

Análise de confiabilidade geotécnica de um edifício comercial construído em fundações profundas

Danilo Silva dos Santos
Mestrando, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, danilosilva.ssd@gmail.com

Alfredo Nunes Silva Neto
Mestrando, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, alfredonunes91@gmail.com

Alexandre Duarte Gusmão
Professor, Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil, alexandreduarteusmao@gmail.com

Gilmar de Brito Maia
Engenheiro, Gusmão Engenheiros Associados Ltda., Recife, Brasil, gilmar@gusmao.eng.br

Sílvio Romero de Melo Ferreira
Professor, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, sr.mf@hotmail.com

RESUMO: Na Engenharia Civil a abordagem probabilística é uma realidade em várias áreas, no entanto em Geotecnia e Engenharia de Fundações ainda tem sido percebida como uma novidade e vem ganhando cada vez mais espaço. O artigo tem por objetivo apresentar a avaliação e interpretação da probabilidade de ruína de um edifício comercial com estrutura pré-moldada de concreto armado com cerca de 303.000 m² de área construída, 889 pilares, na cidade de Fortaleza-CE. A solução com fundações foi em estacas tipo hélice contínua com seções circulares de 400, 500 e 600 mm de diâmetro. A confiabilidade foi avaliada através da curva gaussiana de densidade de probabilidades e a partir da geração de dados aleatórios por Simulação de Monte Carlo. As curvas de solicitações foram geradas a partir da avaliação da planta de carga da superestrutura. As curvas de resistência a partir de resultados de métodos de extrapolação de Van der Veen modificado (1953) por Aoki (1976) e de Chin (1970) de 22 provas de carga estáticas realizadas. Os resultados mostram que a probabilidade de ruína da obra é de ocorrência “remota” de acordo com a proposta de Clemens (1983) e “aceitáveis” de acordo com as propostas de Meyerhof (1995) e do *Eurocode EN* (2002).

PALAVRAS-CHAVE: Confiabilidade, Probabilidade de ruína, Hélice Contínua.

ABSTRACT: In Civil Engineering the probabilistic approach is a reality in several fields, however on Geotechnical and Foundations Engineering it is still seen an innovation, nevertheless it has been increasing. This paper aims to present the evaluation and interpretation of the failure probability of a commercial building erected on reinforced precast concrete structure with 303,000 m² of constructed area, 889 columns on the city of Fortaleza, Brazil. The foundation system was developed on continuous flight auger type piles with circular cross section of 400, 500 and 600 mm of diameter. The reliability was evaluated through the Gaussian distribution and with randomly generated inputs by the Monte Carlo method. The loading curves were generated by the analysis of the structure loading plans. The resistance curves were generated by the Van der Veen (1953) modified by Aoki (1976) and Chin (1970) pile prediction method on 22 field-loading tests. The results show that the failure probability is “remote” according to the Clemens (1983) proposition and “acceptable” according to the Meyerhof (1995) and Eurocode EN (2002) propositions.

KEYWORDS: Geotechnical reliability, Failure Probability, Auger type piles.

1 Introdução

Em toda obra de engenharia existem riscos envolvidos, no entanto não faz parte da tradição brasileira sua consideração nos cálculos para projeto de fundações. Hachich (1998) diz que a evolução dos critérios de segurança vem exigindo a adoção de modelos probabilísticos que descrevam o caráter aleatório das propriedades utilizadas na Engenharia Geotécnica.

Segundo Aoki (2008) tanto incertezas e quanto variabilidade nas condições de carregamento, a exemplo de cargas permanentes e cargas móveis quem incluem o efeito dinâmico, contribuem para a variabilidade das solicitações. Dentre as causas de incerteza da resistência estão, por exemplo, investigações de campo insuficientes, modelos de cálculo limitados e imprecisão nos parâmetros do solo. (LACASSE e NADIM, 1998)

Aoki (2008) citando Phoon (2004) considera que existem dois tipos de incerteza geotécnica: a do modelo de cálculo e a dos respectivos parâmetros geotécnicos envolvidos. Tal fenômeno não acontece na engenharia de estruturas por exemplo. Por não levar em conta essas incertezas, o tradicional fator de segurança não é capaz de quantificar corretamente a segurança de uma obra. Observando a ilustração apresentada na Figura 1 por Lacasse e Nadim (1998).

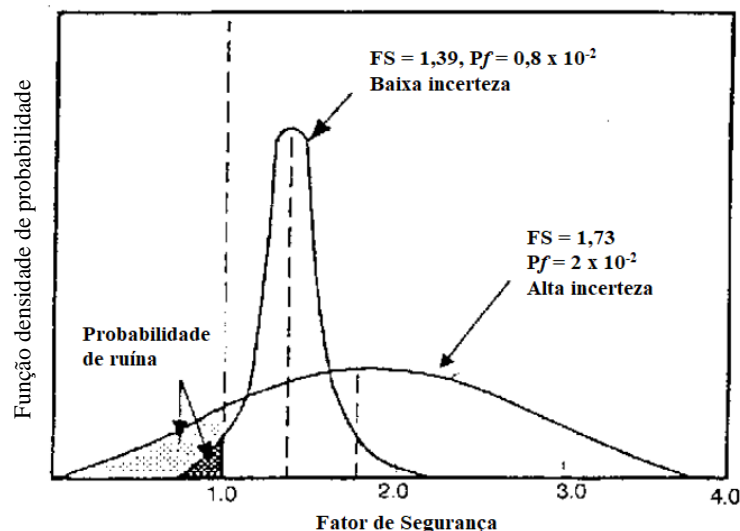


Figura 1. Ilustração do fator de segurança e probabilidade de ruína para estaca mais carregada em uma estrutura offshore. Fonte: Lacasse e Nadim (1998).

Nela podemos identificar duas obras que são representadas por suas curvas de margem de segurança, isto é, a diferença entre as suas curvas de solicitações e as de resistências. Pode-se observar que a obra que contém o fator de segurança de 1,73 apresenta uma maior incerteza de seus parâmetros associada. Isso é representado pelo alargamento da curva, que indica um alto desvio padrão e coeficiente de variação. A obra com menor fator de segurança de 1,39, possui menor incerteza associada. Dessa forma, a probabilidade de ruína é maior para a obra cujo fator de segurança é maior.

O objetivo desse artigo é avaliar a segurança de uma obra construída na cidade de Fortaleza aplicando métodos probabilísticos e os classificando de acordo com normas e literatura disponível.

2 Abordagem probabilística na Engenharia Geotécnica

Segundo Teixeira et al. (2012), as análises de confiabilidade podem ser avaliadas por diferentes métodos, cada um com um determinado nível de rigor, sendo os seguintes níveis os mais usuais.

- Nível zero: métodos determinísticos, com utilização de fatores de segurança e cargas admissíveis;

- Nível I: métodos semiprobabilísticos, com utilização de coeficiente de segurança parciais;
- Nível II: métodos probabilísticos aproximados, as variáveis aleatórias são caracterizadas pela sua distribuição e parâmetros estatísticos (média e desvio padrão ou coeficiente de variação);
- Nível III: análises probabilísticas puras, com utilização dos métodos de simulação;
- Nível IV: análises de risco, onde as consequências (custos materiais e não materiais) da ruína são tidas em conta.

Este artigo foca seus esforços em métodos probabilísticos aproximados, no nível II, e análises probabilísticas puras, no nível III.

2.1 Método probabilístico aproximado por Cintra e Aoki (2010)

Nesse nível de abordagem probabilística são levadas em consideração as variabilidades das resistências e solicitações. No entanto, ela é chamada de aproximada pois a determinação desses valores se dá de forma determinística.

Utilizando as curvas normais de solicitação e resistências para esse cálculo a ruína ocorrerá quando as solicitações forem maiores que as resistências. Isso acontece para a interseção entre as curvas, de forma que a probabilidade de ruína é dada pela Equação (1), conforme apresentado por Cintra e Aoki (2010).

$$pf = \int_{-\infty}^{+\infty} f_S(S) \cdot Fr(S) \cdot dS \quad (1)$$

Onde: $F_R(S)$ é a distribuição acumulada das Resistências, $f_S(S)$ a distribuição de solicitações. A Figura 2 mostra as curvas e a sua interseção.

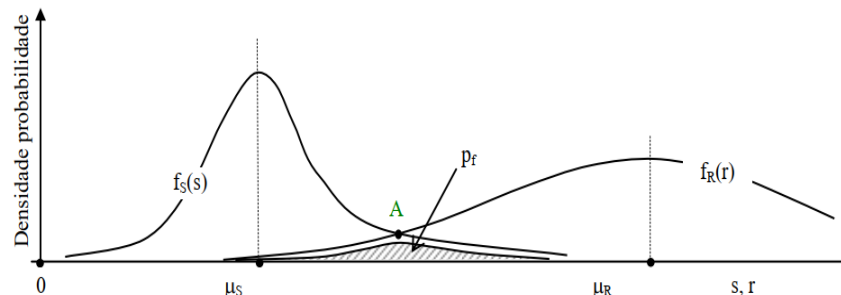


Figura 2. Curva de densidade de probabilidade de solicitações e resistência. Fonte: Aoki (2008).

A Figura 3 mostra a definição do índice de confiabilidade β segundo Cornell (1971) segundo o autor se trata do coeficiente de variação da curva ‘Margem de Segurança’, este é definido como a diferença entre as solicitações e resistências. Assim, para valores de margem de segurança inferiores a zero, tem-se a ruína.

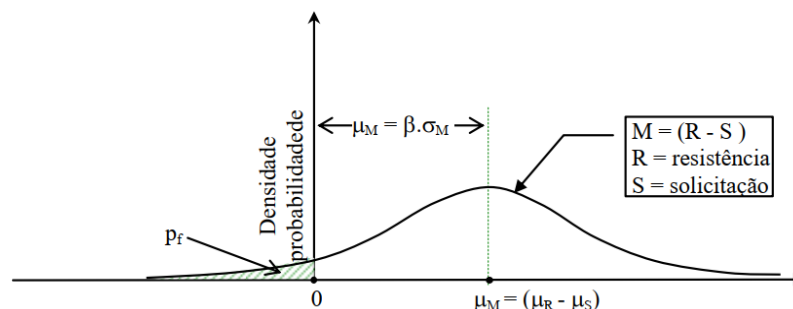


Figura 3. Probabilidade de ruína pelo método de Cornell (1971). Fonte: Adaptado de Aoki (2008).

O índice de confiabilidade também pode ser calculado através da Equação (2).

$$\beta = \frac{\mu_r - \mu_s}{\sqrt{\sigma_r^2 - \sigma_s^2}} \quad (2)$$

Onde: β é o índice de confiabilidade. μ_r é a média das resistências, μ_s é a média das solicitações, σ_r é o desvio padrão das resistências e σ_s é o desvio padrão das solicitações.

A equação a seguir, ilustra a relação direta que existe entre a probabilidade de ruína pf e o índice de confiabilidade β .

$$pf = \frac{1}{N} = \frac{1}{10^\beta} \quad (3)$$

2.2 Análise probabilística pura com Método de Monte Carlo

Nesse caso a variabilidade de resistências e solicitações é obtida de forma totalmente aleatória, uma vez que são gerados dados através de distribuições de probabilidade, que podem ser, uniformes, triangulares, normais e exponenciais entre outras. Desta forma, com referência em uma amostra pequena, são gerados dados aleatórios que melhoram a qualidade da amostra até o ponto onde a convergência dos valores é atingida. Um exemplo dessa aproximação é a utilização do Método de Simulação de Monte Carlo.

Silva Neto (2016) demonstrou que para análises de fundações profundas do tipo estacas hélice contínuas a geração de 10 mil dados aleatórios atingia a convergência dos valores para distribuição de probabilidade uniforme e triangular.

3 Critérios de aceitabilidade da análise probabilística

Na Tabela 1, Aoki (2011) apresenta os requerimentos da Norma Militar americana MIL – STD – 882 para avaliar se a obra possui parâmetros aceitáveis de índice de confiabilidade e probabilidade de ruína.

Tabela 1. Escala de aceitabilidade dos riscos através da norma MIL – STD – 882. Fonte: Clemens (1983) adaptado por Aoki (2011)

β	Ocorrência	Tempo de Recorrência	Frequência	Nível de Risco	Nível de Prob.	pr
-7,94	Certeza	1 dia	Todo dia		1	1,00
0,00	50% probabilidade	2 dias	A cada 2 dias		2	0,50
0,52	Frequente	1 semana	Toda semana	A	3×10^{-1}	0,30
1,88	Provável	1 mês	Todo mês	B	3×10^{-2}	0,03
2,75	Ocasional	1 ano	Todo ano	C	3×10^{-3}	0,003
3,43	Remota	10 anos	A cada década	D	3×10^{-4}	0,0003
4,01	Muito remota	100 anos	A cada século	E	3×10^{-5}	0,00003
4,53	Improvável	1.000 anos	A cada milênio		3×10^{-6}	0,000003
7,27	Nunca	5,475E+12	Idade do Universo		0	1,83E-13

A Tabela 2 apresenta os requisitos em termos probabilísticos para obras de acordo com o seu porte de acordo com o Eurocode EN 1990 para um período de referência de 50 anos.

Tabela 2. Eurocode EN (1990).

Código	Porte da Obra	Limite de pf	$1/pf$	Limite de β
RC 1	Pequeno Porte	4,83E-04	2069	3,300
RC 2	Obras Comerciais	7,23E-05	13822	3,800
RC 3	Grande Porte	8,54E-06	117096	4,300

Na Tabela 3 podem ser encontrados os valores de β e pf recomendados de acordo com o nível de performance esperado segundo a norma ELT 1110-2-547 do *U.S. Army Corps of Engineers*.

Tabela 3. Avaliação da confiabilidade considerando um tempo de vida útil de 50 anos segundo a norma ELT 1110-2-547. Fonte: U.S. Army Corps of Engineers (1997).

Nível de desempenho esperado	β	Probabilidade de ruína
Alta	5,0	0,0000003
Boa	4,0	0,00003
Acima da média	3,0	0,001
Abaixo da média	2,5	0,006
Baixa	2,0	0,023
Insatisfatória	1,5	0,07
Arriscado	1,0	0,16

Segundo Cintra e Aoki (2010) ainda existem outros critérios:

- Lumb (1966) sugere valores de probabilidade de ruína da ordem de 1/1.000 e 1/100.000;
- Meyerhof (1969) considera uma probabilidade de ruína de 1/1.000 a 1/10.000.

4 Materiais e métodos

O caso de obra analisado consiste num edifício comercial construído em estrutura pré-fabricada de concreto armado, com cerca de 303.000 m² de área construída, 889 pilares, contendo trechos com até 06 seis níveis de lajes na estrutura.

O terreno está localizado no litoral de Fortaleza onde se verificam sedimentos eólicos arenosos geralmente inconsolidados. Na obra foram realizadas 60 sondagens do tipo SPT como método de investigação geotécnica. A Figura 4 apresenta o perfil típico de sondagem, dado por três furos próximos.

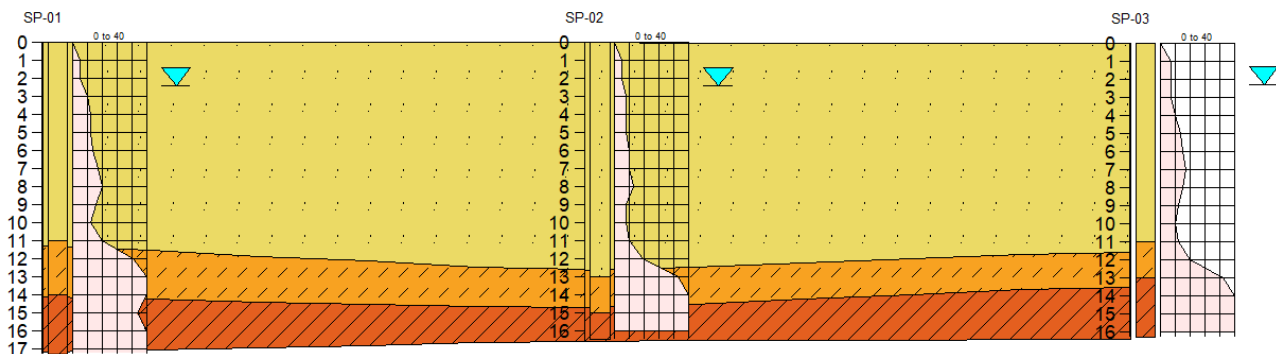


Figura 4. Perfil típico das sondagens realizadas.

O perfil se demonstrou bastante arenoso, com uma camada superficial entre 11 e 13 metros de areia fina fofa. Após essa camada há uma camada de areia argilosa com espessura entre 1 e 2 metros medianamente compactada, que é seguida com uma camada de argila arenosa dura de resistência crescente, se tornando impenetrável ao amostrador.

A realização da análise probabilística aproximada foi realizada de acordo com o método proposto por Cintra e Aoki (2010), os autores consideram que a população analisada é finita e que as curvas densidade de probabilidade tem uma distribuição normal das resistências e solicitações.

A curva de solicitações foi gerada a partir da análise das cargas transmitidas pela estrutura sobre as estacas. Dessa forma, a Figura 5 apresenta a superfície resistente de projeto para estacas de 600 mm com 1.800 kN de capacidade e carga.

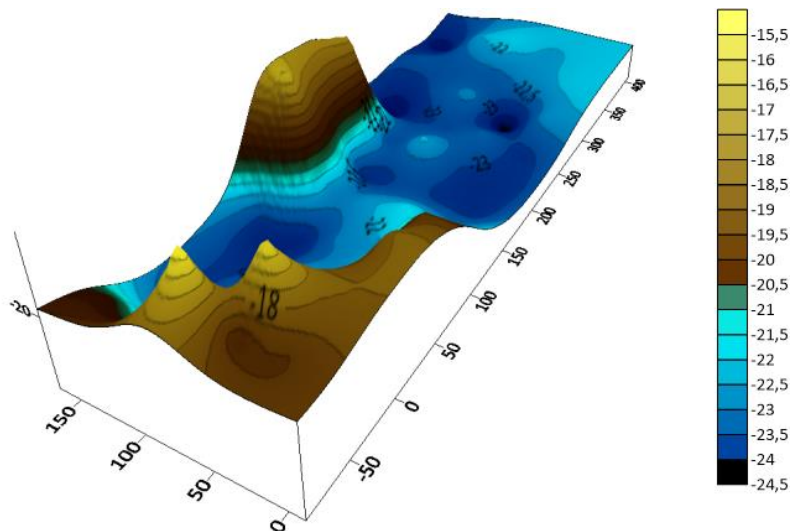


Figura 5. Perspectiva da superfície resistente de projeto

Para a resistências foram geradas três curvas. A primeira chamada de Curva de Projeto consiste na resistência advinda de métodos semiempíricos que foram utilizados para realização do projeto, sendo assim “a priori” à execução. As outras duas são consideradas as resistências reais das estacas, uma vez que seus valores vieram das resistências de extrapolação de métodos de ajuste de curva carga-recalque. Foram utilizados os métodos de Chin (1970) e Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976). No entanto, devido a limitações dos métodos valores de ruptura acima de 50% da resistência média foram desconsideradas.

De posse dos valores de médias, desvio padrão máximo e mínimo de solicitações, vindas do projeto estrutural, e de resistência, advindas do métodos de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976) e Chin (1970). Para essa análise foram gerados 10 mil valores aleatórios e sua distribuição de forma triangular não simétrica.

5 Resultados

A Figura 6 apresenta o trecho de carregamento das curvas carga-recalque das 22 provas de carga realizadas nas estacas de 600 mm da obra.

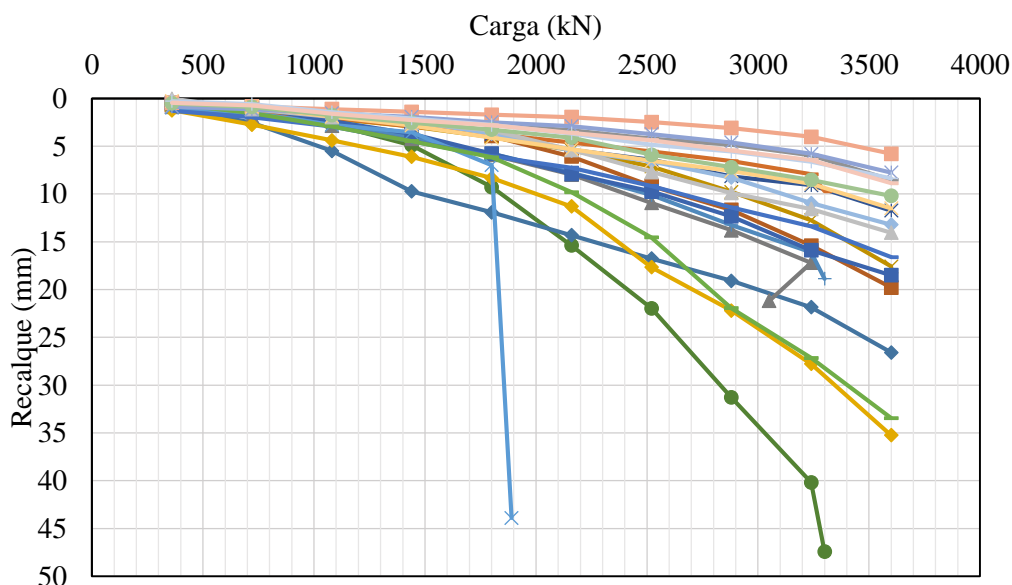


Figura 6. Provas de carga realizadas nas estacas de 600 mm.

5.1 Confiabilidade por métodos probabilísticos aproximados por Cintra e Aoki (2010)

A Tabela 4 apresenta os dados utilizados para a geração das curvas normais de solicitações e os três métodos de resistência. E a Figura 7 mostra as curvas de resistências e solicitações para as estacas de 600 mm da obra analisada.

Tabela 4. Dados para a geração das curvas de distribuição normal.

Curva	Qtde.	Média (kN)	Desvio Padrão (kN)	Coef. Variação (%)
Solicitações	588	1307,94	162,60	12,4%
Projeto	60	3900,30	307,46	7,9%
Chin (1970)	17	5271,31	964,08	18,3%
Van der Veen mod. Aoki (1976)	20	4504,00	594,27	13,2%

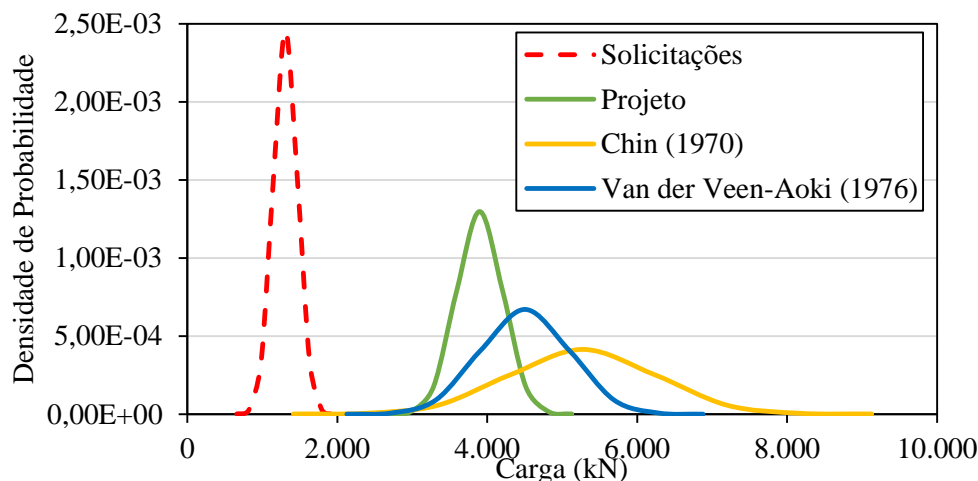


Figura 7. Curvas de Resistência e solicitações para estacas de 600mm pelo método de Cintra e Aoki (2010).

A Tabela 5 mostra os resultados dos cálculos de probabilidade de ruína e confiabilidade geotécnica da obra.

Tabela 5. Resumo dos resultados das análises probabilísticas aproximadas.

Parâmetro	Símbolo	Projeto	Chin (1970)	VdV-Aoki (1976)
Fator de Segurança Global	FS	2,98	4,03	3,44
Margem segurança média (kN)	μ_M	2.592,36	3.963,37	3.196,06
Desvio padrão (kN)	σ_M	347,81	977,70	616,12
Coeficiente variação	v_M	13,4%	24,7%	19,3%
Índice de confiabilidade	β	7,45	4,05	5,19
Probabilidade ruína	p_f	$4,54 \times 10^{-14}$	$2,52 \times 10^{-5}$	$1,07 \times 10^{-7}$
Inverso probabilidade ruína (dias)	$1/p_f$	$1/2,20 \times 10^{13}$	$1/39.686,81$	$1/9.379.357,51$

Percebe-se que as análises de com valores de projeto apesar de possuírem o menor FS, também maior valor do índice de confiabilidade quando comparado às amostras de resistência real. Isso acontece pois, a sua média é menor enquanto a dispersão em torno desses valores, evidenciado pelo coeficiente de variação, também é menor, diminuindo consideravelmente a probabilidade de ruína.

Comparando os valores das análises de Chin (1970) e Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976), essa mesma situação é observada. Chin (1970) obtém maiores médias de valor de ruptura em relação a Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976), enquanto o seu coeficiente de variação também foi maior. Esse fenômeno causou a redução no índice de confiabilidade e aumentou sua probabilidade de ruína.

5.2 Confiabilidade por análise probabilística pura pelo Método de Monte Carlo

As Figuras 8 a 10 mostram os histogramas de frequência para as simulações de resistências e solicitações com distribuições uniformes e triangulares.

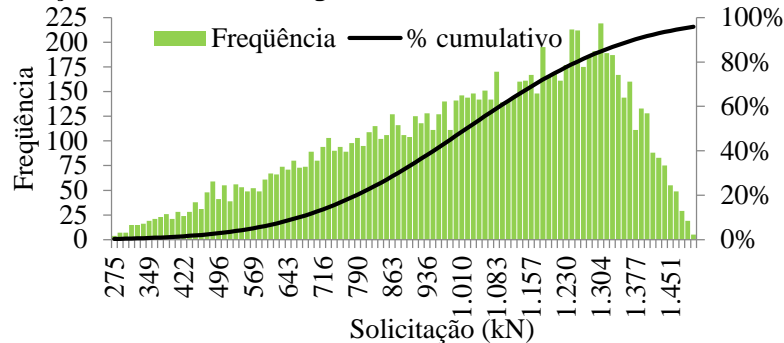


Figura 8. Histograma de frequências acumuladas de solicitações com distribuição triangular.

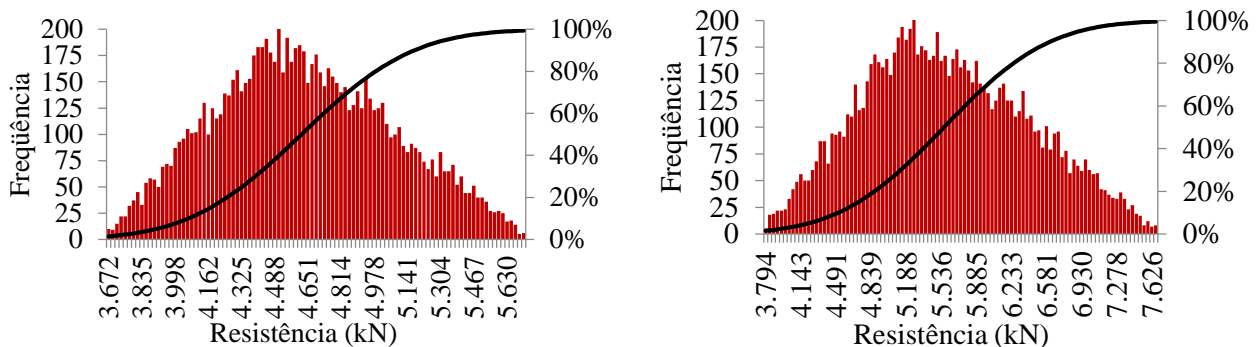


Figura 9. Histograma de frequências de resistência para dados de Van der Veen mod. Aoki (1976) e Chin (1970).

A Tabela 6 apresenta um resumo dos dados da simulação de Monte Carlo e a Figura 10 mostra as curvas de distribuição normal.

Tabela 6. Dados para a geração das curvas de distribuição normal pelo Método de Monte Carlo.

Curva	Qtde.	Média (kN)	Desvio Padrão (kN)	Coef. Variação (%)
Solicitações	10.000	1019,9	275,9	27,1%
Chin (1970)	10.000	5.564,39	819,39	14,7%
Van der Veen mod. Aoki (1976)	10.000	4625,28	426,25	9,22%

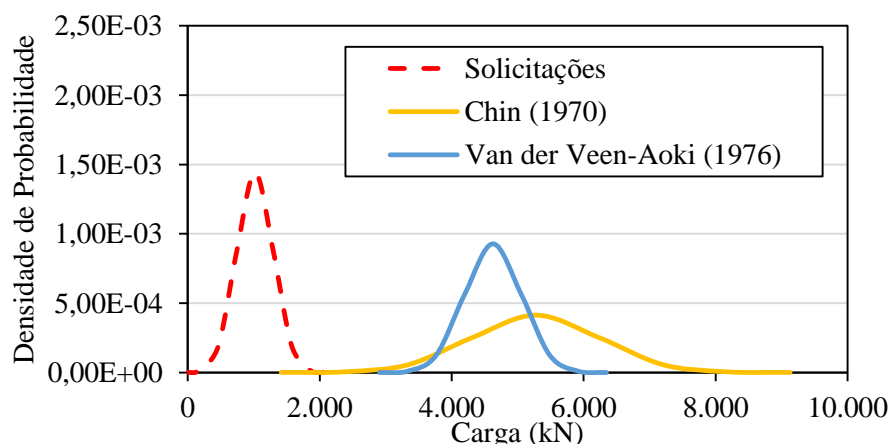


Figura 10. Curvas de Resistência e solicitações para estacas de 600mm pelo método de Monte Carlo.

A Tabela 7 mostra os resultados dos cálculos de probabilidade de ruína e confiabilidade geotécnica da obra para as análises probabilísticas puras.

Tabela 7. Resumo dos resultados das análises probabilísticas puras com MMC.

Parâmetro	Símbolo	Van der Veen mod. Aoki (1976)	Chin (1970)
Fator de Segurança Global	FS	4,55	5,44
Margem segurança média (kN)	μ_M	3.609,39	4.539,85
Desvio padrão (kN)	σ_M	509,31	864,58
Coefficiente variação	v_M	9,3%	14,7%
Índice de confiabilidade	β	7,09	5,25
Probabilidade ruína	p_f	$6,86 \times 10^{-13}$	$7,57 \times 10^{-8}$
Inverso probabilidade ruína (dias)	$1/p_f$	$1,46 \times 10^{12}$	$1,32 \times 10^7$

6 Interpretação das análises probabilísticas

Do ponto de vista probabilístico, a obra apresenta Fator de Segurança superior a 2 para todas as análises, atendendo as recomendações da NBR 6122 (ABNT, 2010). De posse das análises probabilísticas realizadas foi possível classificar a probabilidade de ruína conforme exposto na Tabela 8.

Tabela 8. Resumo dos resultados dos critérios de avaliação de risco para métodos probabilísticos aproximados.

Critérios	Cintra e Aoki (2010)			Método de Monte Carlo	
	Projeto	VdV-Aoki	Chin	VdV-Aoki	Chin
Clemens (1983)	Nunca	Improvável	Muito remota	Improvável	Improvável
Meyehoff (1995)	Aceitável	Aceitável	Aceitável	Aceitável	Aceitável
Eurocode EN (1990)	Aceitável	Aceitável	Não aceitável	Aceitável	Aceitável
U.S. Army Corps of Engineers (1997)	Nível de desempenho	Nível de desempenho	Nível de desempenho	Nível de desempenho	Nível de desempenho
	Alto	Alto	Bom	Alto	Alto

7 Conclusões

Com o presente artigo pôde-se encontrar e classificar a probabilidade de ruína de um edifício comercial de grande porte por diferentes metodologias. Dessa forma, foi percebido que seu valor sempre dependerá do método e dos parâmetros de resistência utilizados, o que causa alta variabilidade nos resultados.

Nas análises probabilísticas aproximadas com método de Cintra e Aoki (2010) pode-se observar que o maior índice de confiabilidade encontra-se para o caso de resistências de projeto estimadas com métodos semiempíricos. No entanto, este possui menor valor de Fator de Segurança Global, igual a 2,98, em comparação com as amostras reais. Contudo, este valor é adequado de acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010).

Ao se comparar as amostras de resistência real das estacas por extrapolações de Chin (1970) e de Van der Veen-Aoki (1976) pela metodologia de Cintra e Aoki (2010), observa-se que apesar da média global do método de Chin (1970) ser maior, o seu índice de confiabilidade não é aceito perante a normatização do Eurocode EN (1990). Esse evento, no entanto, não ocorre para a extrapolação de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976), pois, apesar de ser considerado um método mais conservador, possui menor dispersão em seus valores de ruptura, garantindo adequado nível de performance perante todos os critérios avaliados.

Nas análises probabilísticas puras, conforme esperado, as simulações de Monte Carlo foram capazes de diminuir os desvios em relação à média com maior número de dados. Nessas análises os valores de índice de confiabilidade com os dados de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976) se aproximam bastante dos valores de índice de confiabilidade para valores de projeto com Cintra e Aoki (2010). Esse

resultado é coerente, tendo em vista que os métodos semi-empíricos utilizados em projeto baseam-se normalmente em extrapolações de curva carga-recalque pelo método de Van der Veen.

Quando a análise probabilística foi realizada com os valores de resistência obtidos através da extrapolação das curvas pelo método de Chin (1970) com aplicação da Simulação Monte Carlo, os valores de probabilidade de ruína diminuem e o valor de confiabilidade aumentam. Isso aproxima o resultado de Chin (1970) de seu caráter considerado menos conservador.

Por fim, salienta-se que apesar os métodos determinísticos quanto os métodos probabilísticos possuem divergências entre si quanto a seus valores, todos os métodos utilizados nesse trabalho garantem a confiabilidade geotécnica da obra estudada.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos o apoio do escritório de projetos Gusmão Engenheiros Associados Ltda. pela disponibilização dos projetos executivos e relatórios de provas de carga que possibilitaram a realização desse trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aoki, N. (1976). *Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas*. Curso de Extensão Universitária em Engenharia de Fundações, Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro, 44p.
- Aoki, N. (2008). Dogma do Fator de Segurança. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA - SEFE, 6, 2008, São Paulo. *Anais...* São Paulo: ABMS. v. 1, p. 9-42.
- Aoki, N. (2011). A probabilidade de ruína e os fatores de segurança em fundações. 7ª. Palestra ABMS, CD-ROM, Recife, Brasil.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2010). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.
- Chin, F. K. (1970). Estimation of the Ultimate Load of Piles from Tests nor Carried to Failure. 2nd Southeast Conference on Soil Engineering, Singapore, pp. 91-92.
- Cintra, J. C. A, Aoki, N. (2010) *Fundações por estacas: projeto geotécnico*. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- Clemens, P. L. (1983). *Combinatorial failure probability analysis using MIL-STD 882*. Jacobs Sverdrup, Handbook 6000-8. Journal of the System Safety Society, Vol. 18, No. 4.
- Eurocode EN (1990). Eurocode – Basis of Structural Design. CEN 2002.
- Hachich, W. (1998) *Modelos Matemáticos e Probabilísticos em Engenharia Geotécnica – Uma sistematização em forma de sonata*. Tese apresentada no concurso de Livre Docência do Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações da Escola Politécnica da USP, 1998.
- Lacasse, S., Nandim, F. (1998) *Risk and Reliability in Geotechnical Engineering*. In: Fourth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. St. Louis, 1998.
- MIL-STD 882C. (1993) *Military Standard – System Safe Program Requirements*. Department of Defense, United States of America, 1993.
- Silva Neto, A. N. (2016). *Análise de probabilidade de ruína e confiabilidade de fundações profundas com utilização da simulação Monte Carlo*. Projeto final de curso – Universidade Católica de Pernambuco, Recife-PE.
- Teixeira, A, Correia, A. G, Henriques, A. A; Honjo, Y. (2012) Dimensionamento e avaliação de uma estaca com carga vertical baseado em análises de fiabilidade. *Revista Engenharia Civil – UM*, Portugal, 2012.
- Van der Veen, C. (1953). *The Bearing Capacity of a Pile*. In: 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, No. 2, pp. 84-90.