

Análise de Confiabilidade de uma Estaca Submetida ao Efeito Tschebotarioff

Reliability Analysis of a Pile Subjected to the Tschebotarioff Effect

¹Karina Ribeiro de Melo, ²Albert Willian Faria, ³Marcos Leopoldo Borges, ⁴Fabian Andres Lara Molina

¹ Graduanda em Engenharia Civil – Universidade Federal do Triângulo Mineiro – UFTM
(karina.ribeiro.civil@gmail.com)

² Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil – UFTM
(abert.faria@uftm.edu.br)

³ Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil – UFTM
(marcos.borges@uftm.edu.br)

⁴ Professor Associado do Departamento de Engenharia Mecânica – UFTM
(fabian.molina@uftm.edu.br)

RESUMO: O estudo investiga a confiabilidade de uma estaca submetida ao efeito Tschebotarioff, por meio de abordagem probabilística, estimando a probabilidade de falha e o índice de confiabilidade em função do deslocamento horizontal máximo frente a limites da literatura. A modelagem numérica foi realizada no *software* ANSYS-APDL, com elementos de viga (Beam3) para a estaca e de mola (Combin14), segundo o método de Winkler, para a interação solo-estrutura. O elemento de viga possui dois nós com três graus de liberdade (u_x , u_y e θ_2), enquanto o de mola possui dois nós com um grau de liberdade (u_x). Os parâmetros de entrada incluíram: lado da seção da estaca, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do concreto, coeficiente de empuxo, peso específico do aterro, espessura das camadas de solo e pressão do solo sobre a estaca. O deslocamento horizontal máximo foi adotado como saída. A análise probabilística utilizou simulação de Monte Carlo, com 1.000 iterações e diferentes funções densidade de probabilidade e estatísticas, conforme a variável de entrada. Os deslocamentos obtidos no ANSYS foram processados no *software* Octave. Para a estaca de 0,23 m de diâmetro, o deslocamento médio foi $10,62 \times 10^{-3}$ m. Considerando limites de 3 %, 6 % e 10 % do diâmetro, as probabilidades de falha e o índice de confiabilidade (β) foram, respectivamente, 85,10 % ($\beta = -0,933$), 18,00 % ($\beta = 0,797$) e 0,80 % ($\beta = 3,103$). Conclui-se que limites muito restritivos aumentam a probabilidade de falha, enquanto limites permissivos podem comprometer o desempenho funcional.

Palavras Chave: Análise de confiabilidade. Estaca pré-moldada de concreto. Efeito Tschebotarioff. Método de Winkler. Simulação de Monte Carlo. Estado Limite de Serviço.

ABSTRACT: This study investigates the reliability of a pile subjected to the Tschebotarioff effect through a probabilistic approach, estimating the probability of failure and the reliability index based on the maximum horizontal displacement relative to literature-based limits. Numerical modeling was conducted using ANSYS-APDL, employing beam elements (Beam3) for the pile and spring elements (Combin14) following the Winkler method for soil-structure interaction. The beam element has two nodes with three degrees of freedom (u_x , u_y and θ_2), while the spring element has two nodes with one degree of freedom (u_x). Input parameters included pile cross-section size, concrete modulus of elasticity and Poisson's ratio, earth pressure coefficient, unit weight of the backfill, soil layer thicknesses, and soil pressure on the pile. Maximum horizontal displacement was considered as the output. The probabilistic analysis was performed using Monte Carlo simulation with 1,000 iterations, applying different probability density functions and statistics according to each input variable. The displacements obtained in ANSYS were processed using Octave. For the pile with a 0.23 m diameter, the mean displacement was 10.62×10^{-3} m. Considering limits of 3 %, 6 %, and 10 % of the diameter, the probabilities of failure and reliability index (β) were 85.10 % ($\beta = -0.933$), 18.00 % ($\beta = 0.797$), and 0.80 % ($\beta = 3.103$), respectively. It is concluded that highly restrictive limits increase the probability of failure, whereas permissive limits may compromise functional performance.

Keywords: Reliability analysis. Precast concrete pile. Tschebotarioff effect. Winkler method. Monte Carlo simulation. Serviceability Limit State.

1. INTRODUÇÃO

Fundações profundas, dentre elas as estacas, são elementos estruturais essenciais para a transferência das cargas das superestruturas para camadas resistentes do solo ou rocha. Em solos compressíveis, especialmente aqueles com características de argilas moles, a interação solo-estaca apresenta desafios técnicos associados ao seu dimensionamento e desempenho (Rosa e Schlemper, 2021). Um fenômeno geotécnico importante é o Efeito Tschebotarioff, que consiste na solicitação lateral nas estacas induzida pelo adensamento diferencial do solo sob cargas assimétricas, como aterros, escavações próximas ou variações no carregamento superficial. Esse efeito provoca esforços transversais ao longo do fuste da estaca, resultando em deslocamentos e momentos fletores adicionais que podem comprometer a estabilidade e funcionalidade da fundação (Marcelino 2022; Sales 2023; Velloso e Lopes, 2010).

O Efeito Tschebotarioff foi inicialmente descrito por Tschebotarioff em 1962, que propôs um modelo semiempírico para estimar os empuxos laterais atuantes nas estacas, representados por uma distribuição triangular da pressão ao longo da camada compressível. Apesar dos avanços na modelagem numérica e na instrumentação de campo, como demonstrado por Marcelino (2022), a previsão precisa dos esforços laterais permanece complexa devido à heterogeneidade das propriedades do solo, à rigidez relativa entre solo e estaca e às condições geométricas do sistema de fundação (Sales 2023; Marcelino 2022). Além disso, a escassez de dados instrumentados limita a validação dos modelos existentes, o que reforça a necessidade de estudos que incorporem a variabilidade e as incertezas inerentes ao problema (Sales 2023).

Tradicionalmente, o dimensionamento estrutural de fundações é realizado por métodos determinísticos que utilizam fatores de segurança para compensar as incertezas associadas às variáveis de projeto. No entanto, essa abordagem simplificada não permite uma avaliação quantitativa do risco de falha, tampouco identifica os parâmetros mais críticos para a segurança da estrutura (Oliveira 2022; Iantas 2021). A análise de confiabilidade estrutural, baseada em conceitos probabilísticos, oferece uma metodologia robusta para considerar explicitamente as incertezas das propriedades do solo, dos materiais e das condições de carregamento, possibilitando a estimativa da probabilidade de falha e do índice de confiabilidade (Oliveira 2022; Iantas 2021).

A análise de confiabilidade estrutural constitui uma ferramenta essencial na engenharia, permitindo o dimensionamento de novas estruturas com base em níveis de confiabilidade previamente definidos, de modo a garantir segurança e eficiência no uso de materiais (Iantas 2021; Oliveira 2022). Além disso, sua aplicação em estruturas existentes possibilita a avaliação da segurança real do sistema, identificando as variáveis que mais influenciam o comportamento estrutural e orientando intervenções ou métodos de recuperação adequados (Porto et al. 2020). Ao analisar a sensibilidade das variáveis críticas, é possível propor soluções fundamentadas em evidências, otimizando recursos e promovendo decisões estruturais mais seguras e sustentáveis.

Este trabalho propõe a avaliação da confiabilidade de estacas pré-moldadas de concreto submetidas ao efeito Tschebotarioff, com foco no Estado Limite de Serviço (ELS) associado ao deslocamento horizontal máximo admissível. A modelagem da interação solo-estaca é realizada no *software* ANSYS-APDL, aplicando o método de Winkler. Neste modelo, o solo é representado por uma série de molas elásticas independentes, cujos coeficientes são estimados com base em parâmetros geotécnicos (Righi 2023; Pinto 2021). A análise probabilística é conduzida por meio da Simulação de Monte Carlo (SMC), implementada no *software* Octave. Este procedimento permite gerar múltiplos cenários aleatórios para quantificar a probabilidade de falha e determinar o índice de confiabilidade da estaca, considerando diferentes limites admissíveis de deslocamento horizontal (Oliveira 2022; Iantas 2021; Melchers 1999).

Além disso, este artigo apresenta uma abordagem numérico-probabilística, de fácil replicação, para o estudo de problemas geotécnicos de interação solo-estrutura. Tais problemas,

por sua natureza, envolvem elevada variabilidade e incerteza. Ressalta-se que a consideração desses aspectos é pouco explorada na literatura especializada, o que reforça a relevância e a originalidade desta investigação. Assim, a lacuna identificada justifica a presente pesquisa, que procura contribuir para a ampliação do conhecimento na área ao quantificar incertezas e avaliar a segurança de estacas submetidas ao efeito Tschebotarioff.

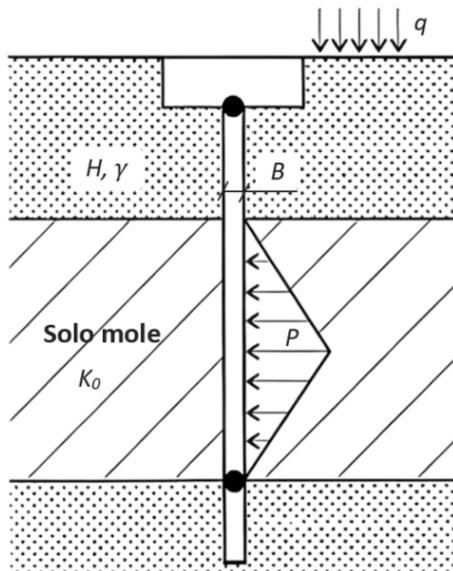
Na sequência, apresenta-se a revisão de literatura que embasa este estudo, contemplando o Efeito Tschebotarioff, o Método de Winkler e a Análise de Confiabilidade Estrutural, com foco nos conceitos e formulações necessários para a modelagem numérica e a avaliação probabilística proposta.

2. REVISÃO DE LITERATURA

2.1 Modelagem de estacas sujeitas a carregamentos horizontais em profundidade: efeito Tschebotarioff e método de Winkler

Para representar o efeito Tschebotarioff definido anteriormente, Tschebotarioff propôs um modelo semiempírico que considera uma pressão lateral com distribuição triangular aplicada ao longo do fuste da estaca (Marcelino 2022; Sales 2023; Velloso e Lopes, 2010). Essa formulação foi uma das primeiras propostas para estimar os esforços laterais decorrentes do adensamento diferencial e, ainda hoje, é amplamente utilizada em análises geotécnicas e no dimensionamento estrutural de fundações profundas (Sales 2023). A Figura 1 apresenta a distribuição triangular da pressão lateral atuante no fuste da estaca.

Figura 1 – Carregamento triangular proposto por Tschebotarioff em 1962.



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2010).

Na Figura 1, a sobrecarga (q) aplicada na superfície – como a proveniente de um aterro – gera pressões laterais ao longo do comprimento da estaca em contato com o solo mole. Essas pressões laterais apresentam distribuição triangular, cuja magnitude máxima é representada por P na figura.

A solicitação lateral máxima (P) do carregamento triangular aplicado ao longo da profundidade da camada compressível, conforme ilustrada na Figura 1, pode ser determinada através da equação:

$$P = B \cdot K_0 \cdot \gamma \cdot H \quad (1)$$

onde P é a magnitude máxima da solicitação lateral (kN/m), B é o lado da estaca (m), K_0 é o coeficiente de empuxo em repouso, γ é o peso específico do solo do aterro (kN/m³) e H é altura da camada de aterro (m).

Já para a análise da interação solo-estaca, o método de Winkler é uma abordagem frequentemente empregada. Proposto originalmente por Winkler (1867), esse modelo representa o solo como um sistema de molas lineares independentes, cuja rigidez é definida pelo coeficiente de mola lateral. Esse parâmetro estabelece a relação entre a pressão de reação do solo (p) e o deslocamento lateral da fundação (y), conforme expresso na equação a seguir.

$$p = K_h \cdot y \quad (2)$$

sendo: p a pressão de reação do solo (unidade: F/L²), K_h o coeficiente de mola lateral (unidade: F/L³), y o deslocamento lateral da fundação (unidade: L).

Diversos métodos matemáticos têm sido propostos para a determinação do coeficiente horizontal de mola (K_h), empregado na modelagem da interação solo-estaca. Entre essas abordagens, destacam-se os métodos baseados em correlações empíricas com o ensaio SPT (*Standard Penetration Test*), como o método de Tietz (Tietz 1976), amplamente utilizado na engenharia geotécnica nacional.

O método de Tietz, apresentado no manual técnico do *software* de dimensionamento estrutural TQS (2006), adota o coeficiente de proporcionalidade (m), que correlaciona o número de golpes obtidos através do ensaio SPT, N_{SPT} , com a rigidez característica do solo em diferentes condições de compacidade e consistência. As Tabelas 1 e 2, apresentam valores de (m) para solos arenosos e argilosos, respectivamente, em função do índice N_{SPT} e das propriedades do solo.

Tabela 1 – Valores do coeficiente m para solos arenosos.

Solo Arenoso	Compacidade	N_{SPT}	m (tf/m⁴)
Areia	Fofa	1	150
Silte	Pouco compacta	7	300
Silte	Medianamente compacta	20	500
Areia	Compacta	40	800
Argila	Muito compacta	50	1500

Fonte: TQS (2006).

Tabela 2 – Valores do coeficiente m para solos argilosos.

Solo Argiloso	Consistência	N_{SPT}	m (tf/m⁴)
Turfa	Meio líquido	0	25
Argila	Muito mole	1	75
Argila	Mole	3	150
Argila	Média	6	300
Argila	Rija	12	500
Argila	Muito rija	22	700
Argila	Dura	>30	900

Fonte: TQS (2006).

A partir do coeficiente de proporcionalidade (m), o coeficiente de reação horizontal (CRH), em tf/m³, do solo pode ser obtido pela equação:

$$CRH = m \cdot z \quad (3)$$

onde z é a profundidade em metros, que reflete a rigidez do solo com a profundidade e seu grau de confinamento (Righi 2023; TQS, 2006; Tietz 1976).

Para converter o coeficiente de reação horizontal CRH no coeficiente de mola lateral K_h (tf/m), considera-se a área de influência da mola (A), definida como o produto do lado B da seção transversal da estaca pelo comprimento de influência Δl da mola (TQS 2006). Assim, a relação entre K_h , CRH e A é dada por:

$$K_h = CRH \cdot A \quad (4)$$

Esse procedimento permite representar a interação solo–estaca, essencial para análises estruturais aplicadas no dimensionamento de fundações profundas (Righi 2023; Pinto 2021).

2.2 Análise de confiabilidade aplicada ao estudo de fundações profundas

A análise de confiabilidade constitui um procedimento fundamental na engenharia estrutural e geotécnica para a avaliação probabilística da segurança ao atendimento do Estado Limite Último (ELU) e do Estado Limite de Serviço (ELS), permitindo quantificar o risco de falha de um sistema frente às incertezas inerentes ao comportamento dos materiais, às cargas atuantes e às características geométricas (Oliveira 2022; Iantas 2021; Melchers 1999; Shinozuka 1983).

Diferentemente de abordagens determinísticas, que utilizam valores característicos e coeficientes de segurança, a análise probabilística considera explicitamente a variabilidade estatística dos parâmetros do modelo, fornecendo uma estimativa mais realista do desempenho estrutural.

A avaliação parte da definição de uma função de limite de falha, $g(X)$, que estabelece a fronteira entre os estados de segurança e de falha. Conforme a Equação 5, $g(X)$ é expressa como a diferença entre a resistência R e a solicitação S :

$$g(X) = R - S \quad (5)$$

em que: R é a resistência da estrutura, S é a solicitação aplicada e X é o vetor de variáveis aleatórias que afetam R e S . Valores de $g(X) > 0$ indicam que X pertence à região segura, $g(X) < 0$ definem a região insegura; e $g(X) = 0$ corresponde à iminência de falha.

A probabilidade de falha P_f é, portanto, a probabilidade de ocorrência dos estados em que $g(X) \leq 0$, sendo expressa pela equação:

$$P_f = \int_{g(x) \leq 0} f(x) dx \quad (6)$$

em que x representa o valor específico assumido por X na integração, $g(x)$ é a função de estado limite e $f(x)$ é a função densidade de probabilidade conjunta das n variáveis aleatórias que compõe o vetor X .

Para o cálculo da probabilidade de falha, que geralmente não possui solução analítica, são usados métodos numéricos avançados (Oliveira 2022; Iantas 2021). Neste trabalho, adotou-se a Simulação de Monte Carlo (SMC) devido à sua ampla aplicação em análise de confiabilidade de estruturas, mesmo em situações complexas. A SMC apresenta a capacidade de lidar com múltiplas variáveis aleatórias e com não linearidades.

A Simulação de Monte Carlo envolve, primeiramente, a definição do tipo de função densidade de probabilidade e limites das variáveis aleatórias envolvidas no problema, em seguida, a geração das amostras dessas variáveis de acordo com suas distribuições de probabilidade. Cada vetor amostral gerado é então utilizado para calcular a função de falha $g(X)$ e, com base nesse valor, a estrutura é classificada como segura ou em falha. Esse processo é repetido um grande número de vezes para garantir que a estimativa da probabilidade de falha seja estatisticamente confiável (Oliveira 2022; Iantas 2021; Melchers 1999).

Alternativamente a Equação 6, a probabilidade de falha pode ser determinada pela proporção de casos em que a função de falha apresenta valores menores ou iguais a zero, ou

seja, condições inseguras ou de iminência de falha. Essa probabilidade pode ser expressa pela Equação 7:

$$P_f = \frac{n(g(x) \leq 0)}{N} \quad (7)$$

onde $n(g(x) \leq 0)$ representa o número de ocorrências em que a função de falha está na região de falha e N é o número de iterações da simulação.

Este procedimento, baseado na Simulação de Monte Carlo, permite estimar a probabilidade de falha de forma mais direta e realista em comparação aos métodos tradicionais que utilizam coeficientes de segurança globais. Além disso, a partir da probabilidade de falha P_f , é possível calcular o índice de confiabilidade β , que fornece uma medida adimensional da margem de segurança estrutural. A relação entre essas duas grandezas é expressa pela Equação 8:

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

em que Φ representa a função distribuição acumulada da variável padrão (Shinozuka 1983).

Fisicamente, β corresponde à distância, em desvios-padrão, entre o ponto médio da função de limite e a superfície de falha no espaço das variáveis padronizadas. Valores mais elevados de β indicam maior confiabilidade e, consequentemente, um menor risco de falha estrutural.

3. METODOLOGIA

A confiabilidade de uma estaca submetida à carga lateral é avaliada neste trabalho por meio de uma abordagem probabilística, utilizando os *softwares* ANSYS-APDL para a modelagem numérica da estaca e Octave para o processamento e a análise estatística dos resultados.

A estaca considerada é do tipo pré-moldada de concreto armado, com seção transversal de 0,23 m x 0,23 m e 20 m de comprimento.

Primeiramente, é desenvolvido um modelo numérico da estaca e da interação solo-estaca utilizando o *software* ANSYS-APDL. Em seguida, considerando as incertezas associadas aos parâmetros geotécnicos do solo e às propriedades geométricas e materiais da estaca, realiza-se uma Simulação de Monte Carlo com N iterações, com o objetivo de garantir a representatividade estatística das amostras. Para cada interação, obtém-se o valor do deslocamento horizontal máximo da estaca.

Os resultados obtidos ao final das iterações no ANSYS-APDL são processados no Octave, onde são calculados a probabilidade de falha (P_f) e o índice de confiabilidade (β). Esses parâmetros permitem comparar os limites normativos de serviço, que, nesse trabalho, são expressos em termos de deslocamentos horizontais máximos admissíveis.

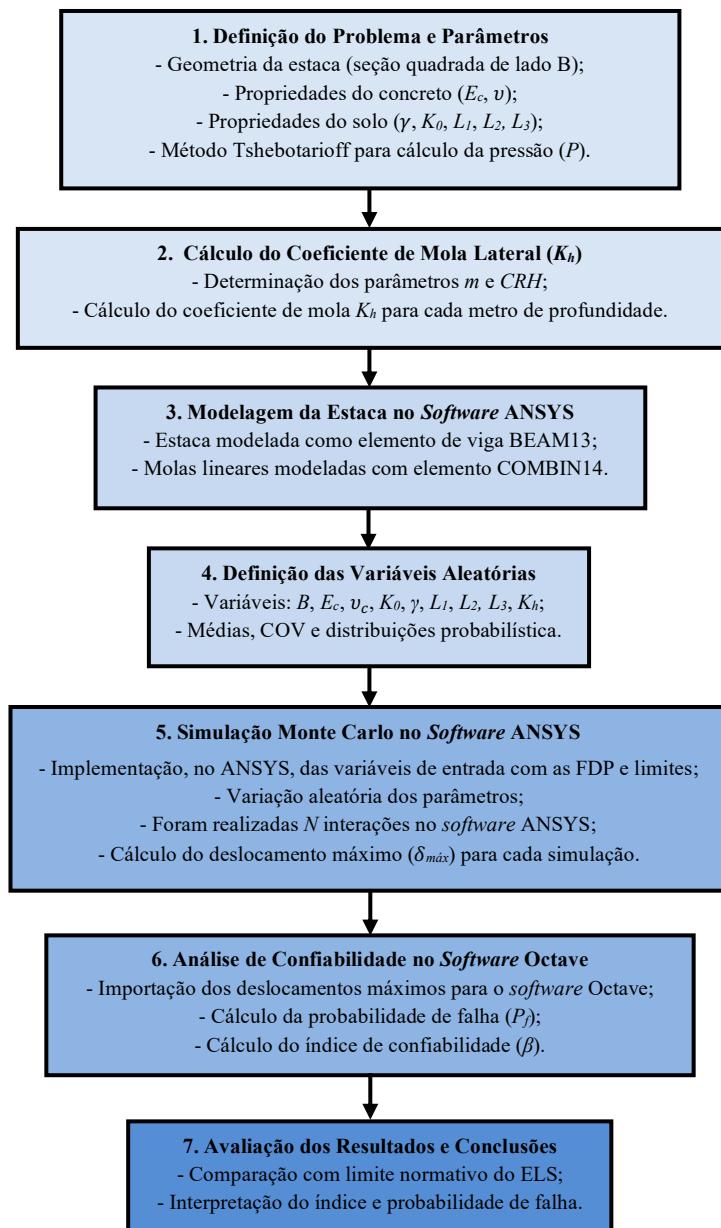
O procedimento adotado é composto por sete etapas sequenciais, representadas no fluxograma da Figura 2, que ilustra detalhadamente cada fase do estudo.

Conforme indicado pelo fluxograma, os parâmetros de entrada do modelo incluem a geometria da estaca, definida por uma seção quadrada de lado B ; as propriedades do concreto, representadas pelo módulo de elasticidade (E_c) e pelo coeficiente de Poisson (ν_c); e as propriedades do solo, que abrangem o coeficiente de empuxo (K_0), as espessuras das camadas (L_1, L_2, L_3) e o peso específico do aterro (γ). Além disso, foi considerada a pressão lateral do solo sobre a estaca (P).

Com base nesses parâmetros, o coeficiente de mola lateral (K_h) foi calculado para cada metro de profundidade, utilizando o coeficiente de proporcionalidade (m) e o coeficiente de reação horizontal (CRH).

O deslocamento horizontal máximo ($\delta_{máx}$) foi definido como a variável de saída principal, servindo como parâmetro crítico para a avaliação da resposta estrutural da estaca.

Figura 2- Fluxograma da metodologia adotada neste trabalho.



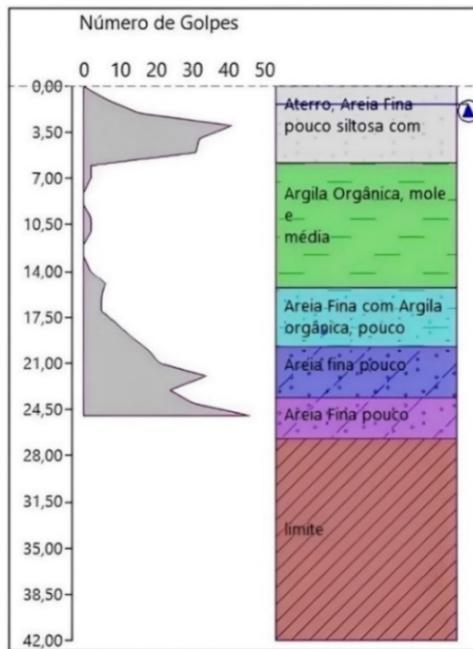
Fonte: Elaborado pelos autores (2025).

3.1 Dados geotécnicos empregados nos estudos numéricos

O perfil de solo, ilustrado na Figura 3, e os parâmetros do solo e da estaca, apresentados na Tabela 3, foram obtidos do estudo de Rosa e Schlemper (2021), o qual se baseou em um laudo de sondagem na região de Florianópolis-SC, em uma área com potencial para ocorrência do efeito Tschebotarioff.

Com base nesse estudo, adotou-se uma estaca pré-moldada de concreto com seção de $0,23 \text{ m} \times 0,23 \text{ m}$ e 20 m de comprimento total. Esta seção foi selecionada por ser a intermediária entre as dimensões analisadas pelos autores Rosa e Schlemper (2021).

Figura 3 – Perfil geotécnico de solo adotado para análise da estaca.



Fonte: Rosa e Schlemper (2021).

O perfil de solo apresentado na Figura 3 evidencia um perfil geotécnico composto por aterro sobreposto a diferentes camadas naturais. Na superfície, observa-se um aterro de areia fina, pouco siltosa e com baixa compactação. Abaixo desse material, entre 5,8 m e 15,34 m, encontra-se uma argila orgânica de consistência mole a média, caracterizada por elevada compressibilidade e baixa resistência. A seguir, entre 15,34 m e 26,74 m, estão três camadas de areia fina com presença de argila orgânica, apresentando resistência intermediária.

Nesse trabalho, o perfil ilustrado na Figura 3 foi simplificado em três camadas: a areia do aterro, considerada como a primeira camada; a argila orgânica, como a segunda; e a combinação das três últimas camadas arenosas, como terceira camada. Dessa forma, as espessuras das camadas foram definidas como 5,8 m (L_1), 9,54 m (L_2) e 4,66 m (L_3), conforme apresentado na Tabela 3, assegurando coerência com o perfil geotécnico considerado no estudo de referência.

Tabela 3 – Parâmetros de entrada utilizados nas simulações de análise de confiabilidade.

Parâmetro	Valor	Unidade
Lado da estaca (B)	0,23	m
Módulo de elasticidade do concreto (E_C)	28×10^6	kN/m ²
Coeficiente de Poisson do concreto (v_C)	0,20	-
Coeficiente de empuxo em repouso (K_0)	0,50	-
Peso específico do solo do aterro (γ)	17,00	kN/m ³
Espessura da 1º camada de solo (L_1)	5,80	m
Espessura da 2º camada de solo (L_2)	9,54	m
Espessura da 3º camada de solo (L_3)	4,66	m
Espessura da camada de aterro (H)	5,80	m
Solicitação aplicada na face lateral da estaca (P)	22,68	kN/m

Fonte: Rosa e Schlemper (2021).

Além disso, para a análise, a influência do perfil geotécnico sobre o comportamento da estaca foi considerada apenas até a profundidade de 20 m, correspondente ao seu comprimento

total. Essa região de contato da estaca com o solo constitui um parâmetro determinante para o cálculo dos coeficientes de reação lateral do solo (K_h), conforme indicado na Equação 4.

3.2 Determinação dos coeficientes de mola empregados na iteração solo-fundação

O coeficiente de reação lateral do solo (K_h) utilizado neste estudo foi obtido por meio do método de Tietz. Esse coeficiente é calculado a partir dos valores de resistência à penetração padrão (N_{SPT}), da geometria da estaca, do tipo de solo e da profundidade avaliada. A escolha dessa correlação é justificada por sua ampla referência na literatura, pelo uso em projetos de fundações profundas nacionais que tradicionalmente empregam o N_{SPT} , por sua aceitação em normas brasileiras e por considerar a variação da rigidez do solo com a profundidade.

A Tabela 4 apresenta os valores do coeficiente de mola lateral (K_h) obtidos pela aplicação do método de Tietz em função da profundidade z . Os valores de N_{SPT} , extraídos do perfil geotécnico da Figura 3 e do estudo de Rosa e Schlemper (2021), foram utilizados para estimar o coeficiente de proporcionalidade (m), com base nos parâmetros reunidos nas Tabelas 1 e 2. A partir de m , definido por interpolação conforme o tipo de solo e o valor de N_{SPT} , calculou-se o coeficiente de reação horizontal (CRH) segundo a Equação 3. Em seguida, o coeficiente K_h é calculado por meio da Equação 4, considerando o comprimento de influência da mola (Δl) indicado na própria Tabela 4.

Tabela 4 – Valores do coeficiente de mola lateral (K_h) em função da profundidade.

$z(m)$	N_{SPT}	$m (\text{tf/m}^4)$	$CRH (\text{tf/m}^3)$	Δl	$K_h (\text{tf/m})$	$K_h (\text{kN/m})$
0,970	6	275	266,750	0,970	59,512	583,22
1,940	14	408	791,520	0,970	176,588	1730,56
2,910	39	785	2284,350	0,970	509,638	4994,46
3,880	33	695	2696,600	0,970	601,611	5895,79
4,850	31	665	3225,250	0,970	719,553	7051,62
5,820	7	300	1746,000	0,962	386,320	3785,94
6,774	2	113	765,462	0,954	167,958	1645,99
7,728	1	75	579,600	0,954	127,176	1246,32
8,682	0	25	217,050	0,954	47,625	466,73
9,636	1	75	722,700	0,954	158,575	1554,03
10,590	2	113	1196,670	0,954	262,573	2573,22
11,544	1	75	865,800	0,954	189,974	1861,74
12,498	0	25	312,450	0,954	68,558	671,87
13,452	1	75	1008,900	0,954	221,373	2169,45
14,406	4	200	2881,200	0,954	632,193	6195,49
15,360	6	300	4608,000	0,943	999,429	9794,41
16,292	6	275	4480,300	0,932	960,397	9411,89
17,224	7	300	5167,200	0,932	1107,641	10854,88
18,156	10	346	6281,976	0,932	1346,604	13196,72
19,088	13	392	7482,496	0,932	1603,948	15718,69
20,020	18	469	9389,380	0,466	1006,354	9862,27

Fonte: Elaborada pelos autores (2025).

3.3 Modelagem numérica do sistema solo-estaca via MEF

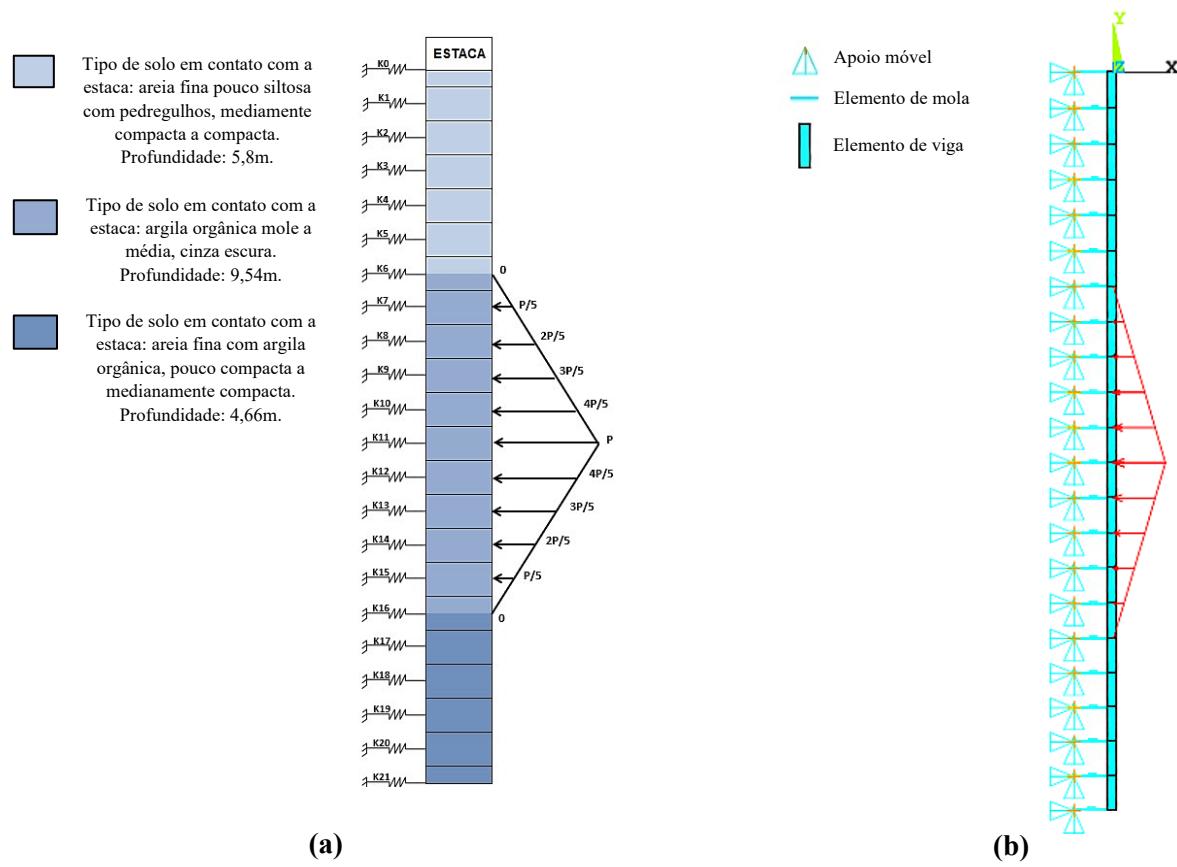
Para investigar o comportamento probabilístico da estaca submetida a um carregamento lateral, empregou-se o Método dos Elementos Finitos (MEF) por meio de um modelo numérico da estaca e de sua interação solo-estrutura, desenvolvido no *software* ANSYS-APDL.

A Figura 4(a) apresenta o perfil geotécnico do solo em contato com o fuste, composto por três camadas de solo: areia (5,80 m), argila (9,54 m) e areia (4,66 m). Na camada intermediária de argila foi aplicado o carregamento triangular que simula o efeito Tschebotarioff, distribuído ao longo do fuste da estaca com os respectivos incrementos de carga P . A mesma figura mostra, ainda, a área de influência de cada elemento de mola, responsável por representar a interação lateral entre solo-estaca.

A Figura 4(b) apresenta o esquema de discretização da estaca no ANSYS-APDL. A estaca foi modelada com 21 elementos BEAM3, cada um com dois nós e três graus de liberdade: deslocamento horizontal (u_x), deslocamento vertical (u_y) e rotação em torno do eixo z (θ_z). A interação solo-estaca foi representada por elementos de mola COMBIN14, conectados diretamente aos nós da estaca. Embora esse elemento possua dois nós, utilizou-se apenas o grau de liberdade horizontal (u_x) para caracterizar a rigidez lateral do solo.

As condições de contorno consistiram na restrição de u_x , u_y e θ_z nos nós externos dos elementos de mola que não estão em contato direto com o fuste da estaca.

Figura 4 – Modelo da estaca: (a) elemento de mola, carregamento aplicado e camadas de solo em contato com o fuste; (b) modelo numérico implementado no ANSYS-APDL com condições de contorno.



Fonte: Elaborado pelos autores (2025).

3.4 Parâmetros estatísticos empregados na Simulação de Monte Carlo

A análise de confiabilidade de um sistema geotécnico requer a caracterização das incertezas inerentes aos seus parâmetros de projeto. Neste trabalho, as principais fontes de incerteza foram modeladas tratando as variáveis de entrada não como valores determinísticos,

mas como variáveis aleatórias, cada uma descrita por uma média (μ), um Coeficiente de Variação (COV) ou Limites (máximo e mínimo) de variação, e sua função de distribuição de probabilidade (FDP).

Os valores médios adotados para cada parâmetro de entrada do modelo correspondem aos valores determinísticos empregados por Rosa e Schlemper (2021), apresentados na Tabela 3. A tabela 5 apresenta os parâmetros estatísticos das variáveis de entrada, abrangendo as propriedades geométricas e materiais da estaca (B, E_c, v_c) e as propriedades geotécnicas do solo ($\gamma, K_0, L_1, L_2, L_3$). Além disso, são considerados os coeficientes de mola K_h apresentados na Tabela

Tabela 5 – Parâmetros estatísticos das variáveis de entrada do modelo.

Variável	Média	COV ou Limites	Distribuição probabilística	Fonte
B	0,23 m	3%	Uniforme	JCSS (2001); ABNT NBR 16258 (2014).
E_c	28×10^6 kN/m ²	15%	Lognormal	JCSS (2001).
v_c	0,20	15%	Lognormal	Mehta e Monteiro (2001); Grunewald e Walraven (2020); ABNT NBR 6118 (2023).
K_0	0,50	30%	Lognormal	Campello et, al. (2019), USACE (1999).
γ	17,00 kN/m ³	5%	Gausiana	JCSS (2001), Harr (1987), Phoon e Kulhawy (1999), Duncan (2014), Uzielli et, al. (2006).
L_1	5,80 m	3%	Uniforme	Phoon (2008).
L_2	9,54 m	3%	Uniforme	Phoon (2008).
L_3	4,66 m	3%	Uniforme	Phoon (2008).
K_h	(Tabela 4)	40%	Gausiana	El Kahi (2020).

Fonte: Elaborada pelos autores (2025).

A determinação do COV (ou dos limites máximo e mínimo de variação) e da distribuição probabilística de cada parâmetro foi fundamentada em uma extensa revisão da literatura especializada, incluindo o JCSS (2001), normas técnicas como a ABNT NBR 16258 (2014), e outros trabalhos da área de geotecnia e estruturas de concreto armado, tais como os de Harr (1987), Phoon e Kulhawy (1999), Mehta e Monteiro (2001) e El Kahi (2020).

A distribuição normal (gaussiana) é amplamente utilizada na modelagem de propriedades geotécnicas, sendo empregada em estudos pioneiros na área, como o de Lumb (1966), que verificaram sua adequação a uma ampla gama de parâmetros de solo (JCSS, 2001; DIAS, 2024). Essa distribuição é recomendada quando os valores da variável podem apresentar desvios tanto positivos quanto negativos em relação à média, com baixa probabilidade de ocorrência de valores fisicamente impossíveis. Neste trabalho, conforme indicado na Tabela 5, adotou-se a distribuição normal para o peso específico do solo do aterro (γ) e para os coeficientes de mola (K_h).

Entretanto, para variáveis estritamente positivas e com alta dispersão (COV > 30%), a hipótese de normalidade pode resultar em uma probabilidade significativa de valores negativos, que pode não ser fisicamente admissível. Nesses casos, a distribuição lognormal apresenta-se como alternativa adequada (USACE 1999; Dias 2024), garantindo que os valores simulados

sejam sempre positivos e mantendo uma boa representação da assimetria frequentemente observada em parâmetros como o módulo de elasticidade (E_c), o coeficiente de empuxo de terra no repouso (K_0) e o coeficiente de Poisson (ν_c), conforme indicado no estudo de Phoon e Kulhawy (1999) e apresentados na Tabela 5.

Por fim, a distribuição uniforme é adotada para variáveis geométricas obtidas de forma determinística ou com pequena variabilidade, representando uma faixa de valores igualmente prováveis dentro de limites pré-definidos, conforme recomendação de Phoon (2008). Neste trabalho, a distribuição uniforme foi aplicada, conforme informado na Tabela 5, às variáveis B , L_1 , L_2 e L_3 .

Para a distribuição uniforme, conforme os parâmetros indicados na Tabela 5, a variabilidade do parâmetro é definida por limites máximo e mínimo, de forma que todos os valores dentro desse intervalo têm a mesma probabilidade de ocorrência. Neste estudo, foram adotados limites de $\pm 3\%$ em relação à média, independentemente do tipo de parâmetro.

Para as distribuições gaussiana (normal) e lognormal, conforme a Tabela 5, a incerteza é representada pelo Coeficiente de Variação (COV), que relaciona o desvio padrão à média do parâmetro. Na distribuição gaussiana, os valores são simetricamente distribuídos em torno da média, enquanto na lognormal apenas valores positivos são possíveis, com distribuição assimétrica. Diferentemente da distribuição uniforme, essas distribuições não possuem limites estreitos; teoricamente, a probabilidade de ocorrência diminui à medida que os valores se afastam da média.

Após a caracterização estatística das variáveis de entrada, a simulação de Monte Carlo foi empregada para gerar os histogramas da frequência relativa dos valores amostrados e gráficos de evolução do desvio padrão em função do número de iterações, permitindo avaliar a estabilidade estatística das amostras.

3.5 Análise de confiabilidade do sistema solo-fundação

A análise de confiabilidade foi conduzida no *software* Octave, utilizando os resultados das simulações de Monte Carlo (SMC) realizadas no ANSYS. O programa processou o arquivo de saída (*script*) contendo, para cada iteração, o valor do deslocamento horizontal máximo do sistema solo-fundação, adotado como o parâmetro R na Equação 5. Esses deslocamentos foram comparados com o limite admissível de deslocamento horizontal (adotado como o parâmetro S na Equação 5), definido com base na bibliografia técnica e em critérios normativos, permitindo determinar a probabilidade de falha e o índice de confiabilidade do sistema.

A literatura técnica apresenta grande variação quanto aos critérios de deslocamento lateral admissível para estacas, que podem ser agrupados em duas categorias: limites relativos, expressos como porcentagem do diâmetro da estaca (ϕ), e limites absolutos, estabelecidos por valores fixos de deslocamento.

Nos limites relativos, recomendações conservadoras, como a ABNT NBR 6122 (2010) e Cavalcanti (2019), fixam o deslocamento máximo em 3% de ϕ . Estudos experimentais, como os de Shirato et al. (2009), indicam valores intermediários de 4% a 6% de ϕ . Por outro lado, normas internacionais amplamente adotadas em projetos geotécnicos, incluindo a BS 8004 (BSI 2015), o Eurocode 7 (CEN 2004) e a API RP2A (API 2002), permitem deslocamentos mais elevados, de até 10% de ϕ .

Nos limites absolutos, valores recomendados incluem $12,70 \times 10^{-3}$ m (FHWA 2018), $15,00 \times 10^{-3}$ m (JRA 2002), $25,40 \times 10^{-3}$ m (ICC-IBC 2024) e $20,00 \times 10^{-3}$ m para o Estado Limite de Serviço, podendo ser estendido até $50,00 \times 10^{-3}$ m em casos específicos, como fundações de pontes (Huang e Bin Shafique, 2019).

Neste estudo, foram considerados deslocamentos máximos admissíveis correspondentes a 3 %, 6 % e 10 % do diâmetro (ϕ) da seção transversal da estaca. Para a estaca pré-moldada de

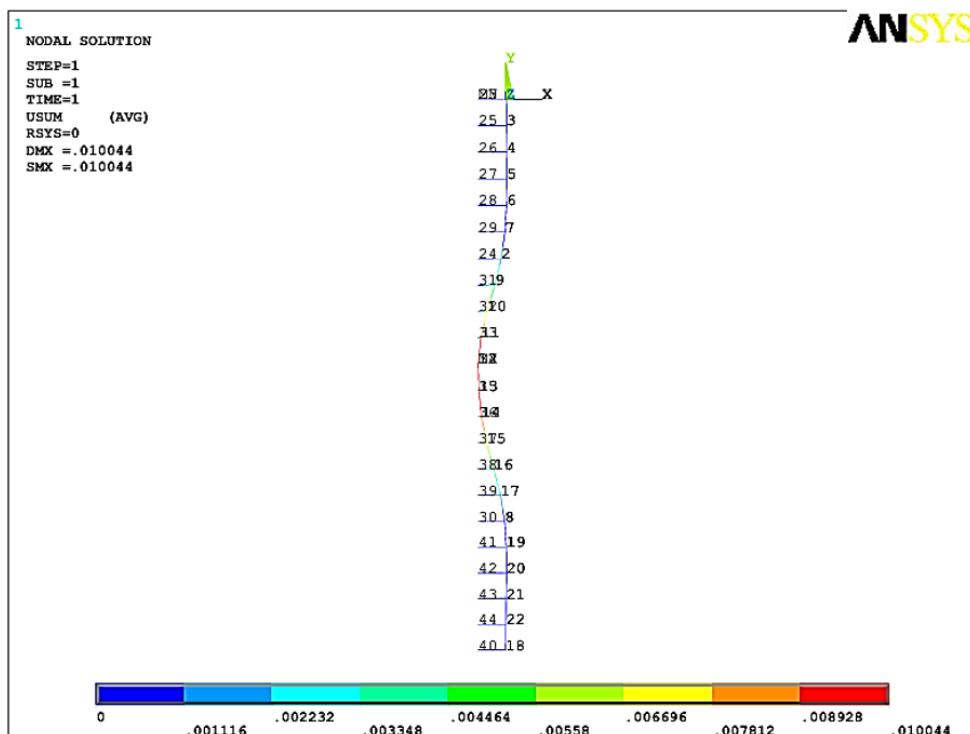
concreto armado de seção quadrada analisada ($\phi = B = 0,23$ m), esses valores correspondem a $6,90 \times 10^{-3}$ m, $13,80 \times 10^{-3}$ m e $23,00 \times 10^{-3}$ m, respectivamente.

4. RESULTADOS

A Figura 5 apresenta o campo de deslocamentos horizontais da estaca sob o efeito Tschebotarioff, considerando o comportamento determinístico, ou seja, sem a inclusão de incertezas. O deslocamento horizontal máximo, de $10,04 \times 10^{-3}$ m, ocorre ao longo do fuste da estaca em contato com a camada de solo mole, onde a menor rigidez relativa favorece maiores deformações.

O valor máximo obtido neste estudo difere significativamente do reportado por Rosa e Schlemper (2021), de $140,00 \times 10^{-3}$ m. Essa diferença decorre, em grande parte, das distintas estratégias de modelagem adotadas: enquanto Rosa e Schlemper (2021) representam a estaca como um elemento de viga bi-rotulado, com apoios localizados nas interfaces entre os solos argiloso e arenoso e engaste na extremidade superior do aterro – uma simplificação que desconsidera o suporte contínuo do solo – neste trabalho, a interação solo-estrutura foi modelada pelo método de Winkler, utilizando molas horizontais distribuídas ao longo do fuste.

Figura 5- Campo de deslocamentos horizontais (m) da estaca submetida ao efeito Tschebotarioff.



As Figuras 6 a 8 apresentam, respectivamente, o histograma, os valores médios e os limites de confiança a 95% após 1000 iterações da Simulação de Monte Carlo (SMC), considerando seguintes parâmetros de entrada: dimensão B da estaca, módulo de elasticidade do concreto (E_c) e peso específico do solo do aterro (γ).

Como ilustrado na Figura 6, a dimensão B da estaca na Simulação de Monte Carlo (SMC) segue uma distribuição uniforme, variando entre $22,31 \times 10^{-2}$ m e $23,86 \times 10^{-2}$ m, com média de $23,00 \times 10^{-2}$ m e desvio padrão de $3,98 \times 10^{-3}$ m. O módulo de elasticidade do material da estaca (E_c), conforme ilustrado na Figura 7, apresenta distribuição do tipo lognormal, com média $2,80 \times 10^7$ kN/m² e desvio padrão de $4,20 \times 10^6$ kN/m². Já o peso específico do solo da camada de aterro γ , ilustrado na Figura 8, segue distribuição gaussiana, com média de $17,00$ kN/m³ e desvio padrão $0,85$ kN/m³.

Figura 6 – Histograma da dimensão B da estaca (a) e evolução/convergência do desvio padrão (b) obtidos na Simulação de Monte Carlo (SMC).

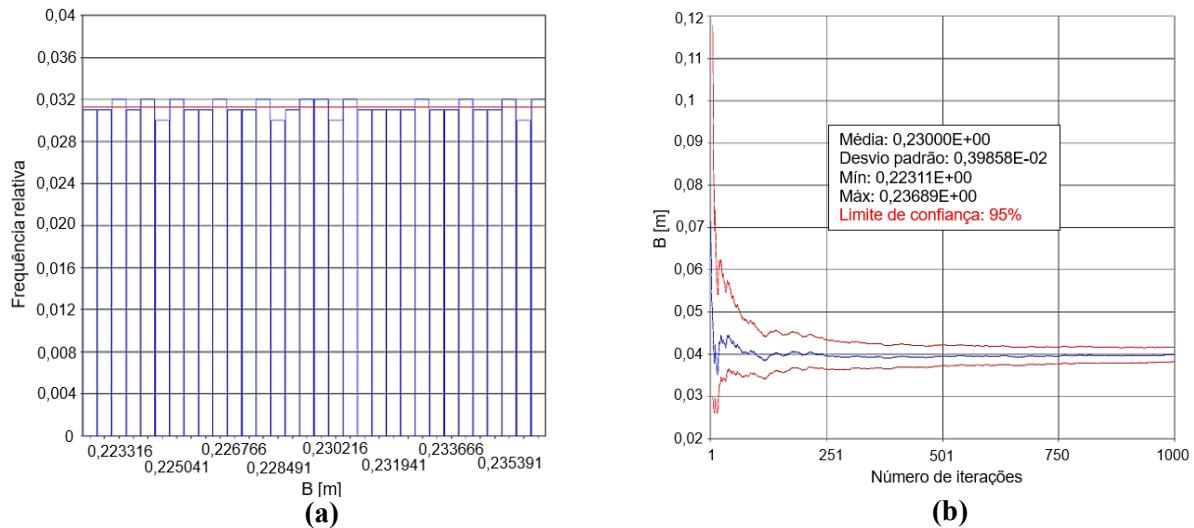


Figura 7 – Histograma do módulo de elasticidade do material da estaca (a) e evolução/convergência do desvio padrão (b) obtidos na Simulação de Monte Carlo (SMC).

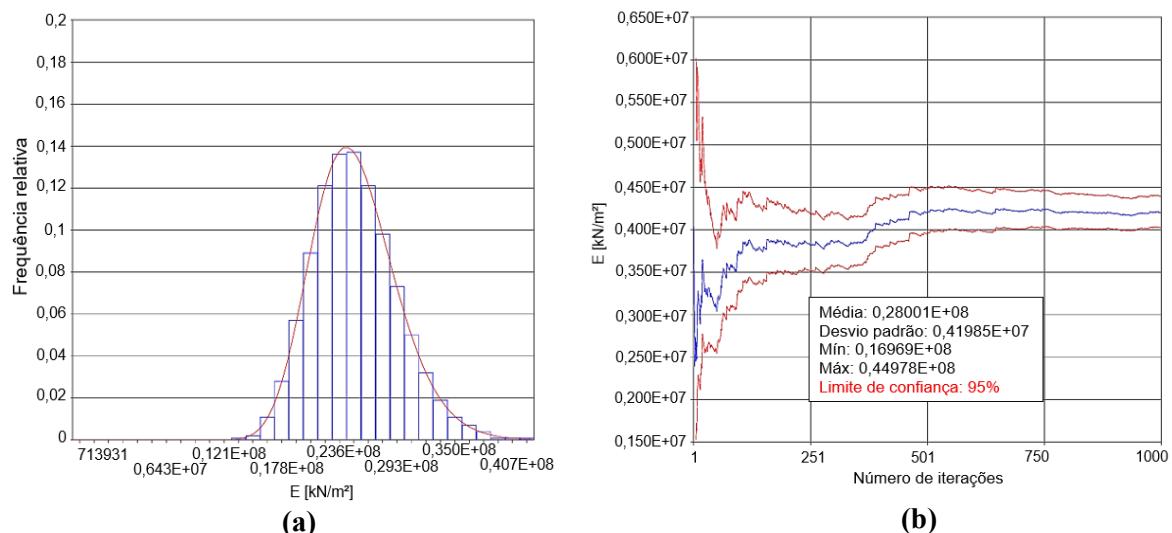
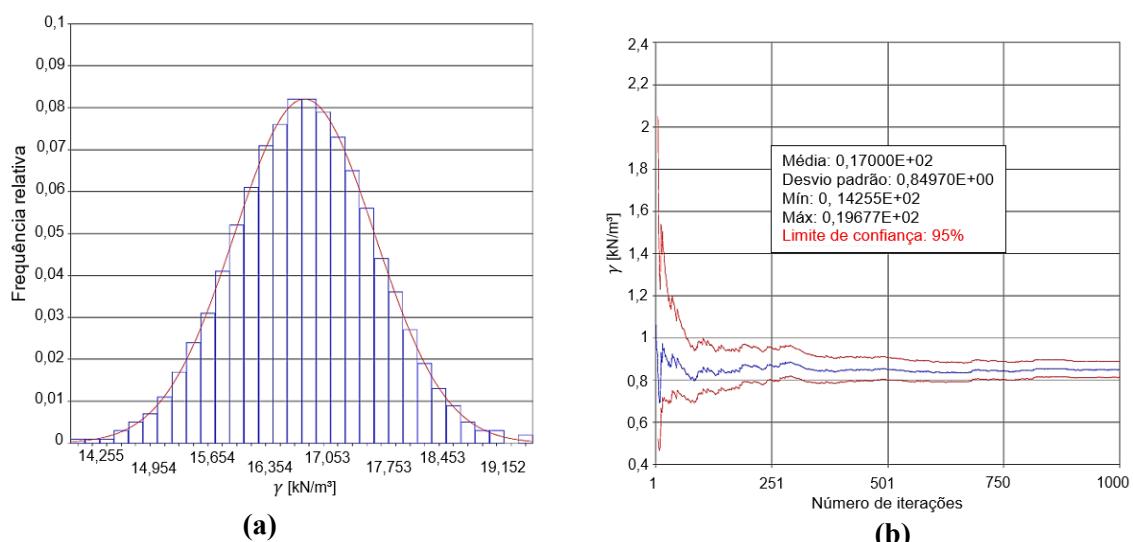


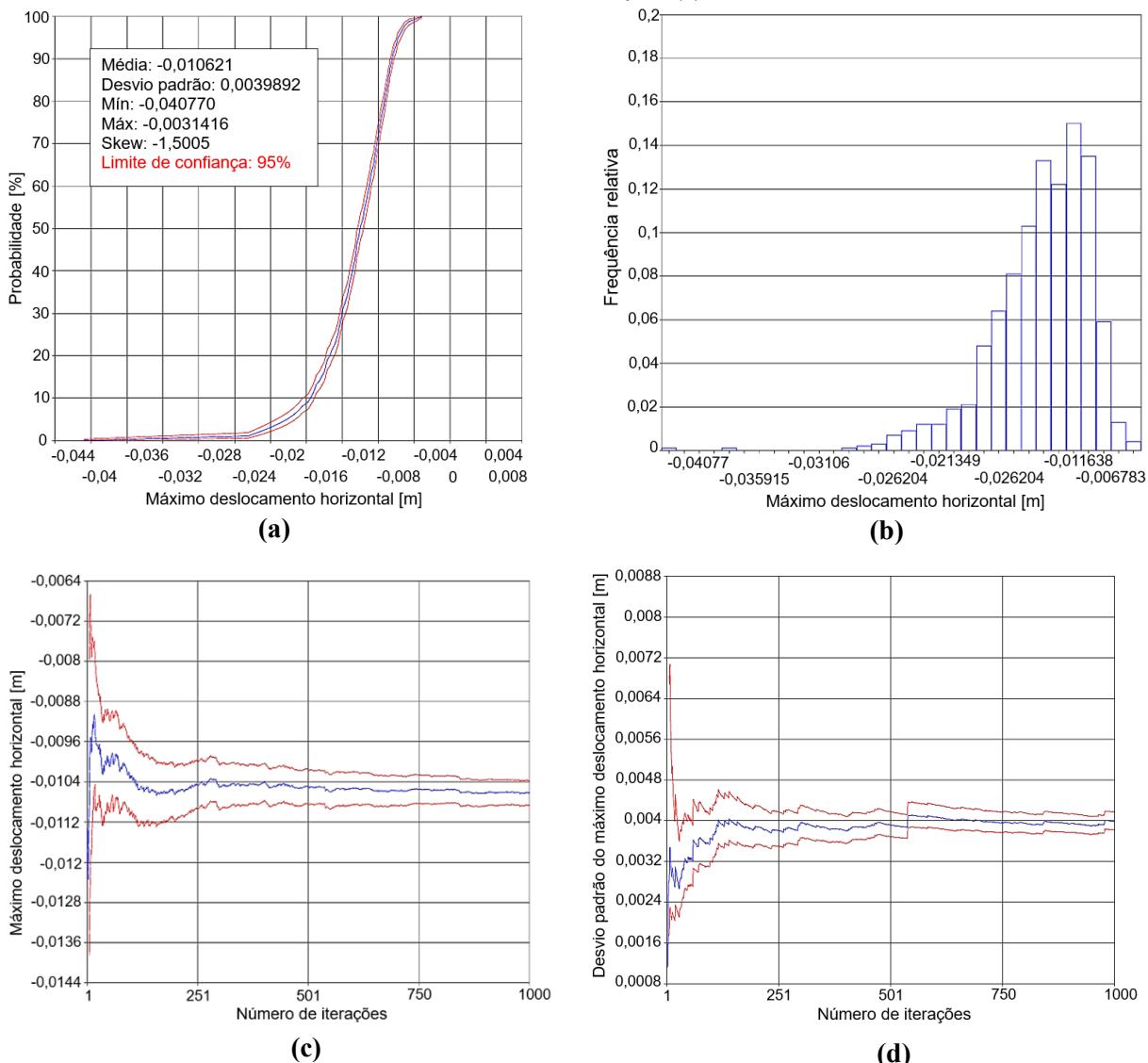
Figura 8 – Histograma do peso específico da camada de aterro (a) e evolução/convergência do desvio padrão da camada de aterro (b) obtidos na Simulação de Monte Carlo (SMC).



Nos gráficos de convergência (Figuras 6(b), 7(b) e 8(b)), observa-se inicialmente a oscilação do desvio padrão, estabilizando-se à medida que aumenta número de amostras. A estabilização ocorre por volta de 750 iterações, sugerindo que esse número seria suficiente para garantir a representatividade estatística; entretanto, optou-se por utilizar 1000 iterações, conferindo maior robustez à análise. Após a estabilização, a faixa do intervalo permanece constante, evidenciando baixa dispersão relativa e confirmando a adequação das variáveis ao modelo probabilístico adotado.

A Figura 9 apresenta a estatística dos deslocamentos horizontais máximos do sistema solo-fundação, obtida a partir das 1000 simulações de Monte Carlo, incluindo a função de distribuição acumulada (FDA), o histograma de frequências relativas e a convergência estatística do deslocamento horizontal máximo ao longo das iterações.

Figura 9- Estatísticas do deslocamento horizontal máximo do sistema solo-fundação obtidos na SMC: FDA (a), histograma de frequências relativas (b), evolução da média amostral (c) e evolução do desvio padrão em função do número de iterações (d).



A FDA, ilustrada na Figura 9a, indica que o deslocamento horizontal máximo do sistema varia, em módulo, entre $3,140 \times 10^{-3}$ m e $40,77 \times 10^{-3}$ m, com média de $10,62 \times 10^{-3}$ m e desvio padrão de $3,99 \times 10^{-3}$ m, considerando um intervalo de confiança de 95%, que evidencia baixa incerteza e alta precisão na estimativa dos valores médios. O histograma de frequências

relativas (Figura 9b) do deslocamento horizontal máximo apresenta uma distribuição assimétrica negativa (Skewness = -1,50). A análise de convergência (Figura 9c) monstra que a média se estabiliza a partir de aproximadamente 750 amostras, enquanto o desvio padrão (Figura 9d) também atinge estabilidade, mantendo intervalos de confiança estreitos até o final das simulações.

Com base nos critérios de deslocamento horizontal máximo admissível definidos na metodologia, foram avaliados os níveis de confiabilidade associados a cada limite (3%, 6% e 10% de B), permitindo verificar a sensibilidade da resposta do sistema frente às diferentes referências normativas e experimentais presentes na literatura.

Para o critério mais conservador, correspondente a 3% de B ($\delta_{adm} = 6,90 \times 10^{-3}$ m), a probabilidade de falha (P_f) obtida foi de 85,10%, com um índice de confiabilidade (β) de -0,933. Esse resultado, caracterizado pela elevada proporção de simulações que ultrapassaram o deslocamento admissível, evidencia o caráter altamente restritivo de normas como a ABNT NBR 6122 (2010).

Adotando o critério intermediário, 6% de B ($\delta_{adm} = 13,80 \times 10^{-3}$ m), a análise revelou uma P_f de 18,00% e $\beta = 0,797$, indicando uma confiabilidade moderada. Este limite está em concordância com resultados experimentais de Shirato et al. (2009), que indicaram deslocamentos admissíveis entre 4% a 6% da largura da estaca. Além disso, o valor de $13,80 \times 10^{-3}$ m aproxima-se do limite absoluto de $15,00 \times 10^{-3}$ m definido pela especificação japonesa JRA (2002).

Para o critério mais permissivo, equivalente a 10% de B ($\delta_{adm} = 23,00 \times 10^{-3}$ m), os resultados indicam elevado nível de segurança, consistente com normas internacionais que admitem deslocamentos de até 10% de ϕ , e com limites absolutos, como os $25,4 \times 10^{-3}$ m do ICC-IBC (2024). O índice de confiabilidade obtido também se aproxima do intervalo-alvo sugerido pelo BSI (2002) para verificações no Estado Limite de Serviço ($\beta = 2,9$), conforme discutido por Naghihi et al. (2014).

5. CONCLUSÃO

O presente estudo avaliou a confiabilidade de uma estaca pré-moldada de concreto, com seção quadrada de 0,23 m x 0,23 m e comprimento de 20 m, inserida em um perfil geotécnico composto por areia siltosa, argila orgânica mole e areia argilosa da cidade de Florianópolis-SC, submetida ao efeito Tschebotarioff. O parâmetro de interesse foi o deslocamento horizontal máximo (R) em relação aos limites admissíveis (δ_{adm}).

A modelagem numérica e a simulação de Monte Carlo (SMC) foram realizadas no software ANSYS-APDL, utilizando o método de Winkler para representar a interação solo-estrutura. A análise de confiabilidade foi conduzida no software Octave a partir de 1000 iterações, considerando diferentes limites de deslocamento admissível definidos conforme normas técnicas e referências experimentais.

Os resultados da SMC mostraram que deslocamento horizontal máximo da estaca variou entre aproximadamente $3,14 \times 10^{-3}$ m e $40,77 \times 10^{-3}$ m, com média de $10,62 \times 10^{-3}$ m e desvio padrão de $3,99 \times 10^{-3}$ m. Observou-se que os maiores deslocamentos ocorreram na região da camada de argila mole, coincidente com a aplicação do carregamento triangular proposto por Tschebotarioff. A análise estatística indicou que a distribuição dos deslocamentos máximos apresenta assimetria negativa, sendo compatível com distribuições do tipo Skew-Normal ou lognormal deslocada.

A definição do limite de deslocamento admissível teve grande influência sobre a probabilidade de falha (P_f) e o índice de confiabilidade (β) do sistema:

- Para o limite mais restritivo, 3% de B ($\delta_{adm} = 6,90 \times 10^{-3}$ m), obteve-se elevada probabilidade de falha (85,10%) e índice de confiabilidade $\beta = -0,933$, caracterizando um desempenho insatisfatório do sistema;
- No limite intermediário, 6% de B ($\delta_{adm} = 13,80 \times 10^{-3}$ m), a probabilidade de falha (P_f) reduzida para 18,00 % e $\beta = 0,797$, representando um equilíbrio entre segurança e viabilidade construtiva.
- Para o limite mais permissivo, 10% de B ($\delta_{adm} = 23,00 \times 10^{-3}$ m), a probabilidade de falha foi de apenas 0,80 %, com índice $\beta = 3,103$, compatível com elevados níveis de segurança estrutural.

De forma geral, critérios excessivamente restritivos podem resultar em altos índices de falha mesmo em cenários de carregamento moderado, enquanto limites muito permissivos podem comprometer o desempenho funcional e a durabilidade da fundação. Esses resultados destacam a importância de definir adequadamente os limites de deslocamento horizontal de estacas, considerando tanto aspectos estruturais quanto geotécnicos, uma vez que as normas nacionais ainda apresentam orientações limitadas

A integração entre modelagem numérica e análise de confiabilidade mostrou-se uma ferramenta valiosa para a engenharia de fundações, permitindo estabelecer critérios de dimensionamento baseados em desempenho, otimizar o uso de materiais e aumentar a segurança estrutural. Além disso, essa abordagem possibilita avaliar o comportamento real de fundações existentes, identificar variáveis críticas e orientar intervenções ou reforços adequados, contribuindo para decisões mais seguras, econômicas e sustentáveis em projetos de edificações e obras de infraestrutura.

Vale ressaltar algumas limitações do estudo: o coeficiente de mola horizontal (K_h) foi considerado diretamente como variável do problema, sem incorporar explicitamente as incertezas associadas aos parâmetros utilizados em sua determinação (como o NsPT e tipo de solo). Além disso, a análise de confiabilidade foi restrita à simulação de Monte Carlo, sendo recomendável explorar, em trabalhos futuros, métodos alternativos como *First-Order Reliability Method* (FORM) ou *Second-Order Reliability Method* (SORM). Por fim, o estudo avaliou apenas deslocamentos horizontais, sendo desejável que pesquisas futuras considerem também esforços internos, rotações e deslocamentos verticais, visando uma caracterização mais completa do comportamento estrutural da fundação.

6. REFERÊNCIAS

API – AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. API RP 2A-WSD: Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms - working stress design., 21 st edition. Errata and Supplement, Dec, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16258**: Estacas pré-fabricadas de concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2014. 17p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2023. 238p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2010. 33p.

BSI – BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 8004**: Code of practice for foundations. London: BSI, 2015.

BSI – BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS EN 1990:2002**: Eurocode – Basis of structural design. Brussels: CEN (European Committee for Standardisation), 2002.

CAMPELLO, I. C.; ÁVILA, J. P.; VECCI, A. N.; MACHADO, J. L. M. Variabilidade de propriedades geotécnicas. In: XXXII SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, Salvador, 2019.

CAVALCANTI, Andrielli Pereira. **Análise da capacidade de carga lateral de estacas com base em ensaios de campo e simulações numéricas**. 2019. 212 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.

CEN – EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 7**: Geotechnical design – Part 1: General rules. Brussels: CEN, 2004.

DIAS, Dione Henrique. **Explorando a variabilidade geotécnica: análise probabilística de estabilidade de taludes no Quadrilátero Ferrífero**. 2024. 193f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2024.

DUNCAN, J. M.; WRIGHT, S. G.; BRANDON, T. L. **Soil Strength and Slope Stability**. 2. ed. New York: John Wiley e Sons, 2014. 317p

EL KAHI, E.; DECK, O.; KHOURI, M.; MEHDIZADEH, R.; RAHME, P. Simplified probabilistic evaluation of the variability of soil–structure interaction parameters on the elastic transmission of ground movements. *Engineering Structures*, v. 212, p. 110485, 2020. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.110554

FHWA – FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. Drilled Shafts: Construction Procedures and LRFD Design Methods. FHWA-NHI 18-024. Washington: FHWA, 2018.

GRUNEWALD, S.; WALRAVEN, J. C. **Propriedades do concreto autoadensável reforçado com fibras**. In: SIDDIQUE, R. Self-compacting concrete: materials, properties and applications. Cambridge: Woodhead Publishing, 2020. p. 309–370.

HARR, M. E. **Reliability Based Design in Civil Engineering**. New York: McGraw-Hill, 1987. 68p.

HUANG, J.; BIN SHAFIQUE, S. **Performance of Drilled Shaft under Combination of Complicated Loads under Hurricane Event**. San Antonio: University of Texas at San Antonio, 2019. Project No. 18GTTSA02.

IANTAS, Giovanna Batista. **Estudo da confiabilidade estrutural de sapatas submetidas a cargas centradas dimensionadas pelo CEB-70**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação). 2021. 148f. Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Guarapuava, 2021.

INTERNATIONAL CODE COUNCIL. International Building Code – **IBC 2024**. Country of publication: International Code Council, 2024.

JCSS – JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY. Probabilistic Model Code. ISBN 978-3-909386-79-6. Zurich: JCSS, 2001.

JRA – Japan Road Association. *Specifications for Highway Bridges*. Tokyo, 2002.

LUMB, P. The variability of natural soils. Canadian **Geotechnical Journal**, v. 3, p. 74-97, 1966. DOI: 10.1139/t66-009.

MARCELINO, Luiz Eduardo Monteiro. **Efeito de Tschebotarioff em estacas: comparação entre dados de instrumentação e resultados de modelagem numérica e de métodos semiempíricos**. Dissertação (Mestrado). 2022. 159f. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2022.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concrete: microstructure, properties, and materials**. 4. ed. New York: McGraw-Hill Education, 2001. 239p.

MELCHERS, R. E. **Structural Reliability Analysis and Prediction**. 2. ed. Chichester: Wiley, 1999. 456p.

NAGHIBI, F.; FENTON, G. A.; GRIFFITHS, D. V. Serviceability limit state design of deep foundations. **Geotechnique**, v. 64, n. 10, p. 787–799, 2014. <http://dx.doi.org/10.1680/geot.14.P.40>

OLIVEIRA, Rodrigo Santos. **Análise de confiabilidade estrutural usando o Método Monte Carlo Seletivo**. Dissertação (Mestrado), 2022. 81f. Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2022.

PHOON, K. K. **Reliability based design in geotechnical engineering: computations and applications**. 1. Ed. Boca Raton: CRC Press, 2008. 544p.

PHOON, K. K.; KULHAWY, F. H. Characterization of Geotechnical Variability. Canadian **Geotechnical Journal**, v. 36, n. 4, p. 612-624, 1999. ISSN: 1208-6010.

PINTO, Camila Patrícia Jeronymo. **Análise de estrutura com interação solo-estrutura e as molas de Winkler**. Dissertação (Mestrado) 2021. 104f. Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2021.

PORTO, N. G. O.; PANTOJA, J. C.; RODRIGUES, H. Avaliação probabilística do nível de segurança e durabilidade de estruturas existentes em concreto armado com base em inspeções. In: XLI IBERO-LATIN AMERICAN CONGRESS ON COMPUTATIONAL METHODS IN ENGINEERING, v. 2, n. 02, 2020.

RIGHI, Gabriela Zemolin. **Análise de interação solo-estrutura em edifício de concreto armado: estudo de caso**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil). 2023. 71f. Universidade Federal do Pampa, Alegrete, 2023.

ROSA, G. S.; SCHLEMPER, J. R. **Estacas pré-moldadas em solos moles de Florianópolis: interação solo-estrutura e os efeitos sobre seu dimensionamento**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) 2021. 84f. Instituto Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2021.

SALES, Fabio Lima. **Estudo da suscetibilidade ao efeito Tschebotarioff em estacas por meio de lógica difusa**. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil). 2023. 38f. Universidade Federal do Ceará, Campus de Crateús, Crateús, 2023.

SHINOZUKA, M. Basic analysis of structural safety. **Journal of Structural Engineering**, v. 109, n. 3, 1983. DOI:10.1061/(ASCE)0733-9445(1983)109:3(721).

SHIRATO, Masahiro; KOHNO, Tetsuya; NAKATANI, Shoichi. Geotechnical criterion for serviceability limit state of horizontally-loaded deep foundations. In: KOK, Kim; HUANG, Hai Wei. **Geotechnical risk and safety**. Boca Raton: CRC Press. Cap. 13, p. 111–118, 2009. DOI: 10.1201/9780203867310.ch13.

TIETZ, W. Fundações profundas sobre tubulões. Estrutura. **Revista Técnica das Construções**, Rio de Janeiro, n. 76, 1976.

TQS. Manuais do sistema CAD/TQS. São Paulo: TQS Informática Ltda., 2006.

USACE – UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS. Appendix A – An overview of probabilistic analysis for geotechnical engineering problems. Engineering Technical Letter (ETL) 1110-2-556, 1999.

UZIELLI, M.; LACASSE, S.; NADIM, F.; PHOON, K. K. Soil variability analysis for geotechnical practice. In: 2ND International Workshop On Characterization And Engineering Properties Of Natural Soils, Singapore, 2006.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 568p.



O conteúdo deste trabalho pode ser usado sob os termos da licença Creative Commons Attribution 4.0. Qualquer outra distribuição deste trabalho deve manter a atribuição ao(s) autor(es) e o título do trabalho, citação da revista e DOI.