225 m cada um, destinados a movimentação de fertilizantes e contêineres.

Segundo Lobo [11] e Dziekaniak [5], o projeto foi concebido considerando o cais dividido em seis módulos, cada um com 75 m de extensão. Cada módulo foi constituído por uma plataforma, rígida em seu plano, que interliga três blocos dotados de defensas e cabeços de amarração. Tanto a plataforma como os blocos possuem em sua parte posterior um paramento vertical para contenção do solo e mobilização de forças de atrito. O conjunto apoia-se verticalmente sobre uma linha de estacas no mar e sobre apoios deslizantes instalados na parte superior do muro existente. Este muro continuará a absorver os empuxos do solo e da sobrecarga sobre o mesmo, mas será aliviado em sua parte superior pelo paramento solidário à plataforma e blocos.

O projeto previu ainda uma viga paralela ao cais (viga V3) apoiada sobre estacas tipo *Frank*i, na retaguarda do mesmo, que, juntamente com a viga disposta sobre as estacas no mar (viga V1), suportam as ações verticais de um guindaste tipo *portainer* e as transfere para uma linha de estacas em terra. O estaqueamento no mar, objeto de estudo deste trabalho, absorve essencialmente forças verticais, enquanto o estaqueamento em terra também absorve forças horizontais, sendo estas devidas ao guindaste. A FIGURA 1 traz um esquema da seção transversal do cais.

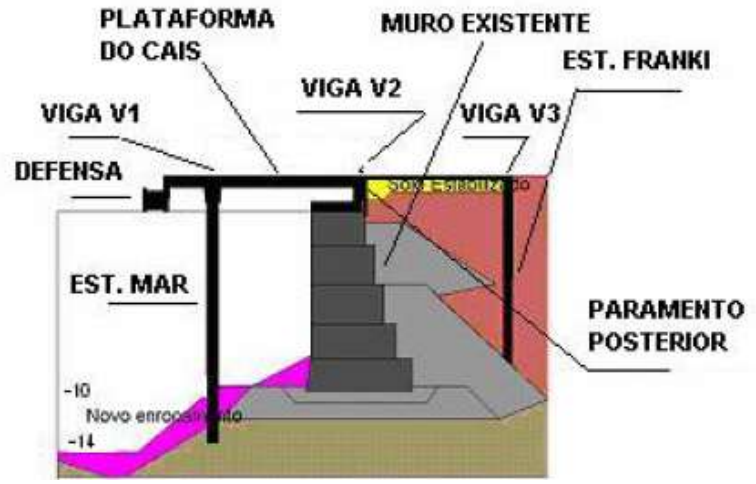


Figura 1 – Seção transversal do cais [11].

O estaqueamento na água é formado por estacas mistas metálicas e de concreto armado. A região de concreto armado possui diâmetro externo de 0,7112 m (28”) com camisa metálica constituída por uma chapa com espessura 9,53 mm (da cota + 1,05 m à cota –21,00 m). O restante é formado por estaca metálica com 0,7112 m de diâmetro externo e espessura da chapa de 9,53 mm (da cota –21,00 ao pé). A tensão de escoamento do aço das estacas é de 316 MPa e o módulo de elasticidade é de 210 GPa. Conforme a concepção estrutural, as estacas são todas verticais. O comprimento total do tubo metálico é de 48 m.

Foi empregado um concreto com resistência característica fck ≥ 30 MPa e aço CA-50, com cobrimento de 5 cm. A carga máxima de compressão que a estaca está submetida é de 3000 kN e o momento fletor máximo, em qualquer direção, é de 310 kN.m. As estacas metálicas foram cravadas até atingirem a nega prevista em torno de 1 mm, determinada em função do tipo de martelo e de sua energia de cravação. Após a cravação do tubo metálico, foi executada uma limpeza interna com equipamento *air-lift* até a cota –21,00 m. A seguir, executou-se então a “rolha” de concreto objetivando permitir a limpeza e secagem do interior da estaca. Em sequência, foi montada a “gaiola” de armação e procedida a concretagem, com a utilização de tubo *tremie*. A foto da FIGURA 2 mostra uma vista do processo de cravação das estacas.



Figura 2 – Cravação do estaqueamento no mar (Lobo, 2003)

Este tipo de estaca foi adotado pelo projetista por permitir uma cravação fácil, provida de baixa vibração e não tendo maiores problemas quanto à manipulação, transporte, emendas e cortes.

O sistema de cravação adotado neste estaqueamento foi por percussão, utilizando um martelo automático (a diesel) do tipo DELMAG D-44, que conta com um pilão de peso igual 42,27 kN. O controle da cravação “in situ” foi realizado através da medida da nega, que é a

penetração permanente da estaca ao final da cravação correspondente a um golpe do martelo.

2.2. Aplicação da teoria bayesiana ao estudo da confiabilidade das fundações

Hachich [7] ressalta que a diferença entre a formulação clássica e a Bayesiana é que esta última permite que a incerteza seja explicitada e incorporada à análise. Assim no contexto bayesiano entende-se que o risco é fruto de incertezas e consequências. Ainda que as incertezas sejam grandes, se as consequências forem pequenas, pequenos serão os riscos. Por outro lado, se as consequências são maiores, reduzir riscos significa reduzir incertezas (ou probabilidade de comportamento insatisfatório). Concluindo, enquanto os riscos da estatística clássica são probabilidades, o risco na estatística Bayesiana é um produto de probabilidade de ruína e o custo desta ruína. Outra característica fundamental oriundas das formulações Bayesianas é a ideia de que a amostra não necessita ser a única fonte de informações. Através da aplicação do Teorema de *Bayes* torna-se possível combinar as informações disponíveis anteriormente à amostragem com as informações contidas na própria amostra, valendo-se de uma função de máxima verossimilhança. Pode-se, assim, obter um nível de conhecimento atualizado, posterior à amostragem.

A atualização da resistência do solo oferecida durante a cravação de estacas, através da análise Bayesiana, possui sua aplicação baseada nos conceitos da probabilidade condicional. Esta metodologia assume que os parâmetros da distribuição probabilística utilizada são variáveis randômicas. A incerteza do parâmetro é modelada por distribuições *a priori* e *a posteriori*. A distribuição *a posteriori* é obtida pela atualização da distribuição "a priori", utilizando uma função de máxima verossimilhança, que contém a observação obtida na amostragem. A probabilidade condicional ou posterior é dada pela seguinte expressão:

$$p\left(A_i/_B\right) = \frac{p\left(B/_{A_i}\right).p(A_i)}{\sum_{i=1}^{m} p\left(B/_{A_i}\right).p(A_i)} \qquad (1)$$

onde: $p\left(A_i/_B\right)$ é a probabilidade (condicional) de ocorrência do evento A_i, dado que o evento B ocorreu, também chamada de probabilidade posterior ou *a posteriori*; $p\left(B/_{A_i}\right)$ é a probabilidade (condicional) de ocorrência do evento B, dado que o evento A_i ocorreu, que representa a nova informação ou função de verossimilhança; $p(A_i)$ é a probabilidade de ocorrer o evento A_i, chamada também de probabilidade anterior ou *a priori*.

Neste trabalho foi aplicada esta ferramenta estatística com a finalidade de atualizar o valor esperado, bem como a variância, da distribuição probabilística da resistência oferecida pelo solo durante a cravação das estacas. Segundo Cabral [3], esta metodologia, representada na FIGURA 3, tem sido aplicada por Guttormsem [6] em obras de fundações *offshore*. Guttormsen [6] apud Cabral [3], ressalta que a metodologia de atualização de Bayes permite que um julgamento subjetivo baseado em cálculos realizados *a priori*, sejam combinados com observações objetivas (função de verossimilhança), como por exemplo, os registros obtidos por ocasião da cravação, resultando numa estimativa atualizada da resistência do solo oferecida durante a cravação.

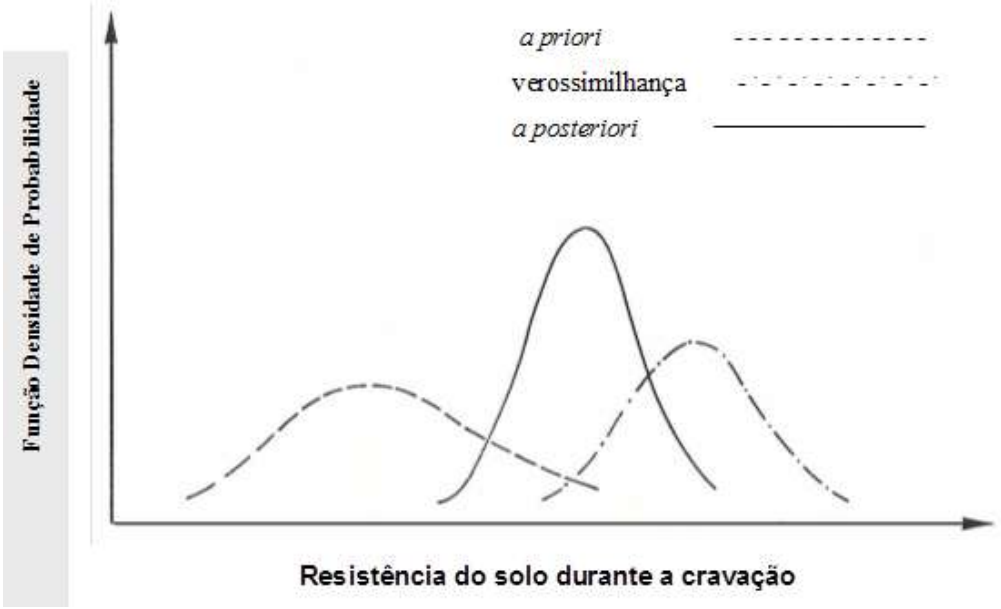


Figura 3 – Relação entre as distribuições *a priori*, a função de verossimilhança e a distribuição *a posteriori* [3].

Este enfoque de atualização da estimativa da resistência do solo durante a cravação também é reportado por Vrouwenvelder [12], apud Cabral [3], que ressalta que esta estimativa atualizada pode ser obtida também através da execução de provas de cargas estáticas e dinâmicas, ou do simples acompanhamento do processo de instalação das estacas. Esta alternativa na sua forma mais simples, pode ser considerada como o registro do número de golpes durante a cravação.

Em função dos dados dos ensaios, ou dos registros da cravação, pode-se atualizar a estimativa da capacidade de carga. Além disso, como a nova estimativa é baseada em informações adicionais, as incertezas são menores, o que justificaria o emprego de um fator de segurança menor. Vrouwenvelder [12] apresenta um resumo dos diferentes métodos de

ensaio e da forma como os resultados podem ser combinados para se chegar a uma estimativa atualizada, considerando também os fatores de segurança.

As Equações 2 e 3, apresentadas por Lacasse e Goulois [8] e Lacasse et al. [9] apud Cabral [3], possibilitam o cálculo do valor esperado e da variância da resistência atualizada do solo durante a cravação.

$$\mu_Q = \frac{\sigma_Q^{2,L} . \mu_Q^P + \sigma_Q^{2,P} . \mu_Q^L}{\sigma_Q^{2,L} + \sigma_Q^{2,P}} \quad (2)$$

$$\sigma_Q^2 = \frac{\sigma_Q^{2,L} . \sigma_Q^{2,P}}{\sigma_Q^{2,L} + \sigma_Q^{2,P}} \quad (3)$$

Nas Equações 2 e 3, μ_Q é o valor esperado da resistência atualizada do solo, ou seja, obtida *a posteriori*, sendo μ_Q^P e μ_Q^L, respectivamente, o valor esperado da resistência prevista originalmente através da previsão *a priori* e aquela obtida a partir dos dados de cravação e que constituem a função de verossimilhança. Cabe ressaltar que estas equações pressupõem a adoção de distribuições normais para as funções *a priori* e de verossimilhança, além de independência entre as duas funções.

Os valores de σ_Q^2 representam a variância da distribuição atualizada da resistência do solo durante a cravação $\sigma_Q^{2,P}$ e $\sigma_Q^{2,L}$ são, respectivamente, as variâncias da distribuição obtida originalmente na previsão da capacidade de carga e a partir dos registros de cravação. Cabe lembrar que o desvio padrão de um conjunto de dados é obtido pela raiz quadrada da respectiva variância.

Guttormsen [6], apud Cabral [3], ilustra ainda a definição de um indicador de falha, capaz de avaliar a qualidade do resultado da atualização. Segundo o autor, o indicador de falha representa a diferença entre a estimativa *a priori* e aquela obtida pela função de verossimilhança, normalizada em relação à raiz quadrada da soma da variância da estimativa *a priori* e da obtida pela função de verossimilhança, conforme representado na Equação 4.

$$D = \frac{\mu_Q^L - \mu_Q^P}{\sqrt{\left(\sigma_Q^{2,L} + \sigma_Q^{2,P}\right)}} \quad (4)$$

Ainda segundo Guttormsen [6], um pequeno valor de D (menor que ± 1,5) indica uma atualização satisfatória da resistência oferecida durante a cravação.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1. Estimativa *a priori* da capacidade de carga das estacas

A capacidade de carga de uma estaca é obtida considerando o menor dentre dois valores: colapso ou escoamento do solo que lhe dá suporte ou do elemento estrutural que a compõe. Em geral, o solo é o elo mais fraco deste binômio; desta forma, entende-se que a capacidade de carga de uma estaca está diretamente relacionada à sua profundidade e às características geotécnicas do maciço de solo que a envolve.

Para a previsão da capacidade de carga de uma estaca submetida a um carregamento vertical, devem-se estimar as parcelas de resistência geradas ao longo do fuste e a parcela gerada ao nível de sua ponta. Com o somatório destas parcelas, pode-se chegar ao valor da sua capacidade de carga. Neste trabalho optou-se pela utilização de dois métodos semi–empíricos, baseados em resultados de ensaios de campo do tipo *Standard Penetration Test* (SPT), para elaboração da estimativa *a priori*, sendo empregados o método de Aoki e Velloso [1] modificado por Laprovitera [10] e Benegas [2] e o método de Décourt e Quaresma [4].

Foram executados 12 furos de sondagem tipo SPT para o projeto, sendo que destes, 7 foram executados sob lâmina d'água. O perfil esquemático do subsolo na região do estaqueamento de mar encontra-se na FIGURA 4.

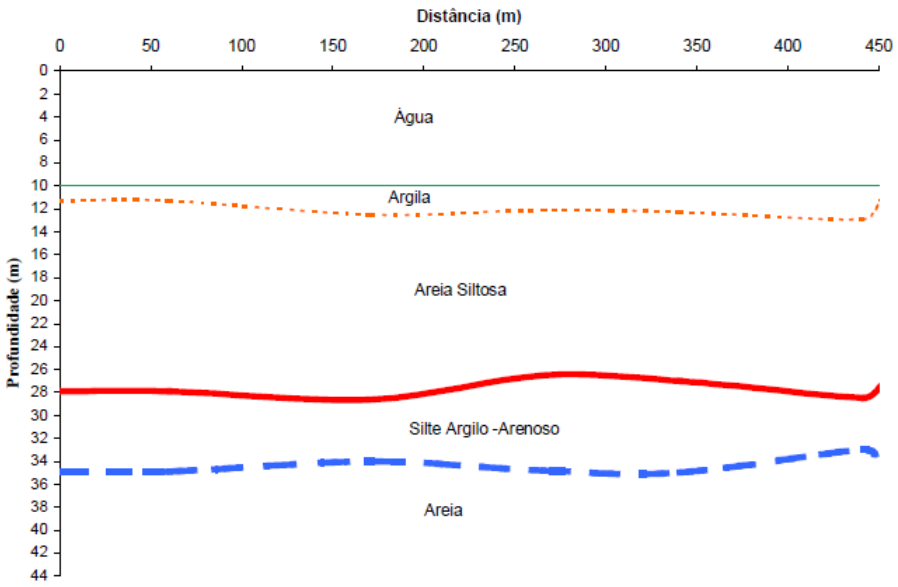


Figura 4 – Perfil do subsolo

Para realização da análise *a priori* optou-se em subdividir o cais em cinco zonas de influência, considerando os cinco furos de sondagem executados sob lâmina d'água que abrangem os seis módulos da obra de modernização do cais. Sendo assim foram utilizados

os resultados obtidos nos furos de sondagem S1A, S2B, S3B, S4A e S5. A distribuição das estacas por zona de influência pode ser visualizada na FIGURA 5.

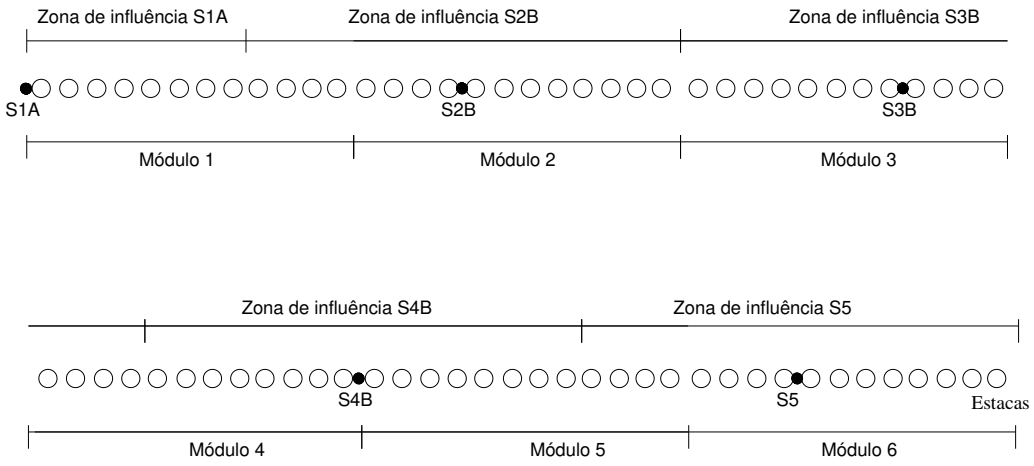


Figura 5 – Zonas de influência

Como o estaqueamento empregado é constituído de estacas de ponta aberta, foi necessário considerar o modo com que a camada de solo que penetrou no interior do fuste teve influência na capacidade de carga da estaca. Há duas hipóteses básicas para este comportamento. Uma pressupõe que este solo tenha se comportado como uma bucha, fazendo com que a fundação se comporte como uma estaca de ponta fechada. A outra pressupõe que este solo ofereça algum atrito interno, não existindo assim nenhum acréscimo de carga na ponta da estaca. Deste modo, optou-se pelo cálculo da capacidade de carga admitindo as duas hipóteses.

Considerando a resistência dos materiais empregados, a capacidade de carga das estacas deve ser truncada no valor máximo que os materiais resistem. A resistência máxima do tubo de aço é de 6500 kN, enquanto que a estaca já concretada suporta 17780 kN. Sendo assim, de acordo com o comportamento da estacas, a capacidade de carga das estacas consideradas como embuchadas foi limitada em 17780 kN, enquanto que a capacidade de carga das estacas consideradas não embuchadas tiveram seus valores truncados em 6500 kN.

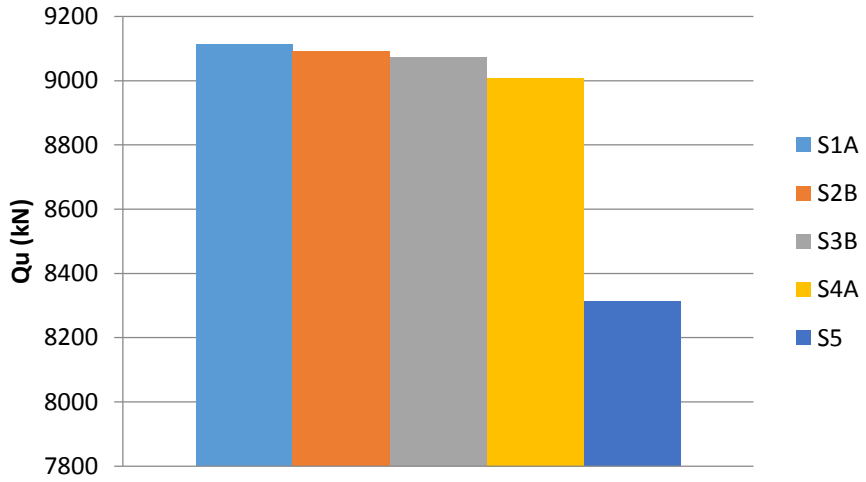
A estimativa *a priori* refletiu a incerteza oriunda dos diferentes resultados correspondentes aos dois métodos de previsão de capacidade de carga, e da diferença de comportamento entre as condições embuchada e não embuchada. Nesta estimativa, a cota da ponta das estacas foi considerada igual a –40 m. Para o cálculo no caso de condição não embuchada, a cota do topo da bucha foi considerada igual a –22 m. Para cada zona de influência, foi obtida a média e o correspondente desvio padrão entre os resultados dos dois

métodos de previsão empregados [1,4] considerando as duas condições de embuchamento (estaca embuchada ou não embuchada). A TABELA 1 sumariza os resultados encontrados (o coeficiente de variação é a relação entre o desvio padrão e a média).

Tabela 1 – Estimativa “a priori” da capacidade de carga das estacas

Zona	Média (kN)	Desvio padrão (kN)	Coef. de Variação
S1A	9112,40	3473,37	38%
S2B	9090,26	3356,97	37%
S3B	9072,50	3286,79	36%
S4A	9008,62	3223,04	36%
S5	8311,50	2631,05	32%

O gráfico da FIGURA 6 traz a distribuição das capacidades de carga médias, de acordo com a zona de influência. Observa-se um ligeiro decréscimo de capacidade de carga das estacas da zona S1A para a zona S4A, e um decréscimo acentuado entre as zonas S4A e S5, fruto da variação da resistência do solo observada ao longo do eixo do cais através dos resultados dos ensaios SPT.



Figuras 6 – Capacidades de carga médias (estimativa “a priori”)

3.2. Função de verossimilhança

Durante a execução do estaqueamento foi realizado um controle das cotas da bucha, do topo da estaca, da ponta da estaca e do terreno. Para obtenção da função de verossimilhança, foi realizada a estimativa da capacidade de carga de cada estaca

individualmente, utilizando-se as profundidades efetivamente cravadas e as cotas de bucha medidas. Cada análise considerou um método de previsão – Aoki-Velloso (AV) [1] ou Decourt-Quaresma (DQ) [4] – e uma condição de embuchamento (estaca embuchada ou não embuchada), repetindo-se o truncamento da capacidade de carga de acordo com a resistência do elemento estrutural da estaca. Em cada análise, foi obtida a média e o correspondente desvio padrão entre os resultados de todas as estacas de cada zona de influência, já que cada uma delas teve um comprimento enterrado diferente. A TABELA 2 sumariza os resultados.

Algumas análises resultaram em valores nulos para o desvio padrão, consequência do truncamento da capacidade de carga com relação à carga admissível estrutural da estaca.

Tabela 2 - Função de verossimilhança

Zona	Método	Embuch.	Média (kN)	Desvio padrão (kN)	Coef. de Variação
S1A	AV	Emb.	8326,00	1631,41	20%
		Não emb.	6340,03	297,37	5%
	DQ	Emb.	12081,17	2506,25	21%
		Não emb.	6500,00	0,00	0%
S2B	AV	Emb.	9806,85	525,09	5%
		Não emb.	6500,00	0,00	0%
	DQ	Emb.	13597,24	453,40	3%
		Não emb.	6500,00	0,00	0%
S3B	AV	Emb.	9724,28	514,51	5%
		Não emb.	6500,00	0,00	0%
	DQ	Emb.	13090,02	729,44	6%
		Não emb.	6500,00	0,00	0%
S4A	AV	Emb.	10133,82	2028,60	20%
		Não emb.	6488,90	44,38	1%
	DQ	Emb.	11882,70	1295,85	11%
		Não emb.	6500,00	0,00	0%
S5	AV	Emb.	7851,33	660,65	8%
		Não emb.	5896,87	554,69	9%
	DQ	Emb.	10952,29	950,31	9%
		Não emb.	6432,05	272,06	4%

O gráfico da FIGURA 6 traz a distribuição das médias das capacidades de carga médias, de acordo com a zona de influência. Observa-se um crescimento na capacidade de carga das estacas da zona S1A para a zona S2B, e um decréscimo entre as zonas S2B e S5. A redução de capacidade de carga das estacas nas zonas de influência S1A, S4A e S5, em

comparação com o previsto na estimativa *a priori*, pode ser creditada às profundidades efetivamente atingidas pelas estacas nestas zonas, cujas bases ficaram, em sua maioria, acima da cota - 40 metros.

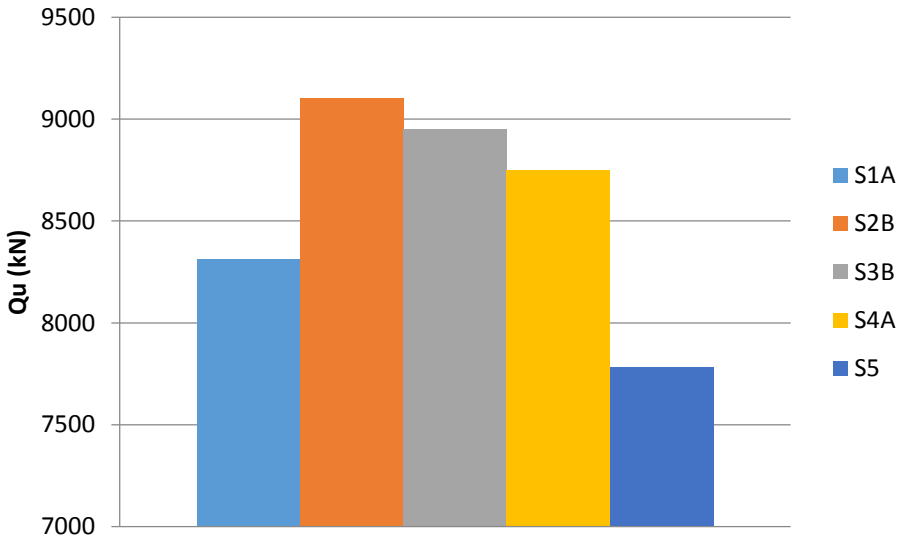


Figura 6 – Médias das capacidades de carga médias (função de verosimilhança)

3.3. Estimativa *a posteriori* da capacidade de carga das estacas

A estimativa *a priori* foi atualizada a partir das previsões de capacidade de carga revisadas com base nas profundidades reais das estacas (função de verossimilhança), gerando assim uma estimativa *a posteriori*. Em cada análise, a média posterior da capacidade de carga e a variância posterior foram calculadas com base nas Equações 2 e 3, a partir do conhecimento da média e da variância *a priori* e da média e da variância da verossimilhança. Foi calculado também o indicador de falha (D) sugerido por Guttormsem [6], definido na Equação 4.

A partir dos resultados obtidos, foram calculadas as probabilidades de que a capacidade de carga seja inferior à carga de trabalho das estacas (3000 kN) e ao dobro da carga de trabalho (6000 kN), considerando que a distribuição *a posteriori* é normal. A primeira probabilidade representa a probabilidade de ruína; a segunda probabilidade está associada à garantia de um fator de segurança geotécnico igual a 2. Os resultados encontram-se na TABELA 3.

Tabela 3 – Estimativa *a posteriori* da capacidade de carga das estacas

Zona	Método	Embuch.	Média (kN)	Coef. de Variação	D	$P[Q_u < Q_{trab}]$	$P[Q_u < 2Q_{trab}]$
S1A	AV	Emb.	8468,13	17%	-0,20	0,0%	4,7%
		Não emb.	6360,21	5%	-0,80	0,0%	11,2%
	DQ	Emb.	11064,70	18%	0,69	0,0%	0,6%
		Não emb.	6500,00	0%	-0,75	-	-
S2B	AV	Emb.	9789,73	5%	0,21	0,0%	0,0%
		Não emb.	6500,00	0%	-0,77	-	-
	DQ	Emb.	13516,50	3%	1,33	0,0%	0,0%
		Não emb.	6500,00	0%	-0,77	-	-
S3B	AV	Emb.	9708,69	5%	0,20	0,0%	0,0%
		Não emb.	6500,00	0%	-0,78	-	-
	DQ	Emb.	12901,43	6%	1,19	0,0%	0,0%
		Não emb.	6500,00	0%	-0,78	-	-
S4A	AV	Emb.	9814,55	17%	0,30	0,0%	1,3%
		Não emb.	6489,38	1%	-0,78	0,0%	0,0%
	DQ	Emb.	11482,75	10%	0,83	0,0%	0,0%
		Não emb.	6500,00	0%	-0,78	-	-
S5	AV	Emb.	7878,62	8%	-0,17	0,0%	0,2%
		Não emb.	5999,63	9%	-0,90	0,0%	50,0%
	DQ	Emb.	10647,53	8%	0,94	0,0%	0,0%
		Não emb.	6451,93	4%	-0,71	0,0%	4,7%

Os indicadores de falha das análises realizadas ficaram, em módulo, sempre abaixo de 1,5, que é o limite superior sugerido por Guttormsen [6] para definição de uma atualização satisfatória da capacidade de carga. As análises adotando o método de Aoki e Velloso e a condição não embuchada conduziram aos valores mínimos de capacidade de carga. A distribuição mostrada na FIGURA 7 confirma o ligeiro crescimento de capacidade de carga entre as zonas S1A e S2B, e um decréscimo acentuado entre as zonas S4A e S5.

A probabilidade da capacidade de carga das estacas ser inferior à carga de trabalho é nula. Já a probabilidade de que a capacidade de carga seja inferior ao dobro da carga de trabalho chegou a 50% na zona S5.

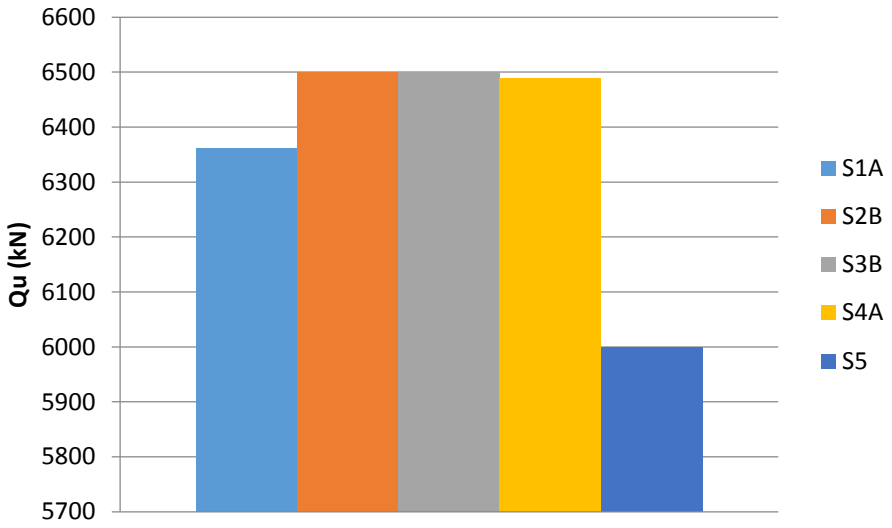


Figura 7 – Valores mínimos de capacidades de carga médias (estimativa “a posteriori”)

4. CONCLUSÕES

As análises *a priori* indicaram coeficientes de variação entre 32% e 38%. Observa-se um ligeiro decréscimo de capacidade de carga das estacas da zona S1A (9112,40 kN) para a zona S4A (9008,62 kN), e um decréscimo acentuado entre as zonas S4A e S5 (8311,50 kN). A sondagem S5 mostra um nítido decréscimo na resistência do solo em comparação com as outras quatro sondagens, o que se reflete também na previsão de capacidade de carga.

O método de Aoki e Velloso conduziu a valores previstos de capacidade de carga inferiores aos valores obtidos pelo método de Decourt e Quaresma, sendo a diferença média de 15%. Não se observa influência significativa do método de previsão no coeficiente de variação. As previsões de capacidade de carga admitindo as estacas em condição não embuchada conduziram a valores inferiores àqueles obtidos admitindo a estaca como embuchada. Além disso, existe uma tendência de menor dispersão nos valores obtidos considerando a estaca em condição não embuchada, o que se explica pela menor sensibilidade desta condição a variação da profundidade das estacas. A redução de capacidade de carga das estacas nas zonas de influência S1A, S4A e S5, em comparação com o previsto na estimativa *a priori*, pode ser atribuída às profundidades efetivamente

atingidas pelas estacas nestas zonas, cujas bases ficaram, em sua maioria, acima da cota -40 m (cota considerada por hipótese na estimativa *a priori*).

Quanto à estimativa *a posteriori,* os indicadores de falha das análises realizadas ficaram, em módulo, sempre abaixo de 1,5, o que, segundo sugestão de Guttormsen (1987), aponta para uma atualização satisfatória da capacidade de carga. Os coeficientes de variação encontrados na estimativa *a posteriori* são inferiores, ou no máximo iguais, aos coeficientes correspondentes da estimativa *a priori* e da função de verossimilhança, o que reflete a redução na incerteza resultante da análise bayesiana. As análises adotando o método de Aoki e Velloso e condição não embuchada conduziram aos valores mínimos de capacidade de carga. Confirma-se o ligeiro crescimento de capacidade de carga entre as zonas S1A e S2B, e um decréscimo acentuado entre as zonas S4A e S5. A probabilidade da capacidade de carga das estacas ser inferior à carga de trabalho é nula. Já a probabilidade de que a capacidade de carga seja inferior ao dobro da carga de trabalho chegou a 50% na zona S5, onde a análise adotando o método de Aoki e Velloso e a condição não embuchada prevê uma capacidade de carga média igual a 5999,63 kN, a menor capacidade média dentre as cinco zonas de influência.

De uma forma geral, pode-se concluir que a aplicação do teorema de Bayes acrescenta qualidade à análise dos dados de cravação de estacas, constituindo-se em excelente ferramenta teórica para combinar previsões realizadas na fase de projeto com dados experimentais obtidos durante a fase de execução das estacas, tratando as incertezas nas etapas de previsão e observação do comportamento das estacas de uma forma organizada e racional.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] AOKI, N.; VELLOSO D. A.; An aproximate method to estimate the bearing capacity of piles. **Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações***,* Buenos Aires, vol.1, pp. 367-376, 1975.

[2] BENEGAS, H. Q. **Previsões para a curva carga-recalque de estacas a partir de SPT**.. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE), Rio de Janeiro 1993.

[3] CABRAL, E. V. **Contribuição à confiabilidade de estacas cravadas através de um estudo de caso com aplicação da teoria bayesiana.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), Rio de Janeiro, 2008.

[4] DÉCOURT, L. e QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT*.* **Anais, VI COBRAMSEF***,* v. 1, pp. 45-53, Rio de Janeiro,1978.

[5] DZIEKANIAK, N. L. **Remodelação de obras portuárias: fundações em estacas mista no porto novo do Rio Grande**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Oceânica), Universidade Federal do Rio Grande (FURG), Rio Grande, 2005

[6] GUTTORMSEN, T. R. **Uncertainty in offshore geotechnical engineering**. Application of Bayesian Theory to Pile Driving Predictions. Research Report Societe Nationale Elf Aquitaine. NGI Report 85307-9, 1987

[7] HACHICH, W. Segurança das fundações e escavações**.** In: **Fundações: teoria e prática.** ABMS ABF, São Paulo, Brasil, PINI, 2ª edição, 1998.

[8] LACASSE, S.; GOULOIS, A. Reliability analysis of axial pile capacity. **Proceedings of the XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Rio de Janeiro, 1989. Anais, Rotterdam, 1989.

[9] LACASSE, S.; TAN, A. H.; KEAVENY, J. M. Expert assistant for updating axial pile capacity from pile drivng observations. **Proc. Field Measurements in Geotechnics. Sorum**, Balkema, 1991.

[10] LAPROVITERA, H. **Reavaliação de método semi-empírico de previsão da capacidade de carga de estacas a partir de banco de dados**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE), Rio de Janeiro, 1988.

[11] LOBO, B. O. **Verificação de desempenho das fundações da obra de modernização de um cais de gravidade**. Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande (FURG), Rio Grande, 2003.

[12] VROUWENVELDER, A. Effects of inspection on the reliability of foundation piles. In: Barends, F.B.J. (ed), **Application of stress wave theory to piles**, Rotterdan, 1992