



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

RAFAEL MARCUS SCHWABE

**Utilização de Campos Aleatórios na Previsão de Deslocamentos em Estacas
Transversalmente Carregadas**

FLORIANÓPOLIS
2024

Rafael Marcus Schwabe

**Utilização de Campos Aleatórios na Previsão de Deslocamentos em Estacas
Transversalmente Carregadas**

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador(a): Profa. Gracieli Dienstmann, Dra.

Florianópolis

2024

Ficha catalográfica gerada por meio de sistema automatizado gerenciado pela BU/UFSC.
Dados inseridos pelo próprio autor.

Schwabe, Rafael Marcus
Utilização de Campos Aleatórios na Previsão de
Deslocamentos em Estacas Transversalmente Carregadas /
Rafael Marcus Schwabe ; orientadora, Gracieli Dienstmann,
2024.
169 p.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa
Catarina, Centro Tecnológico, Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, Florianópolis, 2024.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Estacas. 3. Campos Aleatórios.
4. Modelagem Numérica. 5. Fundações. I. Dienstmann,
Gracieli. II. Universidade Federal de Santa Catarina.
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Rafael Marcus Schwabe

**Utilização de Campos Aleatórios na Previsão de Deslocamentos em Estacas
Transversalmente Carregadas**

O presente trabalho em nível de Mestrado foi avaliado e aprovado, em 27 de junho de 2024,
pela banca examinadora composta pelos seguintes membros:

Prof. Vitor Pereira Faro, Dr.
Instituição UFPR

Prof. Wellison José de Santana Gomes, Dr.
Instituição UFSC

Certificamos que esta é a versão original e final do trabalho de conclusão que foi julgado
adequado para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil

Insira neste espaço a
assinatura digital

Coordenação do Programa de Pós-Graduação

Insira neste espaço a
assinatura digital

Profa. Gracieli Dienstmann, Dra.
Orientadora

Florianópolis, 2024.

Á minha companheira Rebeca e meus filhos Robert e Richard (*in memoriam*)

Pela parceria nesta jornada, compreensão e suporte.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a minha companheira e meus filhos, sem eles não teria chegado até esse ponto. Foram diversas noites, finais de semana e feriados que estive ausente para viabilizar este trabalho. Um sábio uma vez disse que o nosso bem mais precioso é o tempo, e o tempo que deixamos de estar juntos já não volta mais.

Em segundo a minha orientadora, professora Gracieli, pela sua dedicação, apoio e compreensão. Trabalhar e estudar é um desafio árduo, e sem a Professora Gracieli, jamais teria conseguido concluir essa tarefa. Sua organização, conhecimento e didática são memoráveis e dignas de reconhecimento e inspiração.

Aos colegas da pós graduação, André e tantos outros que passaram durante este período. Ter um colega pra conversar sobre engenharia civil e a rotina universitária é sempre muito interessante.

Ao pessoal da Eletrosul e da Enermais, em especial aos amigos Joatan e Gustavo, pelo apoio nos estudos e conversas em alto nível de engenharia.

A todos que contribuíram ao trabalho de forma indireta e direta, em especial ao Born que disponibilizou os ensaios de campo utilizados em seu trabalho.

Finalmente a UFSC e a UDESC pela oportunidade de aprendizado. Acredito que o melhor Engenheiro é aquele que domina a teoria e a pratica, sem a teoria absorvida nestas instituições, não teria evoluído este degrau em direção a excelência em Engenharia Civil.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

RESUMO

O solo é um composto de materiais que se organizaram ao longo das eras, seguindo o fluxo da natureza na formação e desenvolvimento do planeta, logo, podemos inferir que o solo possui características de natureza aleatória. Estudos recentes têm auxiliando a engenharia geotécnica na compreensão dessa aleatoriedade, fornecendo parâmetros para uma representação matemática do maciço de solo de forma mais consistente e probabilística. Dentro deste contexto, o presente trabalho utiliza a teoria dos campos aleatórios aliada ao método dos elementos finitos, para estimar o comportamento de estacas transversalmente carregadas. Foram consideradas duas estacas apresentadas na literatura para análise. Em ambas as estacas, foram inicialmente caracterizados os perfis básicos geotécnicos, a variabilidade espacial foi caracterizada a partir de dados de sondagem, ensaios de piezocone e dilatométricos com medidas sísmicas. A caracterização da variabilidade consistiu em quantificar a variabilidade espacial, do solo que envolve as estacas, por meio da estimativa da escala de flutuação. Com base na caracterização espacial foram gerados diferentes campos aleatórios tridimensionais do parâmetro de interesse utilizando o algoritmo de subdivisão da média local (LAS), de Fenton e Griffiths (2008). Como parâmetro de interesse na análise de variabilidade do solo, considerou-se como variável o módulo elástico E . No trabalho, foi modelado o comportamento de duas estacas utilizando métodos determinísticos e estocásticos, comparando os resultados obtidos com provas de cargas reais, que apresentaram boa aderência entre a previsão do comportamento e o ensaio real, quando comparados os valores médios obtidos pelos modelos. Em relação à utilização dos campos aleatórios observou-se que pequenas alterações na escala de flutuação vertical resultaram em variações das cargas horizontais médias de 1%, e desvio padrão de 1%, para um deslocamento de 25 mm. De forma geral o modelo de caracterização da variabilidade mostrou-se útil para identificar o padrão de comportamento espacial. Essa informação pode ser utilizada em diferentes previsões de desempenho, não se restringindo apenas à análise de capacidade de carga transversal e previsão de deslocamentos. Quanto ao modelo estocástico, em ambos os casos analisados, a diferença entre a estimativa média e a prova de carga real ficou na ordem de 15% de diferença.

Palavras-chave: Estacas; Fundações; Campos Aleatórios; Análise Probabilística.

ABSTRACT

The soil is a composite of materials that have organized over the ages, following the natural processes in the formation and development of the planet. Thus, we can infer that soil possesses characteristics of random nature. Recent studies have been aiding geotechnical engineering in understanding this randomness, providing parameters for a more consistent and probabilistic mathematical representation of the soil mass. In this context, this work utilizes random field theory combined with the finite element method to estimate the behavior of laterally loaded piles. Two piles from the literature were considered for analysis. For both piles, the basic geotechnical profiles were initially characterized, and variability was assessed based on data from drilling, piezocone tests, dilatometer tests, and seismic measurements. The characterization of variability involved quantifying the spatial variability of the soil surrounding the piles by estimating the fluctuation scale. Based on this spatial characterization, different three-dimensional random fields of the parameter of interest were generated using the Local Average Subdivision (LAS) algorithm developed by Fenton and Griffiths (2008). The elastic modulus (E) was considered the parameter of interest in the soil variability analysis. The behavior of the two piles was modeled using both deterministic and stochastic methods, and the results were compared with real load test data. The comparison showed good agreement between the predicted behavior and actual tests when the average values obtained from the models were compared. In terms of using random fields, it was observed that small changes in the vertical fluctuation scale resulted in variations in the average horizontal loads of 1%, and a standard deviation of 1%, for a displacement of 25mm. Generally, the variability characterization model proved useful for identifying the spatial behavior pattern. This information can be used in various performance predictions, not limited to the analysis of transverse load capacity and displacement predictions. Regarding the stochastic model, in both cases analyzed, the difference between the mean estimate and the actual load test was around 15%

Keywords: Piles; Foundations; Random Fields; Probabilistic Analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Caso Típico de Estacas Carregadas Lateralmente.....	19
Figura 2 - Comportamento Geotécnico	20
Figura 3 - Coeficientes de reação Horizontal	21
Figura 4– Mecanismos de Ruptura Esperados pelo Método de Broms (1964)	24
Figura 5 - Modelos Numéricos para determinação do comportamento de Estacas ..	28
Figura 6 – Modelo de Barra bi apoiada	31
Figura 7 – Estado de Tensões em um Elemento Infinitesimal.....	36
Figura 8 – Superfície de Plastificação para um material Elastoplástico	40
Figura 9 – Comportamento de Materiais Elastoplásticos	41
Figura 10 – Superfície de Plastificação de Mohr-Coulomb	42
Figura 11– Tipos de Elementos.....	43
Figura 12 – Modelo baseado em sólidos efetuado no ABAQUS®	44
Figura 13 – Estaca modelada como Barra no Software SAP2000	45
Figura 14 – Exemplos de Distribuição Contínua Normal e Lognormal	48
Figura 15 – Cone CPT e CPTu	52
Figura 16 - Dilatômetro.....	53
Figura 17 – Esquema de Ensaio Sísmico SCPT ou SCPTu	54
Figura 18 – Princípio do Método de Vanmarcke	57
Figura 19 – Área Considerada no Método IAA.....	57
Figura 20 – Adequação de Funções Teóricas pelo Método AMA	58
Figura 21 – Geração de Campos Aleatórios pelo LAS em 1 Dimensão	61
Figura 22 – Diagrama de Análise dos Casos de Estudo	69
Figura 23 – Interface do Software RSetl3D	71
Figura 24 – Modelagem no PyPile®.....	72
Figura 25 – Planta de Locação e Detalhes da Estaca B7	76
Figura 26 – Ensaios efetuados no Estudo de Caso 1	77
Figura 27 – Ensaios de piezocone e piezocone sísmicos efetuados no Caso 1	77
Figura 28 – Classificação do Solo pelo Ensaio CPT – Furo SCPT-1	78
Figura 29 – Determinação Escala de Flutuação – Caso 1 – 1 a 6 metros	80
Figura 30 – Determinação Escala de Flutuação – Caso 1 – 7 a 41 metros	81
Figura 31 – Determinação Escala de Flutuação – Caso 1 – 0 a 41 metros	82

Figura 32 – Histograma dos dados para o Estudo de Caso 1	84
Figura 33 – Gráfico Q-Q – Caso 1.....	84
Figura 34 – Resultados do Modelo de Calibração – Curvas P-y – Caso 1.....	86
Figura 35 – Resultados do Modelo de Calibração – Modelo 3d – Caso 1.....	87
Figura 36 – Modelos Numéricos de Calibração x Prova de Carga – Caso 1	88
Figura 37 – Campos Definidos Pelo Usuário – Coordenadas	89
Figura 38 – Deslocamentos após Estabilização da fase geostática.....	90
Figura 39 – Esforços Médios Observados para deslocamento de 25 mm – Caso 1.	93
Figura 40 – Histograma dos Esforços Observados no Topo da Estaca para deslocamento de 25 mm – Caso 1.....	94
Figura 41 – Planta de Locação e Detalhes da Estaca C7	95
Figura 42 – Ensaios Utilizados no Estudo de Caso 2.....	96
Figura 43 – Classificação do Solo em relação ao comportamento pelos diferentes ensaios CPT – Estudo de Caso 2	97
Figura 44 – Determinação Escala de Flutuação – Caso 2 – 0 a 15 metros.	99
Figura 45 – Histograma dos dados para o Estudo de Caso 2.....	102
Figura 46 – Gráfico Q-Q – Caso 2.....	102
Figura 47 – Resultados do Modelo de Calibração – Curvas P-y – Caso 2.....	104
Figura 48 – Resultados do Modelo de Calibração – Curvas P-y (Areias) – Caso 2	105
Figura 49 - Resultados do Modelo de Calibração do Estudo de Caso 2	106
Figura 50 – Modelos Numéricos de Calibração x Prova de carga – Caso 2	106
Figura 51 – Esforços Médios para deslocamento de 25 mm – Caso 2	107
Figura 52 – Histograma dos Esforços Observados no Topo da Estaca para deslocamento de 25 mm – Caso 2.....	108

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Valores Típicos de kh e mh	30
Quadro 2 – Potencialidades do CPT e CPTu.....	52
Quadro 3 – Valores Típicos de Escala de Flutuação	59
Quadro 4 – Referencias Utilizadas Para determinação de Parâmetros Geotécnicos	70
Quadro 5– Valores de Escala de Flutuação Estimados para o Caso 1.....	83
Quadro 6 – Teste Anderson-Darling – Caso 1	85
Quadro 7 – Parâmetros utilizados no modelo – Caso 1	85
Quadro 8– Parâmetros de solo Utilizados no Modelo de Calibração – Caso 1	86
Quadro 9 – Matriz de Variações de Resultados - Análise de Sensibilidade Escala de Flutuação.....	92
Quadro 10 – Avaliação da Média e Comparativo com Prova de Carga – Caso 1	94
Quadro 11 – Valores de Escala de Flutuação Estimados para o Caso 2.....	100
Quadro 12 – Valores de Escala de Flutuação em Diferentes camadas pelo Método AMA – Caso 2	101
Quadro 13 – Teste Anderson – Darling – Caso 2.....	103
Quadro 14– Parâmetros utilizados no modelo – Caso 2	103
Quadro 15– Parâmetros de solo Utilizados no Modelo de Calibração – Caso 2.....	104
Quadro 16 – Resultados obtidos dos Modelos.....	109

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas
RFEM *Reliability Finite Element Method*
MEF Método dos Elementos Finitos
ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas
AMA Adequação do Modelo de Autocorrelação
ASTM American Society for Testing and Materials
CMD Covariance Matrix Decomposition
CPTu Piezocone Penetration Test
DFT Discrete Fourier Transform Method
FDP Função Densidade de Probabilidade
FFT Fast Fourier Transform Method
FS Fator de Segurança
IAA Integração da função de Autocorrelação da Amostra
LAS Local Average Subdivision
MEF Método dos Elementos Finitos
MEV Método Expedito de Vanmarcke
MLE maximum-likelihood estimation
MMC Método Monte Carlo
NA Normalmente adensado
NBR Norma Brasileira
RFEM Random Finite Element Method
SPT Standard Penetration Test
TBM Turning Bands Method
UFSC Universidade Federal de Santa Catarina

LISTA DE SÍMBOLOS

- β Coeficiente para determinação do comportamento da estaca
- E_p Módulo de elasticidade da estaca
- D Diâmetro da Estaca
- k_h Coeficiente de Reação Horizontal da Estaca
- m_h taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal do solo ao longo da
- I_p Inercia da Estaca
- k Coeficiente de Reação da Estaca
- p Carga no topo da estaca
- y deslocamento no topo da estaca
- Z_0 Ponto de formação de rótula plástica
- H_u Carga Horizontal admissível
- M_u Momento Fletor Máximo Admissível
- B Largura da Estaca
- el distancia de aplicação das cargas
- k_p coeficiente de empuxo para o método de Broms
- E Modulo de Elasticidade
- E_u Modulo de Elasticidade para Solos Argilosos
- ν Coeficiente de Poisson
- k_R Flexibilidade da estaca
- I_{pF} Parâmetro Referente ao método de Poulos
- G Modulo de Elasticidade Transversal
- G_0 Modulo Cisalhante
- σ Tensão
- ε^p Deformação Plástica
- σ_X Desvio Padrão
- z_γ Área da densidade de probabilidades em uma distribuição normal padronizada
- IC Intervalo de confiança
- k_0 Empuxo em repouso
- OCR *Overconsolidation Ratio*
- S_u Resistencia não Drenada
- ϕ Ângulo de Atrito

ρ Densidade

θ Escala de Flutuação

Z Conjunto estatístico

n Numero de Rodadas

e erro estimado para o nível de confiança adotado

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	OBJETIVOS.....	18
1.1.1	Objetivo Geral	18
1.1.2	Objetivos Específicos	18
2	REFERENCIAL TEÓRICO	19
2.1	ESTACAS CARREGADAS LATERALMENTE.....	19
2.1.1	Conceitos Gerais	19
2.1.2	Ruptura do Solo	22
2.1.3	Deslocamentos Admissíveis no Topo da Estaca	26
2.2	MÉTODOS PARA DETERMINAÇÃO DOS DESL. LATERAIS.....	27
2.2.1	Métodos Analíticos	28
2.2.1.1	<i>Determinação do Coeficiente de Reação Horizontal</i>	29
2.2.1.2	<i>Equações Diferenciais dos Deslocamentos Horizontais</i>	30
2.2.1.3	<i>Método de Broms (1964)</i>	32
2.2.1.4	<i>Método de Matlock-Reese para a Solução Manual (1960)</i>	33
2.2.1.5	<i>Método de Poulos (1974)</i>	34
2.2.2	Métodos de Determinação Baseados em Modelos Numéricos	35
2.2.2.1	<i>Modelos Constitutivos</i>	36
2.2.2.2	<i>Método dos Elementos finitos (MEF)</i>	42
2.2.2.3	<i>Modelos Baseados em Meios Contínuos</i>	43
2.2.2.4	<i>Modelos Baseados na Hipótese de Winkler</i>	44
2.3	FUNDAMENTOS DE ESTATÍSTICA.....	45
2.3.1	Variáveis Aleatórias	45
2.3.2	Média (μ)	45
2.3.3	Variância (σX^2) e Desvio Padrão (σX)	46
2.3.4	Covariância	46
2.3.5	Autocorrelação	46
2.3.6	Distribuições de Probabilidades	47
2.3.7	Estimação e Intervalos de Confiança para a Média	49
2.3.8	Teste de Kolmogorov-Smirnov (Teste K-S)	49
2.3.9	Teste de Anderson-Darling (Teste AD)	50

2.4	CARACTERIZAÇÃO DA VARIABILIDADE DOS SOLOS	51
2.4.1	Ensaio de Campo	51
2.4.1.1	<i>Ensaio de Cone (CPT) e Piezocone (CPTu)</i>	51
2.4.1.2	<i>Ensaio Dilatométrico (DMT)</i>	53
2.4.1.3	<i>Ensaio de Ondas Sísmicas</i>	54
2.5	CAMPOS ALEATÓRIOS.....	55
2.5.1	Métodos para Determinação da Escala de Flutuação.....	56
2.5.1.1	<i>Método Expedido de Vanmarcke (MEV)</i>	56
2.5.1.2	<i>Integração da função de Autocorrelação da Amostra (IAA)</i>	57
2.5.1.3	<i>Adequação do Modelo de Autocorrelação (AMA)</i>	58
2.5.1.4	<i>Valores Típicos para Escala de Flutuação</i>	58
2.5.2	Métodos para Geração dos Campos Aleatórios.....	60
2.5.3	Método de Monte Carlo	62
2.5.4	<i>Random Finite Element Method (RFEM)</i>	63
2.5.5	Campos Aleatórios – Aplicações em Geotecnia	64
2.5.5.1	<i>Fluxo em Barragens.....</i>	64
2.5.5.2	<i>Aplicação em Taludes.....</i>	65
2.5.5.3	<i>Fundações Superficiais.....</i>	66
2.5.5.4	<i>Fundações Profundas.....</i>	66
3	IMPLEMENTAÇÃO DE CAMPOS ALEATÓRIOS EM ESTACAS	
	CARREGADAS LATERALMENTE	68
3.1	METODOLOGIA EMPREGADA.....	68
3.2	DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE PROJETO.....	69
3.2.1	Parâmetros determinísticos	69
3.2.2	Parâmetros Estatísticos	70
3.3	OBTENÇÃO DOS DADOS NO RSETL3D	71
3.4	MODELAGEM NO SOFTWARE PYPILE®	72
3.5	MODELAGEM NO SOFTWARE ABAQUS®.....	72
3.6	NUMERO DE SIMULAÇÕES.....	73
3.7	CASOS SELECIONADOS	74
4	APLICAÇÕES DE CAMPOS ALEATORIOS EM ESTACAS CARREGADAS	
	LATERALMENTE	75
4.1	ESTUDO DE CASO 1 HUANG <i>ET AL.</i> (2001)	75
4.1.1	Caracterização do Local de Estudo.....	76

4.1.2	Determinação dos Parâmetros Geomecânicos e Estatísticos	79
4.1.3	Modelo de Calibração	85
4.1.4	Verificação da Entrada dos Campos Aleatórios no Modelo e Avaliação do impacto da Escala de Flutuação.....	88
4.1.4.1	<i>Verificação da Entrada dos Campos Aleatórios no Modelo</i>	<i>88</i>
4.1.4.2	<i>Avaliação da Escala de Flutuação e Campo homogêneo</i>	<i>91</i>
4.1.5	Resultados do Modelo Numérico com Campos Aleatórios	92
4.2	ESTUDO DE CASO 2 - BORN (2019)	95
4.2.1	Caracterização do Local de Estudo.....	95
4.2.2	Determinação dos Parâmetros de Geomecânicos e Estatísticos.....	98
4.2.3	Modelo de Calibração	104
4.2.4	Resultados do Modelo Numérico com Campos Aleatórios	107
4.3	RESUMO DOS RESULTADOS	109
5	CONCLUSÃO	110
5.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	111
	REFERÊNCIAS	112
	APÊNDICE A – ABACOS PARA UTILIZAÇÃO DO METODO DE BROMS	117
	APÊNDICE B – ÁBACOS E INSTRUÇÕES PARA UTILIZAÇÃO DO MÉTODO DE MATLOCK E REESE	121
	APÊNDICE C – ABACOS PARA UTILIZAÇÃO DO METODO POULOS	127
	APÊNDICE D – CODIGOS PARA AUTOMATIZAÇÃO DE COLETA DE DADOS NO RSTL3D EM PYTHON	129
	APÊNDICE E – CODIGOS PARA ORGANIZAÇÃO DOS ARQUIVOS FLD PARA IMPORTAÇÃO NO ABAQUS	138
	APÊNDICE F – CODIGOS PARA PROCESSAMENTO EM LOOP NO ABAQUS – ESTUDO DE CASO 1	143
	APÊNDICE G – CODIGOS PARA PÓS-PROCESSAMENTO EM LOOP NO ABAQUS – ESTUDO DE CASO 1	167

1 INTRODUÇÃO

O caso de estacas carregadas lateralmente é um tema de relevante complexidade. Do ponto de vista geotécnico, o tema é fundamental quando os deslocamentos laterais, ou ainda, a ruptura do solo lateral, é a característica predominante durante vida útil da estrutura. Neste cenário, enquadram-se os sistemas de fundações de obras em regiões portuárias submetidos a cargas transversais, fundações de aerogeradores e placas fotovoltaicas, entre outros (SANTOS, 2016).

Grande parte da complexidade enfrentada no dimensionamento e verificação de estacas carregadas transversalmente advém do fato de se ter dois materiais de diferentes naturezas mecânicas interagindo entre si, com parâmetros de interface de difícil determinação. Do ponto de vista do solo, em geral, trata-se de um material isotrópico por natureza, com comportamento não-linear, e heterogeneidade de formação, o que dificulta a determinação de parâmetros geomecânicos representativos.

Para que haja viabilidade na solução matemática do problema, são utilizadas aproximações e simplificações, tentando obter resultados satisfatórios do ponto de vista de engenharia. No caso das estacas carregadas transversalmente, existem algumas proposições para determinações dos esforços nas estacas e deslocamentos esperados. As soluções mais encontradas na literatura são aquelas que representam o comportamento com base na hipótese de Winkler (TERZAGUI 1955, BROMS 1964, MATLOCK e REESE 1970, POULOUS 1974) e soluções com auxílio do método dos elementos finitos, podendo envolver modelos discretos onde o solo é representado por meio de molas ou modelos que tratam o solo como meio contínuo (BORN, 2019).

Usualmente o processo preterido é a estimativa por meio de modelos numéricos e a avaliação final do comportamento da estaca a partir de provas de carga. A Norma Brasileira ABNT NBR6121, traz algumas recomendações no tocante à obrigatoriedade de realização destes estudos.

No caso das usinas solares fotovoltaicas, o ensaio de prova de carga, comumente conhecido como *pull-out test*, incorpora o ensaio de prova de carga lateral e é executado em praticamente todos os empreendimentos de médio ou grande porte, devido à presença de grandes quantidades de estacas. Em empreendimentos de menor porte, onde o número de estacas não caracteriza a obrigatoriedade da

realização dos ensaios pela NBR6121, a execução de prova de carga lateral não é comum.

As teorias mais aceitas para lidarmos com as incertezas na geotecnia são as baseadas no método observacional, grande parte disto advém do fato dos pioneiros na geotecnia terem migrado de escolas clássicas de estruturas e mecânica, como é o caso de Carl Von Terzaghi, autor de diversas teorias utilizadas na Engenharia Geotécnica moderna. Na procura de uma base mais formal para tratar das incertezas inerentes aos materiais utilizados na engenharia geotécnica, começou a crescer dentro do meio geotécnico o uso da teoria da confiabilidade para o tratamento destas incertezas (BAECHER e CHRISTIAN, 2003).

A Geotecnia lida com materiais que a natureza provê, cujo o conhecimento de suas propriedades e distribuições geralmente é pobre ou limitado, portanto, uma aproximação filosófica diferente das utilizadas na engenharia de estruturas e materiais precisa ser considerada. (BAECHER e CHRISTIAN, 2003).

Neste contexto, segundo Baecher e Christian (2003), embora não traga soluções exatas para os problemas geotécnicos, a confiabilidade propõe considerar as incertezas e, desta forma, prover um panorama onde o engenheiro geotécnico pode avaliar conscientemente se os riscos são aceitáveis ou não. No contexto de estacas carregadas transversalmente, de forma geral, a análise de confiabilidade consiste em estabelecer limites de deslocamentos laterais para as cargas de trabalho, tanto para a condição última como para o limite de serviço, e quantificar a probabilidade de ocorrência de deslocamentos maiores. Para a quantificação da probabilidade de ocorrência são necessários modelos apropriados. O presente trabalho visa utilizar a teoria de campos aleatórios para previsão da distribuição de deslocamentos laterais e busca validar os resultados através de um comparativo direto com provas de carga.

A utilização de campos aleatórios em análises de probabilidade em geotecnia é abordada em PHOON *et al.* (2022) no qual são apresentadas as implicações da consideração da variabilidade espacial para previsão do comportamento de diferentes obras geotécnicas. Em especial a possível discretização de mecanismos de falha distintos daqueles obtidos em materiais modelados como homogêneos. Os autores ainda apresentam observações pertinentes a resultados disponíveis na literatura acerca de modelos de interação solo estrutura. Neste contexto são destacadas

aplicações em fundações superficiais e estacas carregadas axialmente, taludes e estruturas de contenção.

Aplicações de campos aleatórios em estacas transversalmente carregadas são escassas na literatura, citam-se os trabalhos de Chan, C. L. (2012), Griffiths *et al.* (2013), Zhang *et al.* (2021), Xiao-Ling *et al.* (2021), todos com estacas modeladas com métodos dos elementos finitos através de barras e molas. Em nenhum estudo encontrou-se o uso de campos aleatórios em modelo totalmente tridimensional, para o caso de estacas transversalmente carregadas, foco da presente pesquisa.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Aplicar a teoria de campos aleatórios para a previsão de deslocamentos horizontais em estacas transversalmente carregadas, em concreto armado e aço.

1.1.2 Objetivos Específicos

Esta pesquisa tem por objetivos específicos:

- Estimar parâmetros geomecânicos de solos utilizando a teoria dos campos aleatórios;
- Avaliar os deslocamentos através de modelo numérico incorporando os parâmetros geomecânicos obtidos pelos métodos estocásticos.
- Avaliar as diferenças observadas entre as previsões obtidas nos modelos numéricos desenvolvidos, em relação a ensaios de prova de carga reais.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

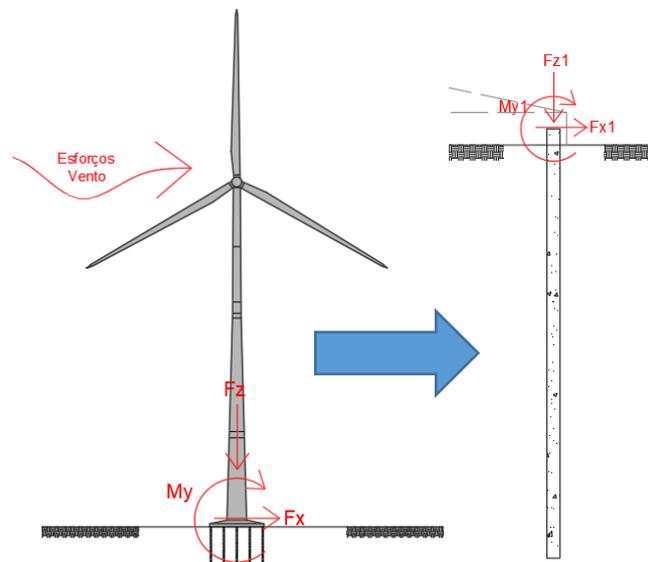
Neste Capítulo é apresentada a fundamentação teórica utilizada para a elaboração do presente trabalho de pesquisa. São apresentados os conceitos básicos e métodos clássicos para cálculo do deslocamento lateral em estacas carregadas transversalmente. Apresenta-se também uma breve descrição sobre ensaios e prospecções geológicas e geotécnicas que são utilizadas nos estudos de caso, além do embasamento estatístico para uso de métodos estocásticos nas previsões de deslocamentos laterais.

2.1 ESTACAS CARREGADAS LATERALMENTE

2.1.1 Conceitos Gerais

Em estacas carregadas lateralmente, tem-se uma carga em serviço, que pode ter diversas naturezas, a qual é transmitida à estaca, ou, a um grupo de estacas, que por sua vez transmite o esforço lateral ao solo. A Figura 1 apresenta uma situação exemplo, relacionada a um aerogerador, onde o sistema de fundação é submetido a carregamentos laterais consideráveis, provenientes da carga de vento atuante na estrutura.

Figura 1 - Caso Típico de Estacas Carregadas Lateralmente



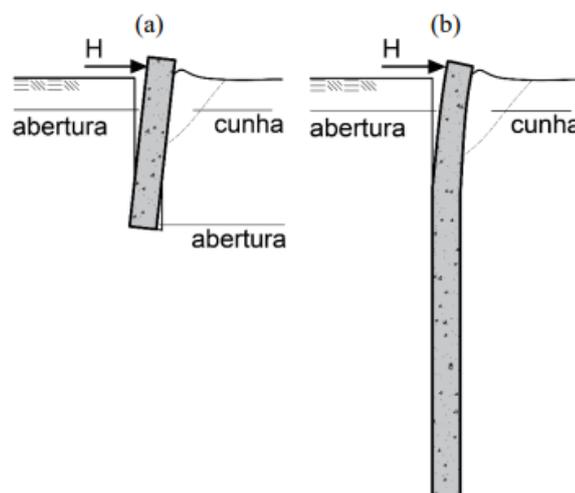
Fonte: Próprio Autor.

Em verificações de projeto, de maneira similar às estacas submetidas a cargas axiais, nas estacas submetidas a carregamentos laterais é necessário que sejam atendidos dois estados limites, o estado limite de serviço e o estado limite último. Quanto ao estado limite último, devem ser atendidos os critérios de segurança da própria estaca (ruptura do elemento estrutural), enquanto o estado limite de serviço considera os deslocamentos, que devem ser inferiores a valores que podem causar danos à supra estrutura (SALGADO, 2008).

De uma forma geral, para que haja uma mobilização do solo, é preciso que haja um deslocamento na estrutura da estaca, seja por deformação do elemento ou pela sua translação ou rotação, estes, por sua vez, dependem da reação do solo. Assim o estudo de uma estaca carregada lateralmente é um problema de interação solo estrutura (VELOSO E LOPES, 2010).

Uma estaca ao ser carregada lateralmente, provoca tensões normais no solo em contato com a face oposta a carga aplicada, ao tempo que o solo em contato com a face onde a carga é aplicada tem um decréscimo de carga atuante. Este comportamento gera uma cunha de falha no solo em contato com a face oposta à carga aplicada e uma abertura na face onde a carga é aplicada. A Figura 2 apresenta o mecanismo de abertura de cunha em estacas curtas (Figura 2a) e longas (Figura 2b), conceitos relativos a comportamentos característicos de estacas carregadas lateralmente, que são aprofundados nos parágrafos que seguem.

Figura 2 - Comportamento Geotécnico

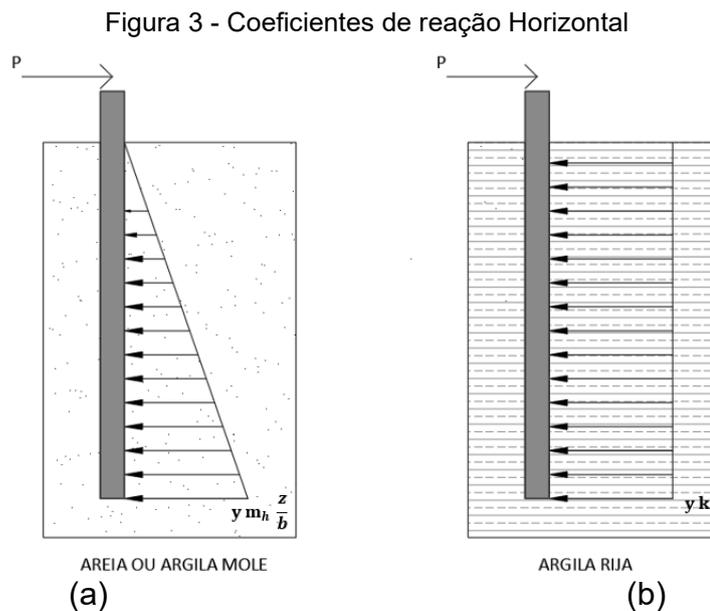


Fonte: BORN (2019)

A forma de ruptura do solo e o comportamento da estaca é função do tipo de restrição no topo da estaca (livre ou de rotação impedida), da profundidade de embutimento e da reação do solo ao ser solicitado. Segundo Vésic (1961) o comportamento da estaca carregada pode ser classificado tomando como base o comprimento adimensional βL onde L é o comprimento da estaca e β é dado pela equação 1.

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{E_p I_p}} \quad (1)$$

Onde D é o diâmetro da estaca, E_p é o módulo de elasticidade da estaca, I_p é a Inércia da seção transversal da estaca e k_h é o coeficiente de reação horizontal do solo (ver Figura 3).



Fonte: Próprio Autor.

Segundo Vésic (1961) uma estaca pode ser classificada como rígida ou curta (Figura 2A) quando o seu comprimento βL for inferior a 2,0, e longa (Figura 2B) quando for maior que 2,5.

No caso de estacas curtas, que funcionam em comportamento rígido, existe uma tendência de abertura na base da estaca, em face oposta à face de aplicação de carga no topo da estaca, conforme apresentado na Figura 2 (A). No caso de estacas

longas, Figura 2(B), não há abertura na base, e existe uma tendência maior de formação de rotulas plásticas.

Quanto ao termo coeficiente de reação do solo, este tem origem nos estudos de Winkler, datados de 1867 (TERZAGHI, 1955). Segundo Terzaghi (1955), o termo coeficiente de reação (k) é a proporção de pressão exercida em um ponto de uma superfície de contato e o recalque (y) observado devido a carga aplicada naquele ponto, o qual é expresso pela equação 2.

$$k = \frac{p}{y} \quad (2)$$

Quando o termo k refere-se ao comportamento do solo perante cargas horizontais, denomina-se coeficiente de reação horizontal recebendo um subíndice h .

Tratando-se de solos, é possível associar os comportamentos típicos dos coeficientes de reação horizontal à característica dos materiais arenosos e argilosos: no caso das areias, o coeficiente de reação horizontal cresce com a profundidade, independentemente de seu estado fofo ou compacto (Figura 3a); as argilas por sua vez apresentam dois tipos de comportamento, nas argilas sobreadensadas, os coeficientes de reação horizontal são constantes com a profundidade (Figura 3b), enquanto que no caso das argilas normalmente adensadas, espera-se um aumento do valor do coeficiente com o aumento da profundidade (Figura 3a) (TERZAGHI, 1955). No caso onde o coeficiente de reação horizontal varia com a profundidade, a Equação 2 é reescrita como:

$$k_h = m_h \frac{z}{b} \quad (3)$$

Onde m_h é a taxa de crescimento do coeficiente horizontal do solo ao longo da profundidade, b a largura da estaca e z a comprimento de estaca em análise.

2.1.2 Ruptura do Solo

A solução de um problema de carregamento transversal de estacas, utilizando os métodos clássicos, costuma realizar a verificação da capacidade de carga de forma independente à verificação dos deslocamentos. Métodos como os de Hansen (1961) e Broms (1964) fornecem estimativas para as cargas de ruptura do solo que envolve a estaca.

O método de Hansen (1961) foi desenvolvido utilizando os conceitos de empuxos passivo e ativo desenvolvidos ao longo do comprimento da estaca. É aplicado a estacas curtas e necessita de um processo iterativo para a previsão da carga última, não sendo descrito nem empregado neste trabalho. Os conceitos básicos do método de Broms (1964) são descritos abaixo, visando contextualizar as aplicações propostas pelo autor, que separa processo de cálculo da carga de ruptura e processo de cálculo para deslocamento.

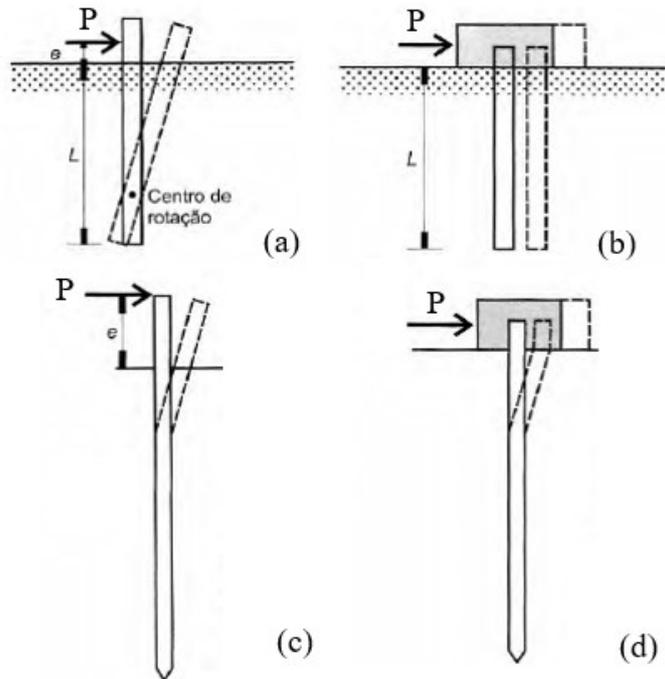
O método de Broms (1964) considera que o projeto de um grupo de estacas deve observar as seguintes considerações: que a ruptura completa do grupo ou da estrutura de suporte não deve ocorrer mesmo sob as mais adversas condições e que os deslocamentos para as cargas de trabalho não devem prejudicar o funcionamento da fundação ou da superestrutura (VELOSO e LOPES, 2010). Neste sentido, em uma estrutura na qual apenas pequenos deslocamentos podem ser tolerados, o projeto é definido pelos deslocamentos sob as cargas de trabalho, enquanto no caso de estruturas que podem suportar deslocamentos relativamente grandes, o projeto é definido pela resistência à ruptura das estacas.

O método considera que a ruptura da estaca acontece pela formação de rótulas plásticas na estrutura de estacas longas e pela ruptura do solo em estacas curtas (VELOSO e LOPES, 2010). Para a determinação da carga última de ruptura de uma estaca, Broms subdividiu o comportamento do conjunto estaca-solo em subgrupos:

- Estacas Curtas Livres (Figura 4a): colapso de corpo rígido, rotação em torno de um ponto a uma profundidade abaixo da superfície;
- Estacas Longas Livres (Figura 4c): a ruptura ocorre quando a resistência a ruptura (ou plastificação) da estaca é atingida a uma certa profundidade Z_0 ;
- Estacas Curtas Impedidas (Figura 4b): a ruptura é dada por uma translação de corpo rígido;

- Estacas Longas Impedidas (Figura 4d): a ruptura ocorre pela formação de duas rótulas plásticas: uma na seção de engastamento e outra a uma profundidade Z_0 .

Figura 4– Mecanismos de Ruptura Esperados pelo Método de Broms (1964)



Fonte: Adaptado de VELOSO e LOPES, 2010.

Com base nos subgrupos identificados, a solução de Broms (1964), representada de forma gráfica (ábaco) no apêndice A, permite determinar a carga máxima horizontal admissível (H_u) e o momento fletor máximo admissível (M_u), em função do comprimento da estaca (L), largura da estaca (B), coeficiente de empuxo (k_p) e da distância (el) de aplicação das cargas. As formulações são distintas para solos não coesivos (Equações 4 a 10), e coesivos (Equações 11 a 14), apresentadas a seguir.

Fórmulas Método de Broms (1964) solos não coesivos (areias):

Para Estaca curta com topo livre a carga máxima admissível é dada por:

$$H_u = \frac{0,5\gamma BL^3 k_p}{(el+L)} \quad (4)$$

Para Estaca curta com topo engastado, tem-se:

$$H_u = 1,5 L^2 B \gamma' k_p \quad (5)$$

Para Estaca longa com topo livre:

$$H_u = \frac{M_u}{(el+0,55 \sqrt{\frac{H_u}{k_p B^3 \gamma'}})} \quad (6)$$

Para Estaca longa com topo engastado, com momentos fletores diferentes ao longo da estaca:

$$H_u = \frac{M_u^+ + M_u^-}{(el+0,54 \sqrt{\frac{H_u}{k_p B^3 \gamma'}})} \quad (7)$$

Para Estaca longa com topo engastado, com momentos fletores semelhantes ao longo da estaca:

$$H_u = \frac{2M_u}{(el+0,54 \sqrt{\frac{H_u}{k_p B^3 \gamma'}})} \quad (8)$$

E a partir da determinação de H_u determinasse o Momento Máximo ou Momento Máximo de Plastificação da estaca:

$$M_{max} = M_u = H_u (e + 0,67Z_0) \quad (9)$$

O qual ocorre a uma profundidade Z_0 , determinada por:

$$Z_0 = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{k_p B^3 \gamma'}} \quad (10)$$

Fórmulas Método de Bromms (1964) solos coesivos (argilas):

As fórmulas para obtenção da carga máxima admissível (H_u) e do momento fletor máximo admissível (M_u), em função do comprimento da estaca (L), resistência não drenada (S_u) e da distância (e) de aplicação das cargas, para solos coesivos, são:

Estaca curta com topo engastado:

$$H_u = 9S_u B(L - 1,5B) \quad (11)$$

Profundidade de momento máximo na estaca Z_0 :

$$Z_0 = \frac{H_u}{9S_u B} \quad (12)$$

Momento fletor Máximo ou Momento Fletor máximo de Plastificação:

$$M_{max} = M_u = H_u (el + 1,5B + 0,5Z_0) \quad (13)$$

Ou

$$M_{max} = M_u = 2,25BS_u (L - 1,5B - Z_0)^2 \quad (14)$$

Para as estacas curtas e longas com topo livre e estacas longas com topo engastado, em solo coesivo, os valores são obtidos diretamente dos ábacos constantes no apêndice A.

2.1.3 Deslocamentos Admissíveis no Topo da Estaca

Para a determinação dos deslocamentos, há atualmente alguns métodos, que podem ser classificados de forma simplificada em métodos analíticos, métodos baseados em modelos discretos e métodos baseados em modelos contínuos.

A determinação dos deslocamentos é o tema de maior interesse deste trabalho, descrita com detalhes no item 2.2. Contudo, cabe aqui oferecer um panorama dos deslocamentos máximos esperados em uma fundação profunda, sob ação de cargas transversais.

Em termos de avaliação dos deslocamentos horizontais máximos admissíveis, Poulos *et al.* (2002) sugerem o valor de 38 mm para fundações de pontes, enquanto Moulton *et al.* (1985) sugerem um valor de 40 mm.

Bozozuk (1981), em seus estudos para pontes, sugere alguns limites para os deslocamentos laterais nas fundações, sendo os deslocamentos até 28mm toleráveis, de 28 mm a 55 mm associados a patologias e intoleráveis os acima de 55 mm.

Em alguns casos, como nas bases de aerogeradores, o deslocamento máximo não é explícito, a rigidez a ser alcançada depende de diversos fatores como a potência da máquina, sendo necessária a avaliação dos valores de rigidez mínima para o conjunto da fundação (DNV/Riso, 2002). Já em estruturas que suportam placas solares, são admitidos apenas pequenos deslocamentos no conjunto do suporte, sob pena de trincamento das células fotovoltaicas, que possuem deformações toleráveis muito baixas.

Em Militinski *et al.* (2015) é apresentada uma revisão dos limites aceitáveis para deslocamentos verticais e laterais de acordo com a prática internacional, com valores de deslocamentos observados e danos causados associados a este deslocamento.

A literatura parece convergir para um valor aceitável próximo a 30 mm, desde que as patologias não sejam significativas, ficando a análise caso a caso para avaliar possíveis impactos dos deslocamentos.

2.2 MÉTODOS PARA DETERMINAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS LATERAIS

Alguns métodos estão disponíveis na literatura para a determinação dos deslocamentos em estacas submetidas a esforços transversais. No presente trabalho, esses métodos foram divididos em 3 grupos:

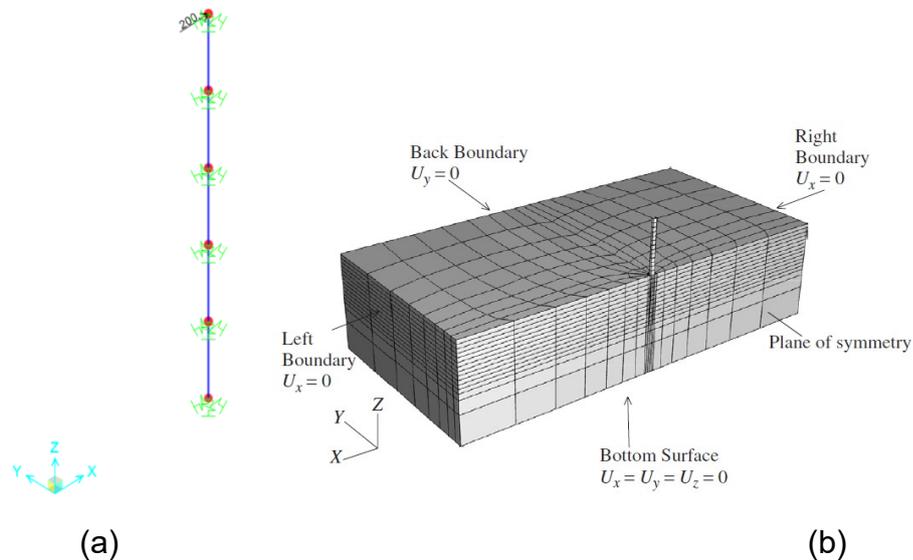
- Métodos analíticos baseados na hipótese de Winkler;
- Modelos numéricos discretos, baseados na hipótese de Winkler;
- Modelos numéricos baseados em meios contínuos.

Os métodos analíticos propõem soluções diretas por meio de fórmulas, muitas vezes auxiliadas por ábacos, com formulação baseada na hipótese de Winkler. Neste trabalho, são apresentados os métodos de Broms (1964), Matlock-Reese (1960) e Poulos (1971), todos amplamente utilizados e conhecidos no meio geotécnico. O principal problema no uso desses métodos analíticos é a dificuldade em trabalhar com solos estratificados. Devido a essa dificuldade, os métodos analíticos tratam o solo como homogêneo ao longo do entorno da estaca.

Quanto aos modelos numéricos, segundo Veloso e Lopes (2010), existem basicamente dois modelos de representação do solo para a obtenção dos deslocamentos de uma estaca. O primeiro modelo é uma extensão da hipótese de

Winkler para o estudo de vigas de fundação, onde o comportamento do solo é substituído por molas horizontais, como pode ser visualizado na Figura 5a. O segundo modelo considera o solo um meio contínuo, como mostrado na Figura 5b.

Figura 5 - Modelos Numéricos para determinação do comportamento de Estacas



Fonte: (a) Próprio Autor e (b) HELWANY (2007).

Os modelos numéricos na análise de estacas carregadas lateralmente geralmente empregam o método dos elementos finitos (MEF), e são atualmente bastante utilizados devido ao fácil acesso a softwares de modelagem numérica.

2.2.1 Métodos Analíticos

De uma forma geral, os métodos analíticos se baseiam no coeficiente de reação horizontal, o qual representa a razão entre uma pressão em uma área de superfície vertical e o respectivo deslocamento decorrente desse carregamento (Figura 3a e Figura 3b). Esses métodos são clássicos para o dimensionamento de estacas submetidas a carregamentos laterais.

Cabe ressaltar que, no caso das argilas, deve-se levar em consideração a condição do carregamento, ou seja, casos drenados ou não drenados, na determinação do coeficiente de reação horizontal. No caso do carregamento não drenado, os valores máximos de deslocamento são atingidos ao longo do tempo devido à dissipação lenta das poropressões geradas. Neste caso, o valor a ser

utilizado para o coeficiente de reação deve ser compatível com a duração da aplicação das cargas.

2.2.1.1 Determinação do Coeficiente de Reação Horizontal

Terzaghi (1955) foi um dos pioneiros no estudo das reações horizontais para estacas. Em seus estudos, é proposta a seguinte relação para a determinação do coeficiente de reação horizontal:

$$k_h = 0,74 \frac{E}{B} \quad (15)$$

Onde E é módulo de elasticidade do solo e B é a largura da estaca.

A Equação 15 considera que o solo a uma profundidade maior que 3B não contribui com os deslocamentos horizontais no topo da estaca. Neste sentido, pode-se calcular um módulo equivalente para o material do topo até a profundidade 3B (VELLOSO e LOPES, 2010).

Broms (1964a), em seus estudos sugere, para fins práticos, o cálculo direto do coeficiente k_h de acordo com:

$$k_h = \frac{E}{B} \quad (16)$$

Deve-se observar a condição de drenagem para o uso do módulo E apropriado. Veloso e Lopes (2010) apresentam a seguinte relação para a correção do módulo de elasticidade em solos argilosos:

$$E_u = \frac{3E'}{2(1+\nu)} \quad (17)$$

Onde E_u representa um módulo não-drenado, E' o módulo drenado e ν o coeficiente de Poisson do solo.

Conforme comentado na seção anterior, o coeficiente de reação horizontal pode variar com a profundidade ou não, quando constante trabalha-se com o conceito

de k_h único com a profundidade, quando variável utiliza-se um módulo m_h para determinação, em acordo com equação 3. Nesse sentido, Terzaghi (1955) e Veloso e Lopes (2010) sugerem alguns valores típicos de k_h e m_h para serem utilizados em conjunto com a equação 3, apresentados no Quadro 1.

Quadro 1 – Valores Típicos de k_h e m_h

Tipo de Solo	m_h (MN/m ⁴)						k_h (MN/m ³)		
	Areia Fofa / Argila Mole		Areia Medianamente Compacta / Argila Média		Areia Compacta / Argila Dura		Argila Mole	Argila Média	Argila Dura
	Faixa	Recomendado	Faixa	Recomendado	Faixa	Recomendado			
Areia Seca ou Saturada	0,95-2,8	1,98	3,5-10,9	5,95	13,8-27,7	15,86	-	-	-
Areia Submersa	0,57-1,7	1,13	2,2-7,3	3,96	8,7-17,9	9,63	-	-	-
Argilas Sobreadensadas	-						0,16 – 0,32	0,32-0,64	Acima de 0,64
Argilas Orgânicas	0,001 a 0,010						-	-	-
Argilas Normalmente Adensadas	0,010 a 0,060						-	-	-

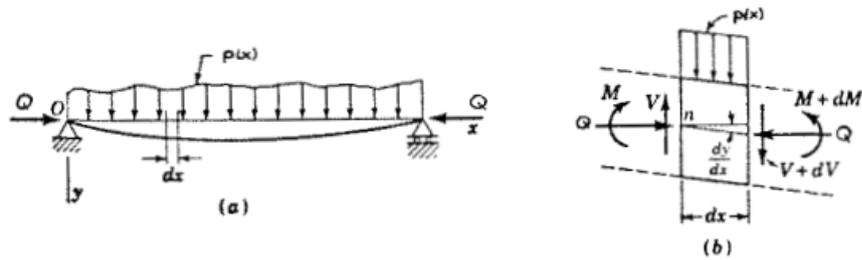
Fonte: Adaptado de Terzaghi (1955) e Veloso E Lopes (2010).

Observa-se que em materiais de menor consistência, argilas moles e areias fofas, os coeficientes indicados m_k variam de 0,57 a 2,8 MN/m⁴, e que com um aumento da consistência, argilas rijas e areias de maior densidade, apresentam valores superiores de coeficientes variando de 8,7 a 27,7 MN/m⁴.

2.2.1.2 Equações Diferenciais Para a Determinação dos Deslocamentos Horizontais

Para a solução analítica do problema da estaca carregada lateralmente, utiliza-se a hipótese de Winkler (1867), que basicamente considera uma barra apoiada em um meio elástico, onde o meio elástico é representado por infinitas molas independentes, conforme apresentado na Figura 6.

Figura 6 – Modelo de Barra bi apoiada



Fonte: Adaptado de TERZAGHI (1955).

Considerando a viga bi-apoiada apresentada na Figura 6A, podemos retirar um elemento infinitesimal no ponto “n” apresentado na Figura 6b, o que nos leva, considerando o equilíbrio de forças, a equação 18:

$$\sum Fy = 0 \therefore -p \, dx = \partial V \therefore p = -\frac{\partial V}{\partial x} \quad (18)$$

Onde V é a força cortante atuando no elemento infinitesimal em análise, x o comprimento do elemento infinitesimal e p a carga distribuída no elemento.

Ainda observando a Figura 6 – Modelo de Barra , o somatório dos momentos em um ponto qualquer “n” nos leva à equação 19:

$$\sum Mn = 0 \therefore V \, dx = \partial M - Q \, dy \therefore V = \frac{\partial M}{\partial x} - Q \frac{\partial y}{\partial x} \quad (19)$$

Desprezando o alongamento devido aos esforços cortantes e o encurtamento da barra, obtém-se a equação 20, que descreve a curvatura da barra. Essa equação é conhecida e bem difundida na literatura:

$$M = -EI \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \quad (20)$$

Combinando as equações 19 e 20, obtém-se a equação 10, que é a equação diferencial básica para barras fletidas:

$$p = -\frac{\partial V}{\partial x} \therefore p = -\frac{\partial \left(\frac{\partial M}{\partial x} - Q \frac{\partial y}{\partial x} \right)}{\partial x} \therefore p = -\frac{\partial^2 M}{\partial x^2} + Q \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \therefore$$

$$p = -\frac{\partial^2(-EI \frac{\partial^2 y}{\partial x^2})}{\partial x^2} + Q \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \quad \therefore \quad EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + Q \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \quad (21)$$

A equação 21 é utilizada para determinação dos deslocamentos (y) em estacas, onde a força (p) é corrigida pelo coeficiente de reação horizontal, e o deslocamento (y) aumenta proporcionalmente com a carga aplicada. Dessa forma, substituindo a profundidade z pela variável x, podemos aplicar as Equações 22 e 23:

Para o Caso das argilas sobreadensadas:

$$EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + Q \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = k_h y \quad (22)$$

Caso das areias e argilas normalmente adensadas:

$$EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + Q \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = m_h x y \quad (23)$$

2.2.1.3 Método de Broms (1964)

O método de Broms (1964) assume que a carga axial não interfere no comportamento da estaca quanto ao deslocamento lateral. Com base nesta consideração as equações 22 e 23 são simplificadas, levando à equação 24.

$$EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} = k_h y \quad \text{ou} \quad EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} = m_h x y \quad (24)$$

Broms (1964) apresenta a resolução da equação 24 para três condições de contorno distintas:

- Restrições no topo da estaca;
- Comprimento;
- Tipo de Solo.

A solução das equações é apresentada por meio de ábacos apresentados no apêndice A, a partir dos quais é possível determinar os deslocamentos e cargas máximas admissíveis.

Quanto aos módulos de reação horizontal, Broms (1964) sugere o uso dos valores de Terzaghi (1955) para as areias, apresentados no Quadro 1. Para as argilas, Broms (1964) propõe o uso da equação 25.

$$k = \frac{n_1 n_2}{D} (40q_u \text{ à } 80q_u) \quad (25)$$

Os valores de q_u são os valores obtidos no ensaio de resistência a compressão não confinada, tendo como $80q_u$ um valor coerente com o estudo de Terzaghi (1955). Os valores de n_1 e n_2 são tabelados e apresentados no Apêndice A.

2.2.1.4 Método de Matlock-Reese para a Solução Manual (1960)

O método de Matlock-Reese (1960) parte do princípio de que a relação tensão *versus* deformação não é linear. Assim, para a utilizar o método, é necessário um conjunto de curvas $p - y$, que representam a relação tensão-deformação para a estaca carregada lateralmente. O método fornece relações semiempíricas para a construção das curvas $p - y$, baseadas em ensaios realizados em escala real.

Assim como Broms (1964), o Método de Matlock-Reese (1960) utiliza as simplificações que levam a equação 24, e a solução é dada por:

$$y = A_y \frac{P_t T^3}{EI} + B_y \frac{M_t T^3}{EI} \quad \text{ou} \quad (26)$$

$$y = C_y \frac{P_t T^3}{EI} \quad \text{onde } C_y = A_y + \frac{M_t}{P_t T} \quad (27)$$

Onde A_y , B_y e C_y são funções de $z = \frac{x}{T}$ e a rigidez relativa T é dada por:

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{k}} \quad (28)$$

Onde k é a variação do módulo de reação do solo ao longo da profundidade, com a relação do módulo secante E_s do solo estabelecida como $E_s = kx$.

O método utiliza um processo iterativo para a determinação da equação que rege o comportamento da estaca. A iteração ocorre por tentativas de ajuste do valor

de T ou k de forma que o comportamento $p - y$ calculado se ajuste a curva $p - y$ estimada.

Segundo Gudmundsdottir (1981) o passo a passo para o método é:

- Estimar um valor inicial para T ;
- Calcular $Z = \frac{x}{T}$ para diferentes profundidades;
- Achar os Coeficientes Ay e By ou ainda Cy nas tabelas apresentadas no Apêndice B;
- Calcular Y a partir da equação 15 ou 16;
- Achar o valor P para este y das curvas $P - y$;
- Calcular Es ;
- Montar um Gráfico Es versus x , e achar k a partir deste gráfico;
- Calcular o T obtido;
- Comparar o T obtido com o T estimado inicialmente, quando ambos tiverem valores semelhantes o processo é concluído.

O método de construção das curvas $p - y$ é apresentado para três tipos de solo:

- Argilas Normalmente adensadas;
- Argilas Sobreadensadas;
- Solos não coesivos.

Estes métodos de construção das curvas são apresentados no Apêndice B.

2.2.1.5 Método de Poulos (1974)

O método de POULOS (1974), ao contrário dos propostos anteriormente, não se baseia na proposta de Winkler. Neste método à estaca é considerada envolta em uma massa de solo semi-infinita, considerado como uma massa elástica ideal, homogênea, isotrópica, de comportamento regido pelo módulo de elasticidade e pelo coeficiente de Poisson.

O método é dividido em duas hipóteses:

- Estaca com topo livre a rotação;

- Estaca com o topo impedido a rotação.

No caso da estaca de topo livre, Poulos (1974) apresenta a seguinte solução para obtenção dos deslocamentos, baseada na mecânica do contínuo:

$$y = I_{pH} \frac{H}{E_s L} + I_{pM} \frac{M}{E_s L^2} \quad (29)$$

Onde M e H são respectivamente os esforços de rotação e translação aplicados no topo da estaca, I_{pH} e I_{pM} são valores obtidos do ábaco constante no apêndice b, obtidos a partir de k_R , que representa a flexibilidade da estaca e é dado por:

$$k_R = \frac{E_P I_P}{E_s L^4} \quad (30)$$

Onde E_P é o módulo de elasticidade da estaca, I_P é a inércia da seção da estaca, E_s é o módulo de elasticidade do solo e L é o comprimento de embutimento da estaca.

No caso da estaca de topo impedido a rotação, Poulos (1974) apresenta a seguinte equação para a obtenção dos deslocamentos:

$$y = I_{pF} \frac{H}{E_s L} \quad (31)$$

Onde I_{pF} é obtido do ábaco constante no Apêndice C, determinado a partir do coeficiente k_R que representa a flexibilidade da estaca, dado pela equação 30.

2.2.2 Métodos de Determinação Baseados em Modelos Numéricos

Métodos analíticos propõem soluções determinísticas para os problemas de engenharia, contudo, a depender da complexidade do problema, a solução analítica é de difícil obtenção e nem sempre é possível obter uma solução analítica fechada. Neste sentido, os modelos numéricos auxiliam a resolução do problema, geralmente subdividindo o domínio em partes menores (subdomínios), onde a solução não é exata, mas possui erros toleráveis em alguns casos.

Neste trabalho, foram usados dois tipos de modelagem numérica com auxílio do método dos elementos finitos, o primeiro com barras e molas, que se aproxima de

hipótese de Winkler e o segundo com elementos sólidos, que se aproxima do modelo de meio contínuo.

Uma breve introdução se faz sobre modelos constitutivos e método dos elementos finitos, para que se possa apresentar os detalhes de cada um dos modelos.

2.2.2.1 Modelos Constitutivos

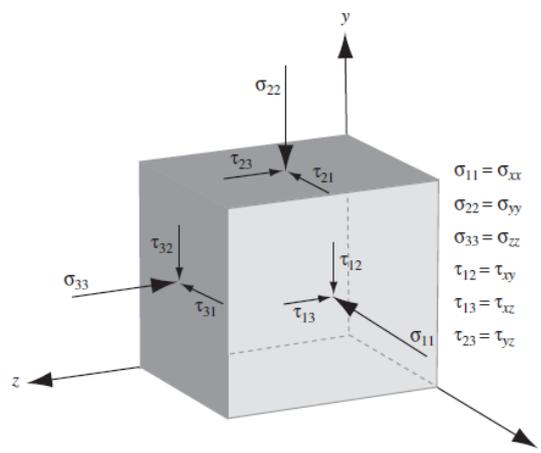
Os modelos constitutivos podem ser descritos como relações tensão-deformação para representar o comportamento de um material. No caso da Geotecnia, os modelos constitutivos consistem, usualmente, em modelos de comportamento elástico e os de comportamento plástico, podendo ainda ser uma mistura dos dois, o que leva aos chamados modelos elastoplásticos.

No caso dos materiais elastoplásticos, o seu comportamento segue elástico até o limite de plastificação, ou seja, todas as deformações são recuperáveis. A partir do limite de plastificação, o material começa a apresentar deformações plásticas (não recuperáveis).

Para um melhor entendimento do comportamento elastoplástico, faz-se necessária uma abordagem dos princípios da lei de Hooke e noções da teoria clássica da plasticidade, apresentadas a seguir.

Em um dado ponto infinitesimal de um corpo material em estudo, representado pelo cubo infinitesimal na figura 7, o estado de tensões atuantes pode ser apresentado pela matriz de tensões dada equação 32.

Figura 7 – Estado de Tensões em um Elemento Infinitesimal



Fonte: HELWANY (2007).

$$\begin{bmatrix} \sigma_{11} & \tau_{12} & \tau_{13} \\ \tau_{21} & \sigma_{22} & \tau_{23} \\ \tau_{31} & \tau_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} = [\sigma] \quad (32)$$

Onde σ_{ii} são as tensões normais e τ_{ij} as cisalhantes. Em termos de equações diferenciais, as equações apresentadas em 33 devem ser satisfeitas (POTTS e ZDRAVKOVIC, 1999), para que haja equilíbrio.

$$\frac{\partial \sigma_{11}}{\partial_1} + \frac{\partial \tau_{12}}{\partial_2} + \frac{\partial \tau_{31}}{\partial_3} = 0 \quad \frac{\partial \tau_{12}}{\partial_1} + \frac{\partial \sigma_{22}}{\partial_2} + \frac{\partial \tau_{32}}{\partial_3} = 0 \quad \frac{\partial \tau_{13}}{\partial_1} + \frac{\partial \tau_{23}}{\partial_2} + \frac{\partial \sigma_{33}}{\partial_3} = 0 \quad (33)$$

Analogamente à equação 32, o estado de deformações de um ponto pode ser dado pela matriz de deformações dada pela equação 34:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{11} & \varepsilon_{12} & \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{21} & \varepsilon_{22} & \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{31} & \varepsilon_{32} & \varepsilon_{33} \end{bmatrix} = [\varepsilon] \quad (34)$$

Considerando compressões como valores positivos, e deformações representadas por funções nas direções 1, 2 e 3 respectivamente, segundo Timoshenko e Goodier (1951):

$$\varepsilon_{11} = \frac{-\partial u}{\partial_1} \quad (35)$$

$$\varepsilon_{22} = \frac{-\partial v}{\partial_2} \quad (36)$$

$$\varepsilon_{33} = \frac{-\partial w}{\partial_3} \quad (37)$$

$$\varepsilon_{12} = \frac{-\partial v}{\partial_1} - \frac{\partial u}{\partial_2} \quad (38)$$

$$\varepsilon_{23} = \frac{-\partial w}{\partial_2} - \frac{\partial u}{\partial_3} \quad (39)$$

$$\varepsilon_{13} = \frac{-\partial w}{\partial_1} - \frac{\partial u}{\partial_3} \quad (40)$$

Onde u é o deslocamento na direção 1, v é o deslocamento na direção 2 e w o deslocamento na direção 3.

Em notação matricial, uma relação constitutiva (relação tensão *versus* deformação) pode ser representada por (POTTS e ZDRAVKOVIC, 1999):

$$\begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \tau_{12} \\ \tau_{13} \\ \tau_{32} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & D_{14} & D_{15} & D_{16} \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} & D_{24} & D_{25} & D_{26} \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} & D_{34} & D_{35} & D_{36} \\ D_{41} & D_{42} & D_{43} & D_{44} & D_{45} & D_{46} \\ D_{51} & D_{52} & D_{53} & D_{54} & D_{55} & D_{56} \\ D_{61} & D_{62} & D_{63} & D_{64} & D_{65} & D_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \varepsilon_{12} \\ \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{32} \end{bmatrix} \quad (41)$$

O que pode ser reescrito da seguinte forma:

$$[\sigma] = [D][\varepsilon] \quad (42)$$

Ressalta-se que a matriz $[D]$, apresentada na equação 42, é de difícil determinação e, mesmo em termos de valores médios dos componentes que a constituem, varia conforme o tipo de material.

No caso dos materiais elastoplásticos, a deformação total ε é dada por:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (43)$$

Onde ε^e é a deformação elástica e ε^p a deformação plástica.

Considerando a lei generalizada de Hooke, para material isotrópico e de comportamento linear, portanto sem deformação plástica a equação 43 se resume a:

$$\varepsilon = \varepsilon^e \quad (44)$$

Sendo assim, as equações que regem o comportamento tensão deformação no regime linear, baseadas na lei generalizada de Hooke são dadas pelas equações 45 a 50:

$$\varepsilon_{11} = \frac{1}{E} [\sigma_{11} - \nu (\sigma_{22} + \sigma_{33})] \quad (45)$$

$$\varepsilon_{22} = \frac{1}{E} [\sigma_{22} - \nu (\sigma_{11} + \sigma_{33})] \quad (46)$$

$$\varepsilon_{33} = \frac{1}{E} [\sigma_{33} - \nu (\sigma_{11} + \sigma_{22})] \quad (47)$$

$$\varepsilon_{12} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{12} = \frac{\sigma_{12}}{2G} \quad (48)$$

$$\varepsilon_{23} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{23} = \frac{\sigma_{23}}{2G} \quad (49)$$

$$\varepsilon_{13} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{12} = \frac{\sigma_{13}}{2G} \quad (50)$$

Onde:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (51)$$

Aplicando as equações 45 a 50 na 41, tem-se relação constitutiva para materiais elástico lineares, apresentada na Equação 52.

$$\begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \tau_{12} \\ \tau_{13} \\ \tau_{32} \end{bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (1/2-\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (1/2-\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & (1/2-\nu) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \varepsilon_{12} \\ \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{32} \end{bmatrix} \quad (52)$$

Observa-se que no caso de cargas axiais em elementos lineares, tem-se a equação clássica da lei de Hooke, dada pela equação 53:

$$\sigma = E \varepsilon \quad (53)$$

Entendido o comportamento elástico, para definir o comportamento na zona plástica, faz necessário o entendimento de 3 conceitos:

- Critério de Escoamento;
- Lei de Fluxo;
- Lei de Endurecimento ou amolecimento.

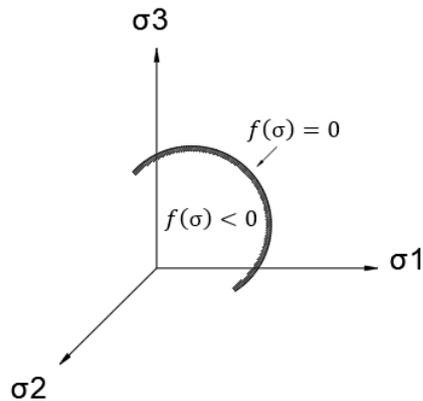
O critério de escoamento define o limite onde o material começa a apresentar comportamento plástico. Matematicamente, o critério de escoamento é uma função das componentes das tensões atuantes no elemento, que pode ser expressa por:

$$f(\sigma) = 0. \quad (54)$$

A função f pode ser entendida como um escalar das tensões principais, portanto, quando o valor de f for inferior a zero, o comportamento é dado como

elástico, sendo que o valor igual a zero implicaria em um comportamento plástico. Em um elemento representado em 3 dimensões, a função se torna uma superfície, como pode ser melhor observado na Figura 8.

Figura 8 – Superfície de Plastificação para um material Elastoplástico



Fonte: Próprio Autor.

Existem diversas funções para expressar a superfície de escoamento de um material, como as definidas nos critérios de Tresca, Von Mises, Drucker-Prager e Mohr-Coulomb.

Uma superfície de plastificação pode se expandir no espaço, pois é função das tensões confinantes do elemento. A Lei de Fluxo governa a forma que essa expansão ocorre (DIENSTMANN 2011).

Tendo isto posto, depende-se que novas superfícies são formadas a partir da Lei de Fluxo, estas superfícies são chamadas de superfícies de potencial plástico, que por praticidade, geralmente são idênticas às superfícies de plastificação, o que define uma regra de fluxo associada. Quando a superfície de potencial plástico é distinta da superfície de plastificação, diz-se que o material possui uma lei de fluxo não associada.

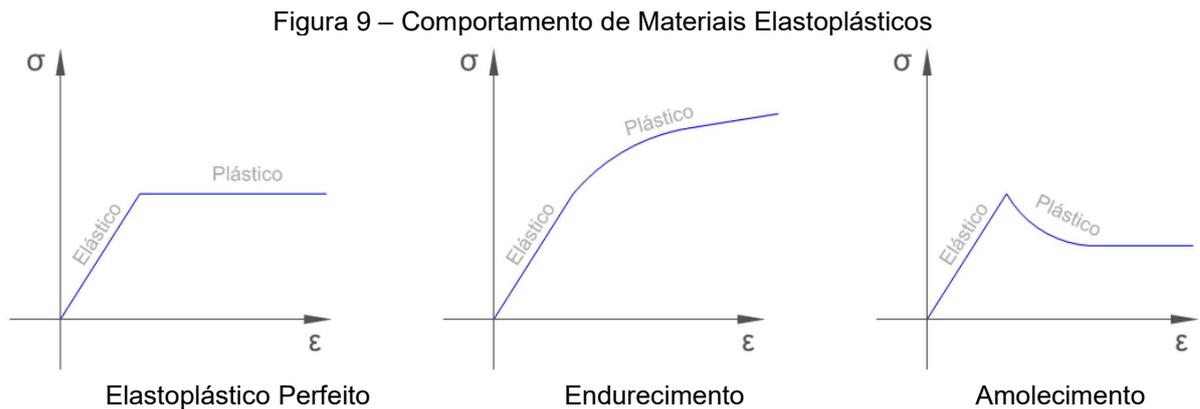
Sendo assim, matematicamente pode-se expressar a deformação plástica por:

$$\varepsilon^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma} \quad (55)$$

Onde λ é um escalar de valor $\lambda > 0$ quando $f(\sigma) = 0$ e $\lambda = 0$ quando $f(\sigma) < 0$.

Quando na zona plástica, o comportamento do elemento é definido pela lei de endurecimento ou de amolecimento. Pode-se dividir o comportamento em 3 tipos diferentes, apresentados na Figura 9. Material elastoplástico perfeito onde o fluxo

plástico continua indefinidamente sem modificação da tensão de plastificação; material com endurecimento, onde a partir do incremento de deformação plástica ocorre uma expansão da superfície de plastificação, endurecimento; e material elastoplástico com amolecimento – onde a partir de incrementos de deformação plástica ocorre uma redução (encolhimento no espaço) da superfície de plastificação.



Fonte: Próprio Autor

Segundo DIENSTMANN (2011) o modelo elastoplástico de Mohr-Coulomb tem ampla aplicação, devido a familiaridade com o critério de ruptura e facilidade de acesso aos dados de entrada do modelo, sendo obtidos facilmente em laboratório.

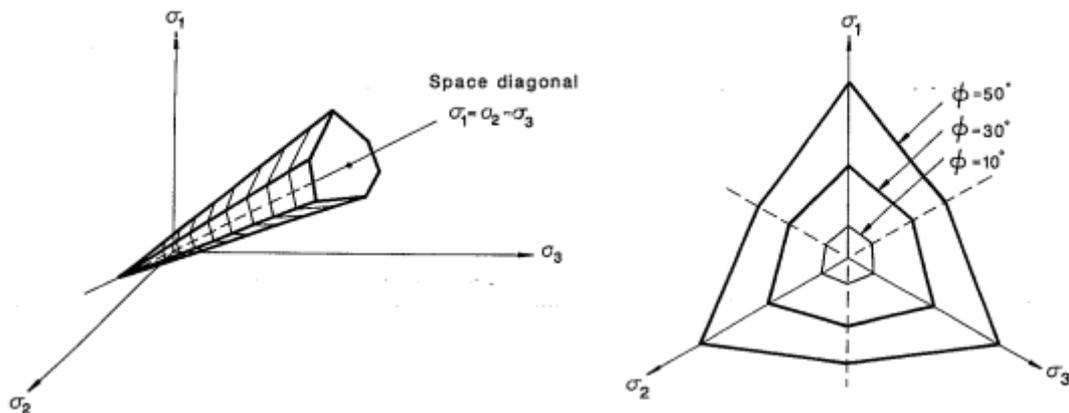
O modelo elastoplástico perfeito com critério de plastificação de Mohr Coulomb possui, como definição da superfície de escoamento, o limite de ruptura dado pela equação 56, bastante conhecida no meio geotécnico:

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \text{tg } \phi' \quad (56)$$

A

Figura 10 apresenta a superfície de plastificação de Mohr-Coulomb em 3 dimensões, para o melhor entendimento da superfície deste modelo.

Figura 10 – Superfície de Plastificação de Mohr-Coulomb



Fonte: Chen e Liu (1990)

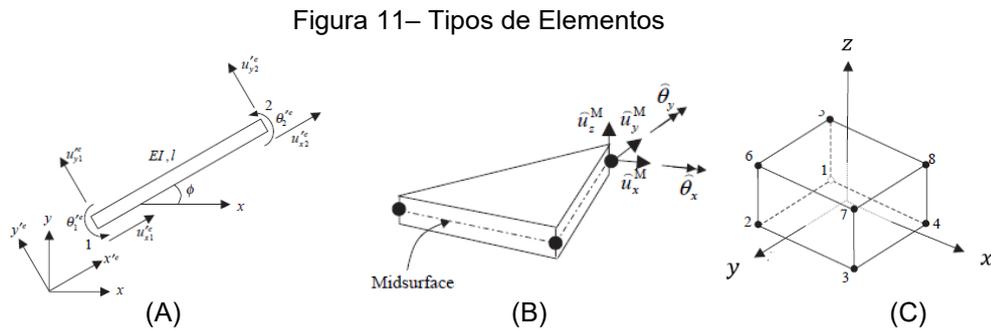
O modelo de Mohr-Coulomb considera o material como perfeitamente plástico, portanto, não apresenta regra de endurecimento ou amolecimento.

2.2.2.2 Método dos Elementos finitos (MEF)

O método dos elementos finitos tem aplicação em várias áreas de engenharia e é muito difundido na atualidade devido ao fácil acesso aos computadores. Neste trabalho será abordado a sua aplicação na mecânica.

A proposta do método é dividir o domínio em pequenos subdomínios, onde o entendimento da função é de mais fácil compreensão. O processo de divisão do domínio se chama discretização, que geralmente consiste em dividir a geometria do problema, ou o elemento em análise, em pequenas regiões, daí o nome elementos finitos. O problema então é resolvido a partir de variáveis conhecidas, condições de contorno e equações (modelos constitutivos) que relacionam as variáveis conhecidas com as que se pretende determinar.

Um elemento é um conjunto de 1 ou mais nós, sendo os mais empregados as barras (2 nós, Figura 11a), placas ou cascas (geralmente 3 ou 4 nós, Figura 11b) e os sólidos (geralmente 6 ou 8 nós, Figura 11c), conforme pode ser observado na Figura 11. Considerando um espaço de 3 dimensões, cada nó de um elemento poderá estar ou não (a depender da vinculação) sujeito a 3 rotações e 3 deslocamentos, conhecidos como graus de liberdade.



Fonte: Adaptado de FISH e BELYTSCHKO (2009)

A discretização de um modelo numérico em MEF tem grande relevância, pois o modelo deve expressar o comportamento real do problema e a forma de discretização tem grande influência neste sentido. Segundo Potts e Zdravkovic (1999) as malhas devem ser refinadas nas zonas curvas e manter uma distribuição geométrica regular para se obter os melhores resultados. Além disso, elementos excessivamente esbeltos e irregulares devem ser evitados.

2.2.2.3 Modelos Baseados em Meios Contínuos

Este tipo de modelo geralmente utiliza elementos sólidos para a representação do solo e da estaca, sendo os modelos análogos a meios contínuos, os conceitualmente mais completos (BORN,2019).

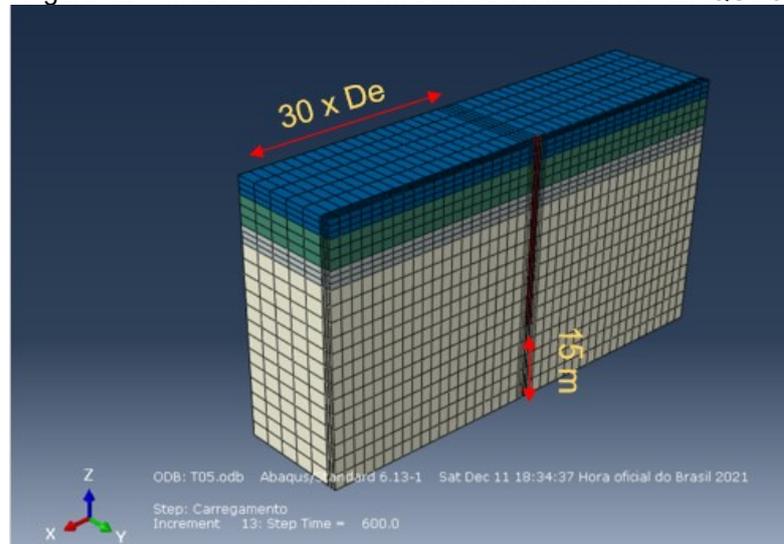
Em relação a modelagem de fundações profundas, estacas isoladas, modelos axissimétricos costumam ser utilizados em detrimento a modelagem tridimensional da seção plena, com as devidas considerações. Tem-se como principal vantagem a redução do tempo de processamento.

Como principais observações em relação a construção do modelo devem-se observar: uma correta discretização tanto do elemento da estaca como das camadas que constituem o solo; extensão adequada do modelo nas diferentes direções e análise da área de influência; seleção de um modelo de interação apropriado; análise das tensões geostáticas.

Para um modelo totalmente tridimensional, algumas recomendações são feitas por Born (2015) para o limite no infinito em modelagens de estacas como as de interesse deste trabalho, sendo o limite de 30 diâmetros da estaca na lateral e 15 metros abaixo da ponta na vertical (Figura 12). Por outro lado, Sawant e Shukla (2012)

utilizaram, em uma análise totalmente tridimensional, o limite no infinito a uma distancia de 10 diâmetros da estaca, enquanto Nguyen *et al.* (2013) utilizaram o limite a cerca de 20 diâmetros.

Figura 12 – Modelo baseado em sólidos efetuado no ABAQUS®



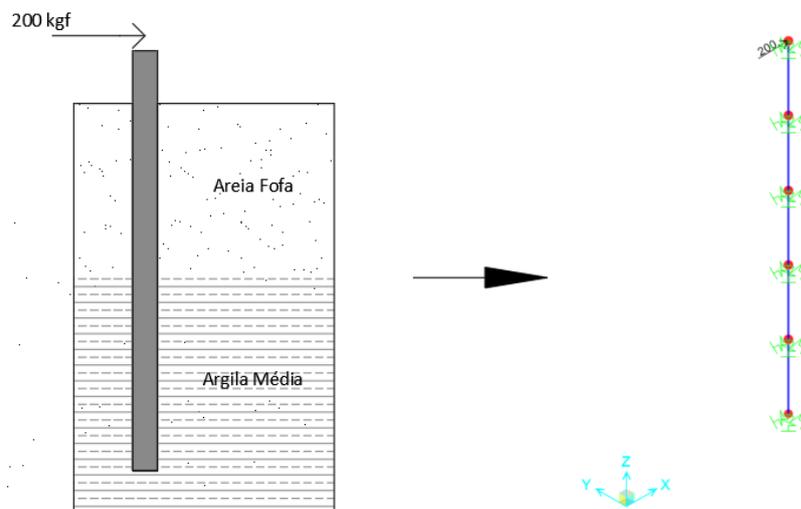
Fonte: Próprio Autor

2.2.2.4 Modelos Baseados na Hipótese de Winkler

Estes modelos são amplamente utilizados na engenharia de estruturas, devido a sua facilidade de modelagem, compreensão e extração dos esforços internos das estacas. Segundo Potts e Zdravkovic (1999), esse método é adequado para a análise de estacas isoladas carregadas lateralmente, sendo necessário fatores minoradores em grupos de estacas.

Neste tipo de modelagem a estaca é modelada como uma barra, geralmente discretizada com elementos não superiores a 1 metro de comprimento (Figura 13), sendo os nós constantes ao longo das estacas conectados a molas lineares ou não, com coeficiente elástico determinado pelo módulo de reação horizontal. Pode ser considerado um modelo simplificado do modelo de meio contínuo discutido no item anterior.

Figura 13 – Estaca modelada como Barra no Software SAP2000



Fonte: Próprio Autor

2.3 FUNDAMENTOS DE ESTATÍSTICA

2.3.1 Variáveis Aleatórias

Considerando um espaço S contendo um conjunto de saídas s , uma variável aleatória X é um número real, representado por uma função $X(s)$ que contém todas as saídas para $s \in S$ (FENTON e GRIFFITHS, 2008). Para cada saída s , existe um valor exato x , portanto:

$$X(s) = x \quad (57)$$

Segundo Fenton e Griffiths (2008), uma variável aleatória pode ser discreta ou contínua. Variáveis aleatórias discretas são caracterizadas pelas suas respectivas distribuições de probabilidades, conforme apresentado a seguir.

2.3.2 Média (μ)

Segundo Fenton e Griffiths (2008), a média, representada por μ , é o valor esperado para a variável aleatória X , matematicamente representada por:

$$\mu_X = \sum_x xf(x), \text{ se } X \text{ é uma variável discreta e;} \quad (58)$$

$$\mu_X = \int_{-\infty}^{\infty} xf(x)dx, \text{ se } X \text{ é variável uma continua.} \quad (59)$$

2.3.3 Variância (σ_X^2) e Desvio Padrão (σ_X)

A variância representa a dispersão dos valores da amostra em torno da média, matematicamente é representada por:

$$\sigma_X^2 = \sum_x (x - \mu_X)^2 f(x), \text{ se } X \text{ é uma variável discreta e;} \quad (60)$$

$$\sigma_X^2 = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu_X)^2 f(x)dx, \text{ se } X \text{ é uma variável contínua.} \quad (61)$$

A raiz quadrada da variância é denominada desvio padrão, logo:

$$\sigma_X = \sqrt{\sigma_X^2} \quad (62)$$

2.3.4 Covariância

Caso um modelo tenha mais de uma variável aleatória, a covariância mede o grau de influência de uma variável sobre a outra. Considerando duas variáveis aleatórias X e Y, matematicamente a covariância (COV (X, Y)) pode ser escrita como:

$$COV(X, Y) = \sum_x \sum_y (x - \mu_X)(y - \mu_Y)f(x, y), \text{ se } X \text{ e } Y \text{ são variável discretas e;} \quad (63)$$

$$COV(X, Y) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu_X)(y - \mu_Y)f(x, y)dxdy, \text{ se } X \text{ e } Y \text{ são contínuas.} \quad (64)$$

2.3.5 Autocorrelação

A autocorrelação é a correlação de uma variável com ela mesmo, ao longo de um espaço. Considerando uma variável aleatória x_t que varia ao longo do tempo t , considerando um deslocamento temporal f a sua autocorrelação ρ poderia ser definida como:

$$\rho = \frac{\mu[(x_t - \mu_X)(x_{t+f} - \mu_X)]}{\sigma_X^2} \quad (65)$$

2.3.6 Distribuições de Probabilidades

Uma distribuição de probabilidades é uma função que define a probabilidade de ocorrência de uma saída x em torno de uma função $X(s)$, o que pode ser descrita no caso de variáveis discretas como:

$$P[X = x] = f(x). \quad (66)$$

Onde P é a probabilidade e a função $f(x)$ é denominada função de densidade de probabilidades. No caso das variáveis contínuas, há de se definir um intervalo para determinação das probabilidades, desta forma a equação 66 é rescrita:

$$P[x < X \leq x + dx] = f(x)dx. \quad (67)$$

A partir da equação 67 pode-se inferir que a probabilidade de ocorrência de um valor x , no caso das variáveis contínuas, é um conjunto de valores, desta forma, a probabilidade é obtida pela integral, com limites definidos por a e b , ou seja:

$$P[a < X \leq b] = \int_a^b f(x)dx. \quad (68)$$

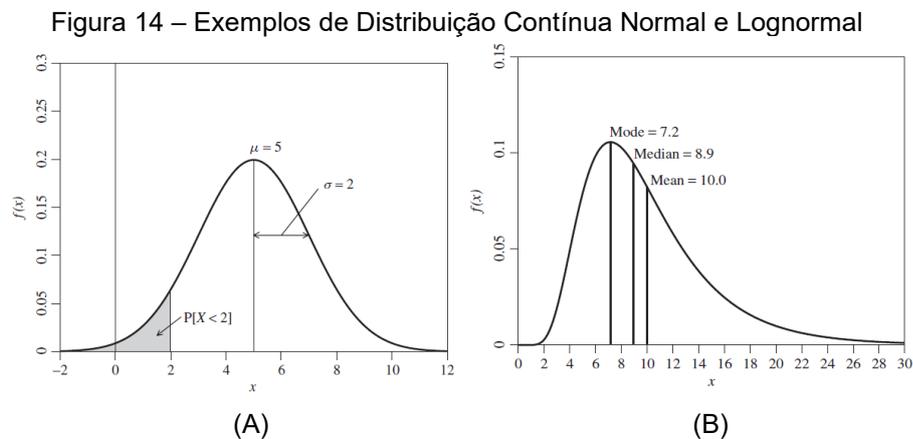
Fenômenos naturais ocorrem com comportamentos probabilísticos que possuem algum grau de semelhança. Para as distribuições baseadas em variáveis discretas, principais as distribuições são (FENTON e GRIFFITHS, 2008):

- Bernoulli;
- Binomial;
- Geométrica;
- Binomial Negativa;
- Poisson;
- Exponencial;
- Gamma.

Segundo Fenton e Griffiths (2008), nas práticas de engenharia, as distribuições contínuas de probabilidade mais comuns são:

- Exponencial;
- Gamma;
- Uniforme;
- Weibull;
- Rayleigh;
- Normal;
- Lognormal.

Muitas das distribuições de probabilidades podem assumir probabilidades tanto para resultados positivos, como negativos, como por exemplo a distribuição normal apresentada na Figura 14a. Por outro lado, existem distribuições que podem assumir apenas valores positivos, como por exemplo a distribuição lognormal apresentada na Figura 14B.



Fonte: FENTON e GRIFFITHS, 2008

Em parâmetros de solo, as distribuições normais não são as mais indicadas, porque naturalmente os solos não apresentam parâmetros negativos, portanto, prefere-se a utilização de distribuições de probabilidades que retornem valores positivos, tais como a Lognormal (FENTON e GRIFFITHS, 2008).

2.3.7 Estimação e Intervalos de Confiança para a Média

Segundo Barbetta *et al.* (2010) um estimador é uma variável aleatória que pode assumir valores segundo uma distribuição de probabilidades, quando o estimador assume um determinado valor é denominado de estimativa.

Usando as distribuições amostrais, é possível avaliar probabilisticamente o erro que se está cometendo por se utilizar uma estimativa e não toda a população - o erro amostral, que é caracterizado através de intervalos de confiança (BARBETTA *et al.*, 2010).

Observada efetivamente a amostra, e chamando de μ a média aritmética dos dados, podemos definir um intervalo de confiança para μ , com nível de confiança γ , por:

$$IC(\mu, \gamma) = \mu \pm er \quad \text{com} \quad e = z_\gamma \frac{\sigma_x}{\sqrt{n}} \quad (69)$$

Onde z_γ é o valor da área da densidade de probabilidades, para o intervalo de confiança adotado, em uma distribuição normal padronizada ($z_\gamma = 1,96$ para IC=95% e $z_\gamma = 2,576$ para IC=99%, por exemplo).

2.3.8 Teste de Kolmogorov-Smirnov (Teste K-S)

Segundo Barbetta *et al.* (2010) o teste de Kolmogorov-Smirnov é uma ferramenta poderosa para avaliar a aderência de um conjunto de valores em relação a uma distribuição de probabilidades.

O procedimento para realizar o teste é (BARBETTA *et al.*, 2010):

1. Definimos $S(x)$ para cada valor x_i ($i = 1, 2, n$) como:

$$S(x_i) = \frac{\text{número de valores} \leq x_i}{n}$$

onde n é o tamanho da amostra e x_i é um valor qualquer da amostra;

2. Obtemos, para cada valor x_i ($i = 1, 2, n$), os valores teóricos $F(x_i)$, calculados pela função de distribuição acumulada $F(x)$;
3. Verificamos a discrepância entre $S(x)$ e $F(x)$ através das diferenças
 - a. absolutas entre $F(x_i)$, e $S(x_i)$, para $i = 1, 2, \dots, n$;
4. Calculamos a estatística de teste, D , em termos da amostra em análise:

$$d = \max_i \{|F(x_i) - S(x_i)|, |F(x_i) - S(x_i)|\}$$

5. Uma vez identificada a distância máxima d (valor de D para a particular amostra em análise), comparamos seu valor com um valor tabelado, d_c , de acordo com o nível de significância α e do tamanho n da amostra;
6. Por fim, aplica-se a regra de decisão:
 - $d < d_c$ = há aderência à distribuição especificada;
 - $d > d_c$ = não há aderência à distribuição especificada.

2.3.9 Teste de Anderson-Darling (Teste AD)

Segundo Ferreira, Souza e Silva (2013) o teste de Anderson-Darling é um teste estatístico utilizado para verificar se um conjunto de dados é proveniente de uma determinada distribuição de probabilidades.

Trata-se de um teste de hipóteses, onde:

- H0: os dados seguem uma distribuição de probabilidade normal;
- H1: os dados não seguem uma distribuição de probabilidade normal.

A estatística do teste é dada por (adaptado de ANDERSON, 2011):

$$AD = -n - \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n (2j - 1) [\log u_{(j)} + \log (1 - u_{(n-j+1)})] \quad (70)$$

Segundo Ferreira, Souza e Silva (2013), para pequenas amostras ($n \leq 200$), o valor de AD deve ser ajustado para:

$$AD_{Ajustado} = AD \left(1 + \frac{0,75}{n} + \frac{2,25}{n^2} \right) \quad (71)$$

O nível de significância p é estimado por (FERREIRA, SOUZA E SILVA, 2013):

- se $AD_{Ajustado} \geq 0,6$; $p = \exp(1,2937 - 5,709(AD_{Ajustado}) + 0,0186(AD_{Ajustado})^2)$
- se $0,34 < AD_{Ajustado} < 0,6$; $p = \exp(0,9177 - 4,279(AD_{Ajustado}) - 1,38(AD_{Ajustado})^2)$;

- se $0,2 < AD_{Ajustado} < 0,34$; $p = 1 - \exp(-8,318 + 42,796(AD_{Ajustado}) - 59,938(AD_{Ajustado})^2)$;
- se $AD_{Ajustado} \leq 0,2$; $p = 1 - \exp(-13,436 + 101,14(AD_{Ajustado}) - 223,73(AD_{Ajustado})^2)$.

2.4 CARACTERIZAÇÃO DA VARIABILIDADE DOS SOLOS

A caracterização da variabilidade geotécnica necessita de um conjunto de dados adequados para análise do comportamento da variável de interesse, tanto da direção horizontal como vertical. De forma geral, amostras indeformadas para a definição de parâmetros costumam ser coletadas apenas em pontos específicos, por questão de custos de amostragem e também de viabilidade de acesso. Nesse sentido, ensaios de campo os quais apresentam medidas contínuas ao longo da profundidade, como ensaio de piezocone, tem sido utilizados para caracterização da variabilidade local. De acordo com Saldado *et al.* (2015) ensaios de piezocone podem ser utilizados pois proporcionam uma quantidade de dados substancial ao longo do perfil vertical o que permite o estabelecimento de relações confiáveis e minimiza potenciais vieses em aplicações estatísticas e probabilísticas. Uma breve revisão dos principais ensaios utilizados na presente pesquisa para identificação da variabilidade inerente do material é apresentada na sequência.

2.4.1 Ensaios de Campo

2.4.1.1 Ensaio de Cone (CPT) e Piezocone (CPTu)

O ensaio de cone, ou ainda *Cone Penetration Test* (CPT) e piezocone (CPTu), é uma das ferramentas mais importantes para investigação geotécnica. Suas primeiras utilizações são datadas de 1930, na Holanda (Schnaid e Odebrecht, 2012).

O ensaio consiste na cravação, no solo, de uma ponteira cônica seguida por uma luva (Figura 15), com velocidade constante e padronizada. À medida que o cone é cravado são registrados, por células de carga, os esforços necessários à cravação da ponta cônica (q_c) e da luva (f_s). No caso do ensaio CPTu, adicionalmente, são registrados os valores de poropressão (u_2).

Figura 15 – Cone CPT e CPTu



Fonte: Adaptado de Schnaid e Odebretch, 2012.

Procedimentos de execução dos ensaios (CPT e CPTu) podem ser consultados na norma D5778 – *Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils* da ASTM (2020). No Brasil, a normativa vigente é a NBR ISO 22476-12 (ABNT, 2023). A versão brasileira atual contempla apenas o ensaio CPT, não havendo descrição da parcela piezométrica do ensaio.

Considerando algumas hipóteses simplificadoras, com os resultados dos ensaios, medidas q_c , f_s e u_2 e derivadas, é possível estimar alguns parâmetros geotécnicos com qualidade aceitável. O Quadro 2 apresenta as potencialidades do CPT e do CPTu.

Quadro 2 – Potencialidades do CPT e CPTu

Parametro	Potencialidade	
	CPT	CPTu
Perfil do Solo	Alta	Alta
Estrutura do Solo	Alta	Moderada à Alta
História de Tensões	Baixa	Moderada à Alta
Varição das Espacial das Propriedades mecanicas	Alta	Alta
Propriedades Mecanicas	Moderada à Alta	Moderada à Alta
Características de Adensamento	-	Alta
Condições de Nivel de Água	-	Alta
Potencial de Liquefação	Moderada	Alta

Fonte: Adaptado de Schnaid e Odebretch, 2012.

Observa-se a partir do quadro 3 que o ensaio apresenta boa estimativa para a variabilidade do solo. Este parâmetro serve para a determinação da escala de flutuação, que é comentada nas próximas seções.

Em relação aos parâmetros derivados, a partir das medidas diretas do ensaio pode-se obter, para materiais arenosos, a densidade relativa (D_r), o ângulo de atrito interno (ϕ). Em solos argilosos é estimada a resistência ao cisalhamento não drenada

(Su), o histórico de tensões (OCR), e os coeficientes de adensamento (c_h e c_v). Parâmetros como módulos de deformabilidade (E, M e G_0), peso específico aparente (γ), estado de tensões in situ (K_0), resistência não drenada amolgada (S_{ur}) e sensibilidade (S_t) podem ser derivados indiretamente das leituras. Em Schnaid e Odebretch, (2012) podem ser consultadas as expressões básicas dos parâmetros derivados e demais correlações.

2.4.1.2 Ensaio Dilatométrico (DMT)

O ensaio dilatométrico consiste na penetração de uma lâmina de aço dotada de uma membrana de aço fina, que pode ser expandida para avaliar a pressão resistida pelo solo (Figura 16).

Figura 16 - Dilatômetro



Fonte: Adaptado de Schnaid e Odebretch, 2012.

Costuma-se utilizar o mesmo sistema de hastes de cravação do ensaio de piezocone para inserção da lâmina DMT na profundidade de interesse. Nesse sentido, as recomendações da ASTM (2020) são utilizadas nos procedimentos para inserção da lamina. Durante a cravação da lâmina são registradas as medidas de resistência a penetração. Na profundidade de interesse a membrana é expandida e são medidas pressões de expansão para diferentes deslocamentos da sonda: P_0 para um deslocamento da sonda de x , P_1 para um deslocamento da sonda em y . A partir

destes dados é possível estimar os valores de empuxo no repouso do solo (k_0), módulo de elasticidade (E), razão de pre-adensamento (OCR), resistência não drenada (S_u) e ângulo de atrito interno das areias (ϕ).

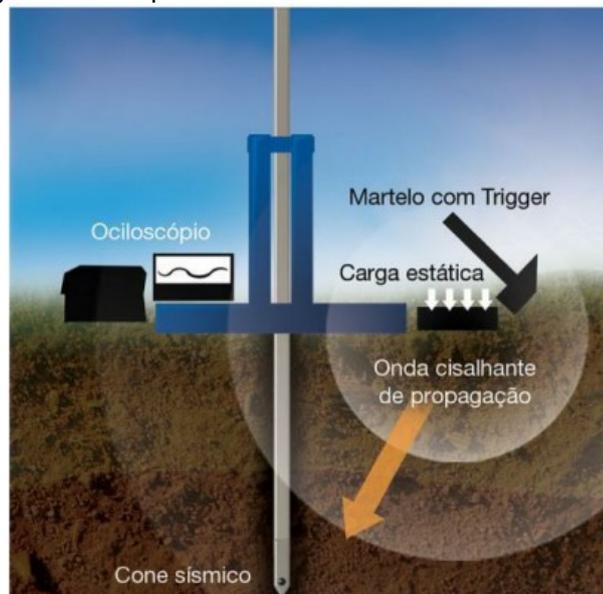
A principal medida apresentada no ensaio é o módulo dilatométrico (E_d), obtido a partir de duas leituras de pressão registradas nos pontos de análise (P_0 e P_1). Como limitação, destaca-se que o ensaio não apresenta medidas contínuas do módulo, mas a cada profundidade de execução.

Os ensaios com expansão da membrana normalmente são efetuados em um espaçamento mínimo de 20cm (Schnaid e Odebretch, 2012), evitando sobreposição de áreas já amolgadas pela execução da expansão anterior. Mais informações sobre este ensaio podem ser obtidas em Schnaid e Odebretch (2012).

2.4.1.3 Ensaio de Ondas Sísmicas

O ensaio sísmico consiste na geração de uma onda cisalhante na superfície de um maciço de solo e a captura dessa onda a uma determinada profundidade no maciço (Figura 17).

Figura 17 – Esquema de Ensaio Sísmico SCPT ou SCPTu



Fonte: Adaptado de Schnaid e Odebretch, 2012.

Quando o sensor é posicionado em furos pré-executados no maciço é conhecido por *Downhole*. Quando o Sensor é acoplado ao CPT ou ao CPTu, o ensaio

passa a se denominar SCPT e SCPTu, respectivamente. Análogo ao SCPT e ao SCPTu, quando acoplado ao DMT, denomina-se SDMT.

No ensaio mede-se o tempo de chegada da onda cisalhante em cada sensor. A partir do resultado de dois sensores determina-se a velocidade da onda cisalhante (V_s). O principal dado adquirido a partir deste ensaio é o valor do módulo cisalhante (G_0), determinado a partir da equação 70.

$$G_0 = \rho x V_s^2 \quad (72)$$

Onde ρ é o valor da densidade do solo.

2.5 CAMPOS ALEATÓRIOS

A teoria de campos aleatórios busca modelar padrões de variabilidade complexos, aonde métodos determinísticos se tornam ineficientes e a estatística convencional, insuficiente. Um modelo de campo aleatório ideal deve representar as características de um fenômeno aleatório complexo utilizando parâmetros experimentalmente acessíveis (VANMARCKE, 1983).

A aplicação da teoria de campos randômicos a questões geotécnicas é baseada na suposição de que a variável espacial de interesse, é derivada de um processo aleatório. No entanto, os valores de média e desvio padrão não são suficientes para a caracterização da variabilidade espacial (BAECHER, CRISTIAN, 2003).

Segundo Fenton e Griffiths (2008), para simplificar o problema, algumas considerações podem ser feitas:

- Processo Gaussiano: Em um ponto qualquer, a distribuição de probabilidades é normal, regida por uma média e uma matriz de covariância;
- Homogeneidade Estacionária: a função de densidade de probabilidades independe da posição espacial global, dependendo apenas da distância relativa entre os pontos, sendo que a média e variância permanecem constantes no espaço global;

- Isotropia: a correlação entre dois pontos distintos depende apenas entre a distância entre eles, não sendo considerada a rotação entre os mesmos.

Sob as suposições simplificadoras de que o campo aleatório é gaussiano e possui Homogeneidade estacionária, são necessárias três coisas para caracterizar o campo aleatório (FENTON e GRIFFITHS, 2008):

- A média do campo μ_X ;
- A variância do campo σ^2_X ;
- Como o campo varia no espaço.

A forma com que o campo varia no espaço é denominada escala de flutuação, também denominada como comprimento de correlação ou ainda de distância de autocorrelação.

Alguns métodos para determinação da escala de flutuação são descritos a seguir:

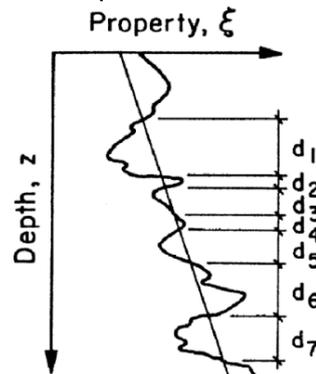
- Método Expedito de Vanmarcke (MEV);
- Integração da função de Autocorrelação da Amostra (IAA);
- Adequação do Modelo de Autocorrelação (AMA).

2.5.1 Métodos para Determinação da Escala de Flutuação

2.5.1.1 Método Expedito de Vanmarcke (MEV)

No Método Expedito de Vanmarcke parte-se do pressuposto que a escala de flutuação pode ser correlacionada com a linha de tendência, referente à variação do parâmetro de análise ao longo do perfil de solo (Figura 18). A estimativa da escala de flutuação se dá pela avaliação da distância de cruzamento entre a linha de tendência e os resultados obtidos pelo ensaio.

Figura 18 – Princípio do Método de Vanmarcke



Fonte: Kenarsari, Chenari e Eslami (2013).

Para a determinação do valor da escala de flutuação utilizando o MEV, a partir da resistência dos ensaios de cone, Kenarsari, Chenari e Eslami (2013) propuseram as equações 71 e 72:

$$d = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n d_i \quad (73)$$

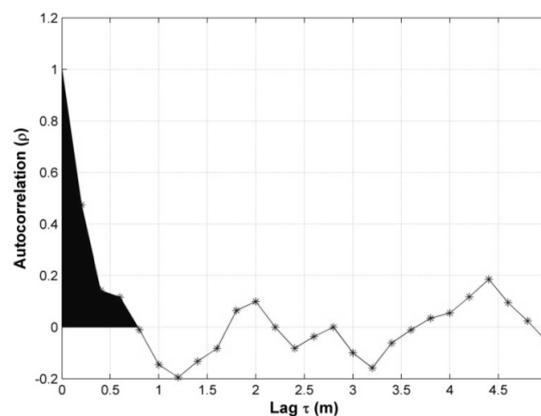
$$\theta = \sqrt{\frac{2}{\pi}} d \quad (74)$$

Onde d é a distância média de cruzamento e θ é o valor da escala de flutuação.

2.5.1.2 Integração da função de Autocorrelação da Amostra (IAA)

O método de integração da função de autocorrelação da amostra (IAA) consiste em calcular a área positiva abaixo da curva gerada no gráfico dos valores de autocorrelação (Figura 19) da variável, em função do espaço.

Figura 19 – Área Considerada no Método IAA



Fonte: Kenarsari, Chenari e Eslami (2013).

De acordo com o exposto na Figura 19, a equação para a determinação da escala de flutuação pelo IAA pode ser escrita como (Kenarsari, Chenari e Eslami, 2013):

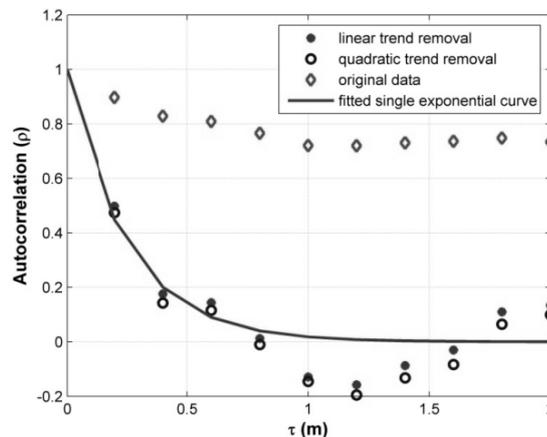
$$\theta = 2 \int_0^{+\infty} \rho d\tau \quad (75)$$

Onde τ é a distância de separação entre os valores de autocorrelação.

2.5.1.3 Adequação do Modelo de Autocorrelação (AMA)

O método de adequação do modelo de autocorrelação consiste em utilizar funções teóricas que se adequem ao comportamento da função de autocorrelação dos dados (Figura 20).

Figura 20 – Adequação de Funções Teóricas pelo Método AMA



Fonte: Kenarsari, Chenari e Eslami (2013).

Segundo levantamentos feitos por Cami *et al.* (2020) a função mais utilizada para a aproximação é a exponencial (48% dos casos analisados naquele artigo), contudo, segundo os autores, é observado na literatura o uso de outras equações, como a cosseno exponencial, Markov de Segunda ordem e Exponencial Quadrática.

2.5.1.4 Valores Típicos para Escala de Flutuação

Na literatura são encontrados alguns valores de referência para a escala de flutuação, tanto vertical quanto horizontal considerando diferentes tipos de solo. O

Quadro 3 apresenta alguns valores característicos para escalas de flutuação. No que tange a variação na profundidade, os valores variam de 0,1 metros a 12 metros, enquanto que na horizontal variam de 14 metros a 170 metros.

Observa-se que os valores horizontais são, na maioria dos casos, maiores que os verticais, o que é esperado para os solos residuais e depósitos, por possuírem a mesma época e formação em suas camadas horizontais.

Quadro 3 – Valores Típicos de Escala de Flutuação

Parâmetro	Tipo de Solo	Método de Teste	Escala de Flutuação Horizontal (m)	Escala de Flutuação Vertical (m)
Coessão Não Drenada (s_u)	Argila	Laboratório	-	0,8-8,6
Coessão Não Drenada (s_u)	Argila	VST	46,0-60,0	2,0-6,2
Resistencia de Ponta (q_c)	Areia, Argila	CPT	3,0-80,0	0,1-3,0
Resistencia de Ponta (q_c)	Solos Marinhos	CPT	14,0-38,0	0,3-0,4
$1/(q_c)$	Aluvião	CPT	-	0,1-2,6
Resistencia de Ponta Corrigida (q_{t_c})	Argila	CPTU	23,0-66,0	0,2-0,5
Varição da Resistencia de Ponta	Comportamento Coesivo	CPT	-	0,1-0,6
Varição da Resistencia de Ponta	Comportamento Coesivo - Friccional	CPT	-	0,3-1,0
Varição da Resistencia de Ponta	Comportamento Friccional	CPT	-	0,4-1,1
Fricção da Luva (f_s)	Areia	CPT	-	1,3
Fricção da Luva (f_s)	Solos Depositados	CPT	-	0,3-0,4
Razão de Atrito Normalizada (f_r)	Comportamento Coesivo	CPT	-	0,1-0,5
Razão de Atrito Normalizada (f_r)	Comportamento Coesivo - Friccional	CPT	-	0,1-0,6
Razão de Atrito Normalizada (f_r)	Comportamento Friccional	CPT	-	0,2-0,6
Índice de Classificação de Solos (I_c)	Comportamento Coesivo	CPT	-	0,2-0,5
Índice de Classificação de Solos (I_c)	Comportamento Coesivo - Friccional	CPT	-	0,6
Índice de Classificação de Solos (I_c)	Comportamento Friccional	CPT	-	0,3-1,2
Número de Golpes SPT (N_{spt})	Areia	SPT	-	2,4
Teor de Umidade (w)	Argiloso, bem graduado	Laboratório	170,0	1,6-12,7
Limite de Liquidez	Argiloso, bem graduado	Laboratório	-	1,6-8,7
Densidade Submersa (γ_{sub})	Argila	Laboratório	-	1,6
Densidade Natural (γ_{nat})	Argiloso, bem graduado	Laboratório	-	2,4-7,9
Índice de Vazios (e)	Silte Orgânico	Laboratório	-	3
Tensão de Pré-Adensamento (σ'_p)	Silte Orgânico	Laboratório	180,0	0,6
Módulo de Reação (k_s)	Areia Seca	Ensaio de Placa	0,3	-
Logaritmo da Densidade Relativa $\ln(D_r)$	Areia	SPT	67	3,7
Porosidade (n)	Areia	-	3,3	6,5

Fonte: Adaptado de Uzielli et. Al (2006).

2.5.2 Métodos para Geração dos Campos Aleatórios

Segundo Fenton e Griffiths (2008) existem diferentes algoritmos geradores de campos aleatórios disponíveis, sendo os mais comuns:

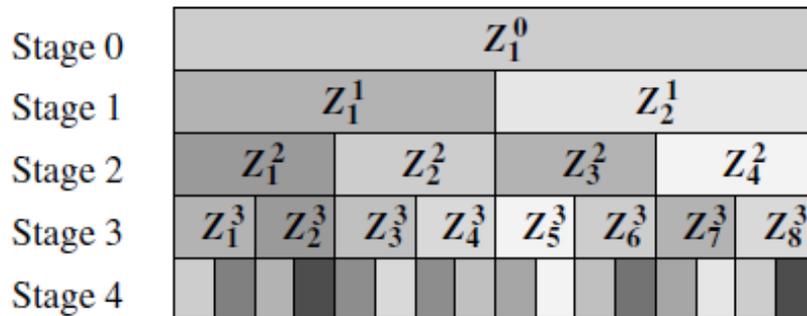
- Métodos de média móvel (MA);
- Decomposição da matriz de covariância;
- Método de transformada discreta de Fourier (DFT);
- Método de transformação rápida de Fourier (FFT);
- Método de bandas giratórias (TBM);
- Método de subdivisão média local (LAS).

O método de subdivisão média local (LAS) é um método rápido e geralmente preciso de produzir processo aleatório discreto de “média local” (FENTON e GRIFFITHS, 2008). Neste trabalho, o método a ser utilizado para criação dos campos randômicos é o LAS.

Estudos iniciais do LAS avaliaram que a variabilidade espacial, quando ignorada, ou seja, adotando-se correlação perfeita, não necessariamente resultavam em estimativas conservadoras da probabilidade de falha. Mais tarde, Griffiths *et al.* (2009) estudaram a influência da variabilidade espacial dos solos com mais precisão, tornando o método viável (ALLAHVERDIZADEH *et al.*, 2015).

Um modelo LAS pode possuir de 1 a 3 dimensões. Cada elemento criado no método LAS possui uma média local discreta, o que dá liberdade da malha ser refinada infinitamente, sem perder precisão estatística, conforme pode ser exemplificado na Figura 21, onde Z representa o conjunto estatístico formado pela média e variância.

Figura 21 – Geração de Campos Aleatórios pelo LAS em 1 Dimensão



Fonte: Fenton e Griffiths, 2008

Um algoritmo típico para subdivisão pelo método LAS, em 1 dimensão, consiste nos seguintes passos (exemplo da Figura 21):

1. Gerar a média Z_1^0 ;
2. A partir da média Z_1^0 duas novas células são geradas, cuja as médias e as variâncias obedecem ao seguinte critério:
 - Possuem variância obtida pelo método LAS;
 - Possuem correlação de acordo com a escala de flutuação;
 - Possuem a mesma média da célula original $((Z_1^1 + Z_2^1)/2 = Z_1^0)$;
3. O processo é repetido para as células Z_3^2 e Z_4^2 , e assim sucessivamente, até que sejam atingido o número de elementos necessários para a solução do problema.

Para o problema em 3 dimensões, cada célula é dividida em 8 novas células, seguindo o mesmo procedimento, como um paralelepípedo dividido em 4 volumes simétricos, cuja a equação que representa o processo é dada por:

$$Z_s^{i+1} = \sum_{l=1}^{27} A_{ls} Z_l^i + \sum_{r=1}^S L_{sr} U_r \quad \text{com } S= 1,2,3 \dots 7 \quad (76)$$

Onde U é o vetor randômico e A e L são matrizes de covariância definidas pelas equações 75 e 76:

$$A = R^{-1}S \quad (77)$$

$$LL^T = B - S^T A \quad (78)$$

Com:

$$R = E[Z^I Z^{I^T}] \quad (79)$$

$$S = E[Z^I Z^{I+1^T}] \quad (80)$$

$$B = E[Z^{I+1} Z^{I+1^T}] \quad (81)$$

Tendo a média e a variância definidas nas seções anteriores, para a utilização do LAS, faz-se necessário à definição da função que caracteriza a rapidez com que o campo varia no espaço, chamada de função de correlação espacial. O modelo exponencial de Markov apresentado na equação 80 pode ser utilizado para representar a função de correlação espacial em n dimensões.

$$\rho(\tau) = \sigma^2 \exp\left\{-\frac{2|\tau|}{\theta}\right\} \quad (82)$$

Onde τ é o vetor de distância, θ é a escala de flutuação observada em uma determinada dimensão.

Observa-se que o caso apresentado na equação 73 é relativo a um material isotrópico nas três dimensões, ou seja, $\theta_1 = \theta_2 = \theta_3$. No caso de escalas de flutuação distintas para as diferentes dimensões, a equação 80 pode ser reescrita como:

$$\rho(\tau) = \sigma^2 \exp\left\{-\sqrt{\left(\frac{2|\tau_1|}{\theta_1}\right)^2 + \dots + \left(\frac{2|\tau_n|}{\theta_n}\right)^2}\right\} \quad (83)$$

Mais informações sobre a geração dos campos aleatórios pelo método LAS podem ser obtidas em Fenton e Griffiths (2008).

2.5.3 Método de Monte Carlo

O método de Monte Carlo é o nome dado a uma simulação esta estatística que envolve a utilização de números aleatórios. Trata-se de uma técnica capaz de resolver problemas complexos, que não impõe limites de variáveis ou complexidade do modelo (BECK, 2023). Segundo Beck (2019), em termos de análise estrutural, o método de simulação de Monte Carlo consiste em testar a estrutura para todas as combinações possíveis de resistências e ações, sendo estas simulações fruto de variáveis aleatórias e/ou processos estocásticos.

O método de Monte Carlo pode ser utilizado também para estimar valores de resposta baseados no valor médio do parâmetro de interesse obtido de todas as simulações (FENTON e GRIFFITHS, 2008 p.238).

No método de Monte Carlo o resultado da análise se aproxima da exatidão à medida que a quantidade de simulações se aproxima do infinito (BECK, 2019). Como não é possível realizar infinitas simulações se faz necessário um parâmetro de parada para estimar o número de simulações necessárias. Neste contexto, segundo Fenton e Griffiths (2008), é possível determinar um número mínimo de simulações com base no erro tolerável e intervalo de confiança aceitável para a variância observada da análise.

A Equação 82 apresentada por Fenton e Griffiths (2008) determina o número mínimo de simulações quando pretende-se estimar um valor médio:

$$n = \left(\frac{z_{\alpha/2} \sigma}{e} \right)^2 \quad (84)$$

Onde n é o número mínimo de simulações necessárias, $z_{\alpha/2} \sigma$ é a probabilidade de uma distribuição normal padrão (intervalo de confiança), e é o erro aceitável.

2.5.4 Random Finite Element Method (RFEM)

Métodos probabilísticos têm sido usados na análise de estabilidade de taludes desde 1970 (ALLAHVERDIZADEH *et al.*, 2015). A partir do início dos anos 90, um novo método chamado *Random Finite Element Method* (RFEM) proposto por Fenton e Griffiths (1990), que combina a teoria de campos aleatórios e o método dos elementos finitos, foi desenvolvido para uso em engenharia geotécnica probabilística, sendo aplicado a várias áreas da engenharia geotécnica (ALLAHVERDIZADEH *et al.*, 2015).

Usualmente a engenharia geotécnica opta pela utilização de valores médios para os parâmetros dos solos e rochas, sendo amplamente utilizado tanto para cálculos clássicos de mecânica dos solos quanto para cálculos efetuados por meio de elementos finitos, uma vez que valores determinísticos reais e discretizados espacialmente seriam demasiadamente caros de se obter, dado que a característica do solo varia ponto a ponto (Fenton e Griffiths, 2007). Segundo Fenton e Griffiths

(2007), o MEF é o método ideal para modelar materiais com propriedades variando espacialmente.

Considerando o âmbito da geotecnia, o RFEM pode ser entendido de duas maneiras, a primeira onde as propriedades estatísticas podem ser incorporadas diretamente nas equações dos elementos finitos e a segunda é onde análises múltiplas (Simulação de Monte Carlo) são realizadas. No caso da segunda hipótese, cada análise resulta de um conjunto de propriedades do solo, tratado como um campo aleatório multidimensional (Fenton e Griffiths, 2007).

Neste trabalho o método RFEM foi utilizado, realizando simulações de estacas carregadas lateralmente, embutidas em um maciço de solo discretizado, com parâmetros de solo variando espacialmente por meio de do método de geração de campo LAS.

2.5.5 Campos Aleatórios – Aplicações em Geotecnia

A confiabilidade é amplamente estudada na engenharia de estruturas, contudo a engenharia geotécnica é diferente em muitos aspectos da engenharia de estruturas, o que torna necessária literatura específica para área (BAECHER e CRISTIAN, 2003). Atualmente a literatura relacionada ao assunto, como Fenton e Griffiths (2008) e Baecher e Cristian (2003), apresenta orientações a estudos nos mais diversos campos da geotecnia, incluso o caso de estacas submetidas a esforços transversais.

A seguir são apresentados alguns exemplos da literatura de aplicação dos métodos estocásticos na geotecnia.

2.5.5.1 Fluxo em Barragens

No que se refere o estudo de fluxo de barragens, Fenton e Griffiths (1996) utilizaram o método de simulação de Monte Carlo, considerando a permeabilidade do solo como campo aleatório de distribuição lognormal, chegando a valores aceitáveis para o fluxo médio de água que percola pela barragem.

Gui *et al.* (2000) avaliaram a percolação de água, utilizando campo aleatório de distribuição lognormal para a condutividade de água, com o objetivo de determinar

a linha freática para posterior análise de estabilidade de taludes. Concluiu-se que os métodos estocásticos apresentaram resultados mais satisfatórios na avaliação de riscos do que os métodos determinísticos.

Ahmed (2009) em seu estudo utilizando campo aleatório de distribuição lognormal para a condutividade de água concluiu que os resultados obtidos pelas soluções estocásticas apresentaram um fluxo menor que as soluções determinísticas, bem como uma linha freática mais baixa.

2.5.5.2 Aplicação em Taludes

Em Wang *et al.* (2020) é apresentada uma listagem de trabalhos, replicada no quadro 6, que utilizam campos aleatórios em aplicações de taludes, com ênfase para as aplicações utilizando softwares da metodologia RFEM, elaborados por Fenton e Griffiths (2008). Os trabalhos listados utilizam, geralmente, uma variável aleatória de resistência, com probabilidades de distribuição lognormal e função de autocorrelação exponencial.

Quadro 6 – Trabalhos sobre estabilidade de taludes utilizando campos aleatórios

Referencia	Método	Variáveis Aleatórias	Distribuição de Probabilidades	Função de Autocorrelação
Cheng <i>et al.</i>	RFDM	ϕ , c e cu	Lognormal	Quadrática
Mouyeaux <i>et al.</i>	SFEM	ϕ e c	Normal Truncada	Exponencial
Liu <i>et al.</i>	RFEM	cu	Lognormal	Quadrática
Luo & Bathurst	RFEM	Tan (ϕ)	Lognormal	Exponencial
Li <i>et al.</i>	RFEM	Su	Lognormal	Exponencial
Zhu <i>et al.</i>	RFEM	cu	Lognormal	Exponencial
Le	RFEM	Tan (ϕ) e c	Lognormal	Exponencial
Jiang <i>et al.</i>	RFEM	ϕ , c e cu	Lognormal	Quadrática
Ali <i>et al.</i>	RFEM	Ks	Lognormal	Exponencial
Huang <i>et al.</i>	RFEM	cu	Lognormal	Exponencial
Suchomel & Masin	RFEM	ϕ e c	Normal	Exponencial
Griffiths <i>et al.</i>	RFEM	cu	Lognormal	Exponencial
Griffiths & Fenton	RFEM	cu	Lognormal	Exponencial

Fonte: Adaptado de Wang *et al.* (2020).

2.5.5.3 Fundações Superficiais

A área de fundações superficiais possui uma grande diversidade de estudos probabilísticos, tanto para a determinação de deslocamentos, quanto para a avaliação da ruptura do solo. Foram consultados alguns dos trabalhos recentes, como o de Chwala e Zhang (2022), Wu *et al.* (2022), Chen (2022).

No trabalho de Chwala e Zhang (2022), um algoritmo foi desenvolvido para calcular a menor capacidade de suporte do solo, baseado em estados limites e simulações com variáveis aleatórias, tentando encontrar a pior trajetória de ruptura.

Em Wu *et al.* (2022) foram exploradas as variáveis aleatórias, no caso a resistência não drenada, para avaliar o caso de fundações offshore. 400 simulações foram efetuadas para comparar resultados determinísticos com estocásticos.

No trabalho Chen *et al.* (2022) foi utilizado o método RFEM para realizar simulações de Monte Carlo em uma sapata, e assim, ter uma avaliação estocástica da capacidade de suporte. A geração da malha foi efetuada pelo método LAS e o parâmetro utilizado para a variável aleatória foi a resistência não drenada, com distribuição lognormal.

2.5.5.4 Fundações Profundas

Alguns estudos foram feitos para estacas, em sua grande maioria relativos a estacas carregadas axialmente. Alguns artigos encontrados são comentados a seguir.

Griffiths *et al.* (2013) realizaram uma simulação de Monte Carlo com o auxílio do método RFEM, sendo o modelo representado por barras para estacas e molas para o solo. A variável utilizada para o campo aleatório foi o módulo de elasticidade. No estudo, foram feitas diversas simulações onde variou-se a escala de flutuação. Os autores observaram que, exceto a pequenas variações da escala de flutuação, a média e desvio padrão aumentam tal qual aumentou-se a escala de flutuação.

Gravani *et al.* (2020) utilizou um modelo unidimensional de estaca carregada axialmente. Neste modelo utilizou a variabilidade do solo ao longo da estaca, para determinar a profundidade ideal para retirada de amostras para laboratório, a fim de minimizar as incertezas na determinação da máxima carga resistente da estaca.

Cai *et al.* (2021) apresenta uma proposta para o dimensionamento de estacas carregadas axialmente em solo com comportamento variável. Seu modelo utiliza os

campos randômicos para determinar a extrapolação dos resultados de CPT de uma estaca para as demais estacas do bloco, avaliando assim a confiabilidade da previsão baseada em apenas um ensaio de cone.

Xiao-Ling *et al.* (2021) utilizaram campos aleatórios para analisar a probabilidade de falha de estacas carregadas lateralmente em solo argiloso não drenado com comportamento guiado por S_u , resistência não-drenada. Realizaram uma simulação de Monte Carlo, com a variável S_u dada como aleatória e com parâmetros estatísticos baseados na sua variabilidade espacial.

Zhang *et al.* (2021) utilizou o campo aleatório para determinar a probabilidade de falha de uma estaca carregada lateralmente, com método RFEM, através de barra aliada a molas cuja variável aleatória utilizada foi a resistência não drenada.

3 IMPLEMENTAÇÃO DE CAMPOS ALEATÓRIOS EM ESTACAS CARREGADAS LATERALMENTE

No presente capítulo é apresentada a estrutura metodológica utilizada para implementação de campos aleatórios para análise de estacas carregadas lateralmente. São contextualizados os softwares utilizados e as premissas para seleção dos estudos de caso considerados.

3.1 METODOLOGIA EMPREGADA

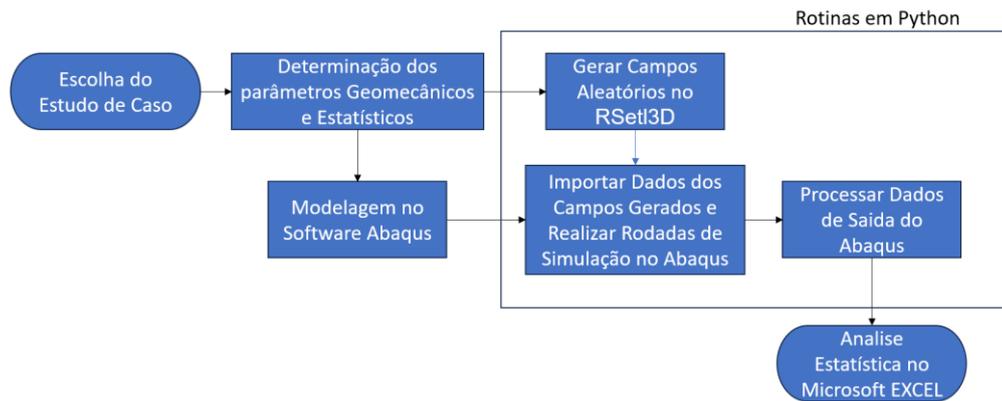
Visando aplicar a teoria de campos aleatórios para a previsão de deslocamentos horizontais em estacas transversalmente carregadas, o presente trabalho realiza um comparativo direto entre previsões e provas de carga, para avaliar a discrepância entre os valores determinados com o uso de campos aleatórios aliados ao MEF e resultados reais.

Dois estudos de caso de literatura foram utilizados no presente trabalho para implementação da teoria de campos aleatórios e análise de resultados. Ambas seções e modelos foram definidos após uma pesquisa em literatura. Nesse sentido, os trabalhos de Huang *et al.* (2001) e Born (2019) foram considerados representativos para realização das análises devido ao conjunto de dados apresentados pelos autores, principalmente a disponibilidade de ensaios para definição do perfil geotécnico e de dados de provas de carga.

Inicialmente os estudos de caso foram modelados, utilizando modelos em MEF discretos, com o auxílio do software PyPile® (desenvolvido por *Young Technology*) e modelos análogos a meios contínuos em MEF, com o auxílio do software ABAQUS® (desenvolvido por *Dassault Systèmes*), para avaliar a aplicabilidade dos métodos e para a calibração dos modelos.

A avaliação pelo método RFEM foi realizada através de um conjunto de simulações utilizando campos aleatórios gerados pelo Software RSetl3D de Fenton e Griffiths (2008). As simulações para obtenção dos deslocamentos em cada simulação foram realizadas no software ABAQUS®. Cabe destacar que o software RSetl3D de Fenton e Griffiths (2008) foi utilizado somente para a geração dos campos aleatórios, a modelagem em elementos finitos foi realizada no software ABAQUS®.

Figura 22 – Diagrama de Análise dos Casos de Estudo



Fonte: Próprio Autor.

A importação dos campos aleatórios gerados no software RSetl3D para o software ABAQUS® e o processamento dos resultados das simulações foi realizado através de rotina programada em Python, procedimento similar ao realizado por Ziesmann (2023). Por fim, foi realizada uma análise estatística dos resultados, visando identificar o valor do esforço médio observado para um deslocamento imposto na estaca. A Figura 22 apresenta de forma gráfica os passos realizados no trabalho para cada estudo de caso.

Nos próximos itens são detalhados aspectos pertinentes a implementação da teoria de campos aleatórios para análise de fundações carregadas lateralmente.

3.2 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE PROJETO

3.2.1 Parâmetros determinísticos

Para os parâmetros determinísticos foram utilizados, sempre que possível, ensaios de campo e laboratório apresentados nas referências dos estudos de caso, evitando o uso de correlações e parâmetros de referência.

Nos casos onde não haviam ensaios disponíveis, optou-se pelo uso de valores de referência da literatura, apresentados no quadro abaixo:

Quadro 4 – Referencias Utilizadas Para determinação de Parâmetros Geotécnicos

Tipo de Solo	Indice de Vazios (-)	Teor de umidade em Estado Natural (%)	Peso específico Seco (kN/m ³)	Permeabilidade (m/s)
Areia fofa ou solta	0,8	30	14,5	10 e-3 a 10 e-5
Areia Compacta	0,45	16	18	10 e-3 a 10 e-5
Areia Siltosa fofa	0,62	25	16	10 e -5 a 10 e-7
Areia Siltosa Compacta	0,4	15	19	10 e -5 a 10 e-7
Argila Rija	0,6	21	17	10-7 a 10-9
Argila Mole	0,9 a 1,4	30 a 50	11,5-14,5	10-7 a 10-9
Argila Organica Mole	2,5 a 3,2	90 a 120	6 a 8	10-7 a 10-9
<i>Referencias:</i>	<i>DAS, Braja (2011)</i>	<i>DAS, Braja (2011)</i>	<i>DAS, Braja (2011)</i>	<i>DAS, Braja (2011)</i>

Tipo de Solo	Poisson (-)	Densidade Relativa (%)	Ângulo de Atrito (°)	Resistencia Não Drenada (kPa)
Areia fofa ou solta	0,2	$Dr = \left[\frac{\left(\frac{Q_c}{Pa} \right)}{305} \right]^2$	$\varphi' = 33 + \{3[Dr(10 - \ln p') - 1]\}$	-
Areia Compacta	0,4			
Areia Siltosa fofa	0,3-0,5			
Areia Siltosa Compacta	0,3-0,5			
Argila Rija	0,1-0,5	-	-	$S_u = \frac{(q_c - \sigma_{v0})}{Nkt}$ Com $Nkt = 8$ a 16 .
Argila Mole				
Argila Organica Mole				
<i>Referencias:</i>	<i>Teixeira e Godoy (1996)</i>	<i>Kulhawy e Mayne (1990)</i>	<i>De Mello (1971)</i>	<i>Schnaid e Odebretch (2012).</i>

Fonte: Adaptado de Diversos Autores.

3.2.2 Parâmetros Estatísticos

O parâmetro escolhido como campo aleatório foi o módulo de elasticidade, por ser o principal parâmetro em uma análise tensão-deformação de acordo com o modelo constitutivo adotado, modelo elastoplástico com critério de plastificação de Mohr-Coulomb.

Para a determinação das médias e desvios padrões optou-se por utilizar os valores de módulo de elasticidade obtidos através da análise dos ensaios sísmicos fornecidos pelos artigos selecionados para os estudos de caso. Essa seleção foi realizada após modelagem inicial a qual demonstrou uma melhor concordância entre modelo e prova de carga, quando os módulos elásticos foram obtidos através da análise de ensaios sísmicos.

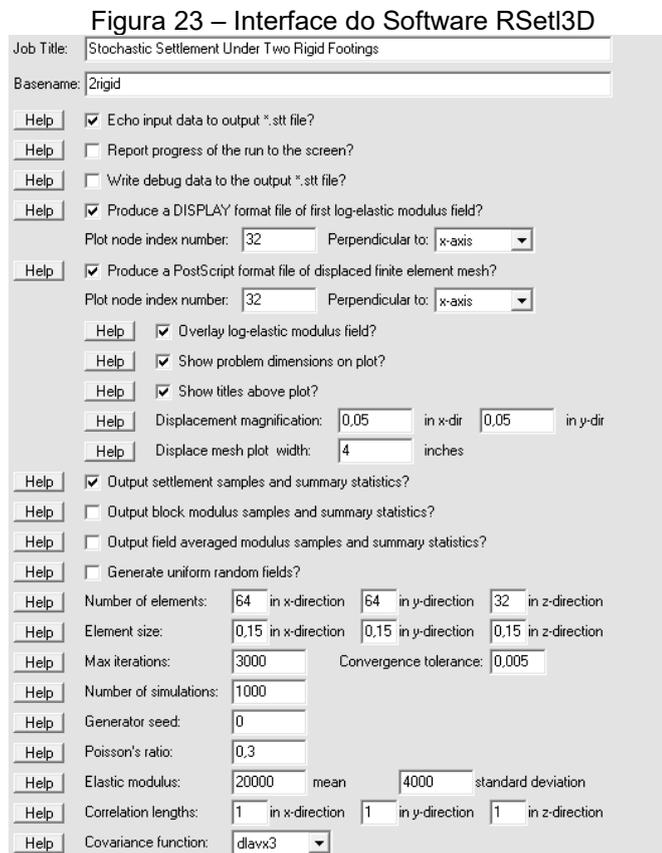
A determinação da escala de flutuação vertical foi efetuada com base nos ensaios CPT, CPTU, DMT SCPTu, auxiliada pelo software Microsoft Excel. Os valores foram estimados pelo método MEV e IAA, posteriormente, pelo método AMA. A equação utilizada para aproximação pelo método AMA foi a de Markov de Segunda Ordem, devido a limitação de equações disponíveis no software (RSetl3D) utilizado para a geração de campos aleatórios.

Para a escala de flutuação horizontal adotou-se o valor de 10 metros, conforme recomendações do software RSetl3D e em acordo com o recomendado na literatura (Quadro 3).

3.3 OBTENÇÃO DOS DADOS NO RSETL3D

A obtenção dos valores dos campos aleatórios foi efetuada no software RSetl3D de Fenton e Griffiths (2008).

O RSetl3D realiza simulação de recalque em sapatas, considerando o método LAS para geração dos campos em um maciço de solo tridimensional (3D). A Figura 23 apresenta a interface do software.



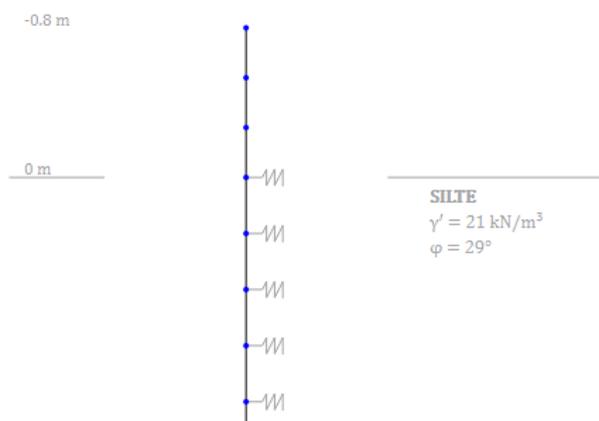
Fonte: Próprio Autor.

Embora o RSetl3D tenha o objetivo de trabalhar com fundações superficiais, é possível extrair os campos aleatórios gerados para um arquivo externo em formato de texto. Este arquivo é gerado com base nos dados de média, desvio padrão, escala de flutuação, semente e função de covariância selecionada (adotou-se Markov de 2° ordem), possibilitando o seu uso para outras finalidades, como por exemplo a implementação em outro software para análise de estacas.

3.4 MODELAGEM NO SOFTWARE PYPILE®

Para uma primeira abordagem, cada estudo de caso foi modelado no software PyPile®, que realiza análises através de curvas $P - y$. É possível discretizar as camadas de solo com o auxílio do MEF, nativo no software, considerando a estaca como elemento de Barra e as camadas de solo como nós com vínculo elástico não linear (Figura 24), onde o coeficiente elástico é a curva $p - y$ estimada para a camada.

Figura 24 – Modelagem no PyPile®



Fonte: Próprio Autor

3.5 MODELAGEM NO SOFTWARE ABAQUS®

O ABAQUS® é um software baseado no método dos elementos finitos, com capacidade de executar análises lineares e não lineares. No software é possível modelar elementos de barra, placas e sólidos, em modelos totalmente tridimensionais ou em dimensões menores considerando eixos de simetria.

Para a representação do solo optou-se por modelo totalmente tridimensional (3D), sem eixos de simetria. Seguindo recomendações de Born (2015) e Faro (2014), adotou-se para limite do infinito nas laterais a distância de 30 diâmetros da estaca e

para o indeslocável na vertical, o valor de 15 metros abaixo do fim da estaca, conforme ilustrado na Figura 12.

Os elementos utilizados foram sólidos com 8 vértices, do tipo CAX8R para a estaca e CAX8P para o solo, sendo que a principal diferença é que no caso do CAX8P a poropressão é levada em consideração, caso haja presença de água. Para a interação entre a estaca e o solo foi utilizado o método de penalidade com valor de atrito de 0,3 nas laterais e para o fundo o tipo “*hard Contact*”. Controles para redução de integração e *hourglass* foram utilizados no modelo para evitar distorções excessivas no modelo.

O modelo constitutivo adotado foi o modelo elastoplástico com critério de plastificação de Mohr – Coulomb, pela disponibilidade de dados para parâmetros de entrada.

O campo aleatório foi gerado para o módulo de elasticidade em ambos os casos, com médias e desvio padrões obtidos dos ensaios sísmicos. O módulo de elasticidade foi escolhido após avaliação de sensibilidade, que consistiu em variar alguns parâmetros geomecânicos, tomando como base o modelo do estudo de caso 1.

Os outros dados de entrada para parâmetros de solo foram retirados dos trabalhos de referência ou correlações, conforme comentado anteriormente.

Para evitar problemas de convergência nas análises estocásticas, aplicou-se um deslocamento imposto de 25 mm na cabeça da estaca, valor este que a literatura converge como aceitável para os deslocamentos horizontais, conforme comentado em seções anteriores.

O modelo foi executado em 2 etapas, a primeira inicial geostática, onde são aplicadas as cargas iniciais e condições de contorno, e uma segunda, onde as cargas no topo da estaca são aplicadas gradualmente.

3.6 NUMERO DE SIMULAÇÕES

Para a determinação do número de simulações foi utilizada a equação 81 com erro de 5% e nível de confiança de 95%. Com base nestes valores chegou-se ao número total mínimo, de simulações para cada modelo, de 400 simulações. Todavia, foram executadas 1000 simulações para cada modelo e analisada a estabilização do

esforço médio para deslocar 25mm, valor considerado como nível de tolerância de deslocamentos horizontais.

3.7 CASOS SELECIONADOS

Para a implementação dos estudos foram utilizados dois casos da Literatura:

- **Estaca de concreto carregada lateralmente**, apresentada por Huang *et al.* (2001);
- **Estaca de aço vazada carregada lateralmente**, apresentada por Born (2019).

Os trabalhos utilizados foram selecionados pois apresentam dados suficientes tanto para discretização geométrica como para implementação de campos aleatório. Em especial, para a avaliação da seção do trabalho de Born (2019), o autor disponibilizou os dados da investigação geotécnica em planilhas eletrônicas. No caso do estudo de Huang *et al.* (2001) foram utilizados os dados e gráficos apresentados no trabalho de origem.

4 APLICAÇÕES DE CAMPOS ALEATORIOS EM ESTACAS CARREGADAS LATERALMENTE

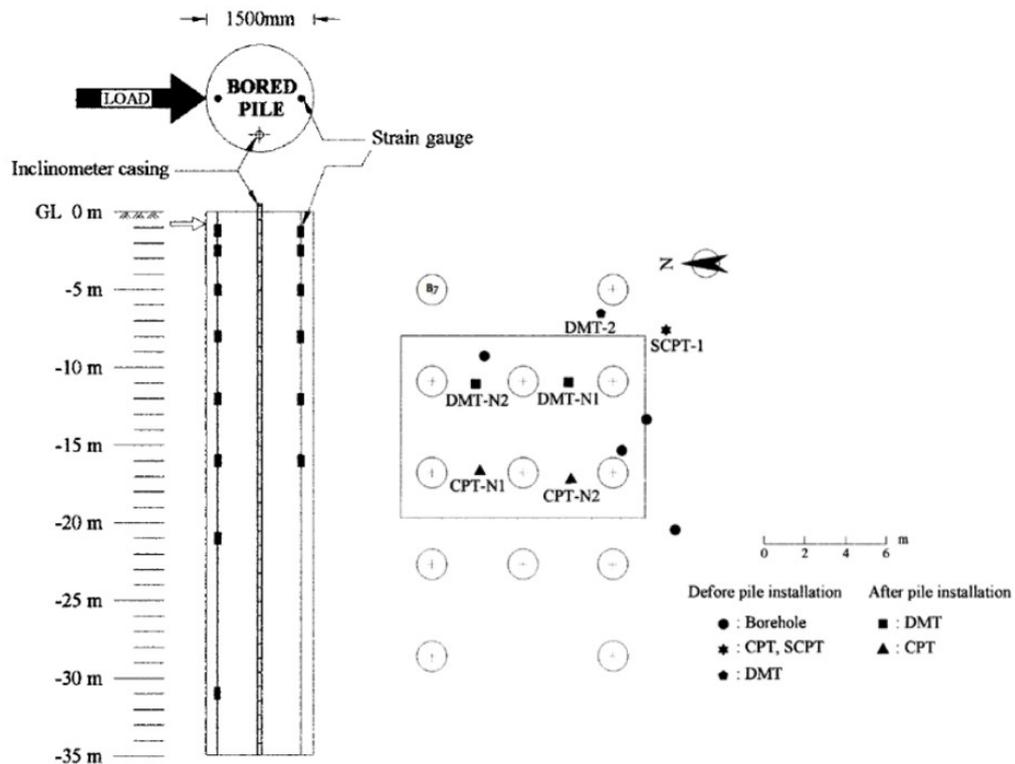
Neste capítulo são apresentados os resultados das implementações de campos aleatórios para análise dos deslocamentos laterais. Para o estudo de caso 1, baseado no trabalho de Huang *et al.* (2001) foram realizadas a modelagem inicial da estaca considerando campo homogêneo nos softwares PyPile e Abaqus. Na sequência foram realizadas análises considerando campos aleatórios e diferentes valores de escala de flutuação. Já para o trabalho de Born (2019), estudo de caso 2, após modelagem básica da seção nos referidos softwares foi realizada análise de campos aleatórios considerando o menor valor de escala de flutuação caracterizada pela análise estatística.

4.1 ESTUDO DE CASO 1 HUANG *ET AL.* (2001)

O ensaio de prova de carga monitorada, apresentado por Huang *et al.* (2001) foi realizado com o objetivo de avaliar a capacidade de carga de estacas submetidas a ações laterais, para estudos relacionados a trens de alta velocidade de Taiwan.

Para tanto foram cravadas estacas com diâmetros diversos, com e sem bloco de coroamento, no local de estudo. Embora no artigo base não há especificação clara do procedimento do ensaio das estacas, aparentemente trata-se de um ensaio cíclico. O presente trabalho irá avaliar as estacas do tipo “B7” do artigo base, escavadas com auxílio de lama bentonítica, tendo diâmetro de 1,5 metros (Figura 25).

Figura 25 – Planta de Localização e Detalhes da Estaca B7



Fonte: Adaptado de Huang *et. al.* (2001)

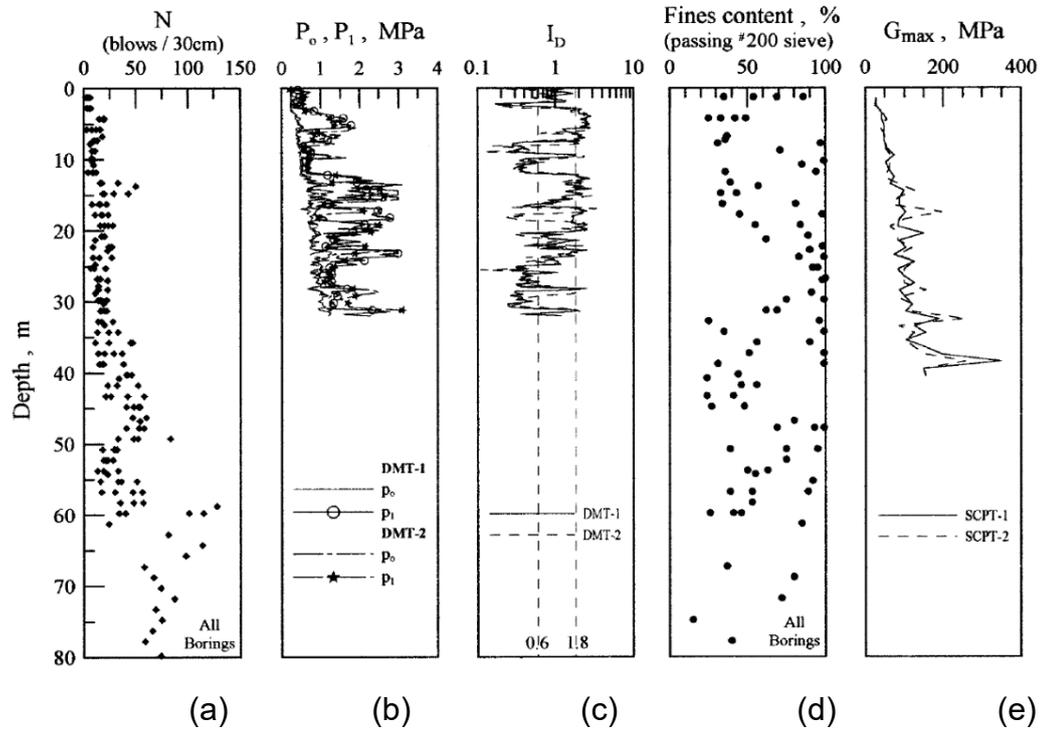
4.1.1 Caracterização do Local de Estudo

O local de estudo está situado do meio da planície sudoeste de Taiwan, no município de Taipao, condado de Chaoyin.

O subsolo é formado por uma camada de solo residual composto por siltes e siltes arenosos, classificação unificada (Sistema SUCS) como SM (areia siltosa) e ML (silte de baixa plasticidade), conforme ensaios apresentados no artigo.

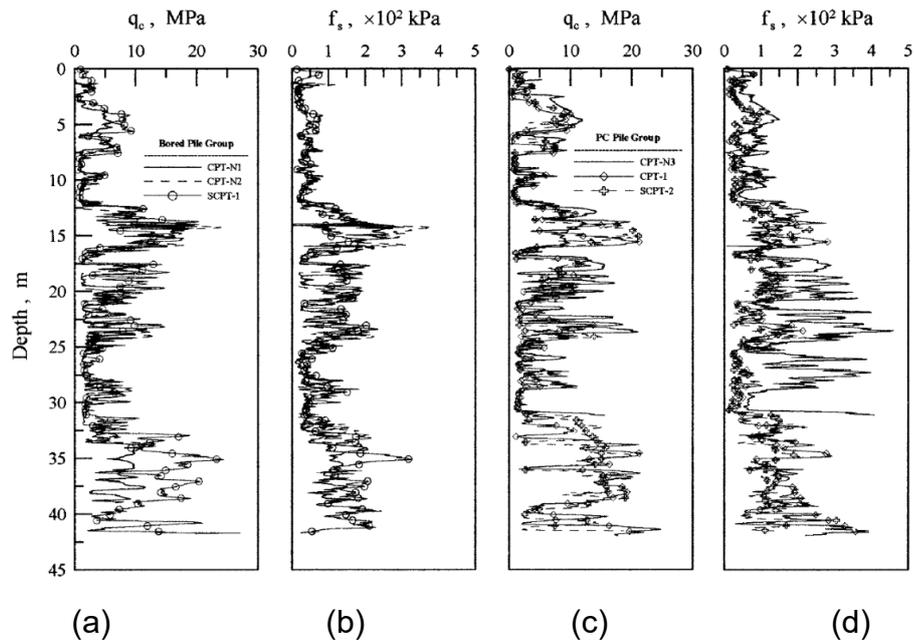
Uma campanha de ensaios de campo foi realizada no campo experimental, o qual constituiu-se de CPT, SCPT e DMT. Os resultados dos ensaios podem ser observados nas Figura 26 e 27.

Figura 26 – Ensaios efetuados no Estudo de Caso 1
 (a) perfil com dados de NSPT – ensaio SPT; (b) pressões P_0 e P_1 - ensaio DMT; (c) índice de classificação I_D - ensaio DMT; (d) % finos ensaio de caracterização; e (e) Módulo de cisalhamento elástico G_{max} – ensaios SDMT.



Fonte: Adaptado de Huang *et. al.* (2002)

Figura 27 – Ensaios de piezocone e piezocone sísmicos efetuados no Estudo de Case 1 (a) e (c) resistência de ponta q_c ; (b) e (d) atrito lateral (f_s);



Fonte: Adaptado de Huang *et. al.* (2002)

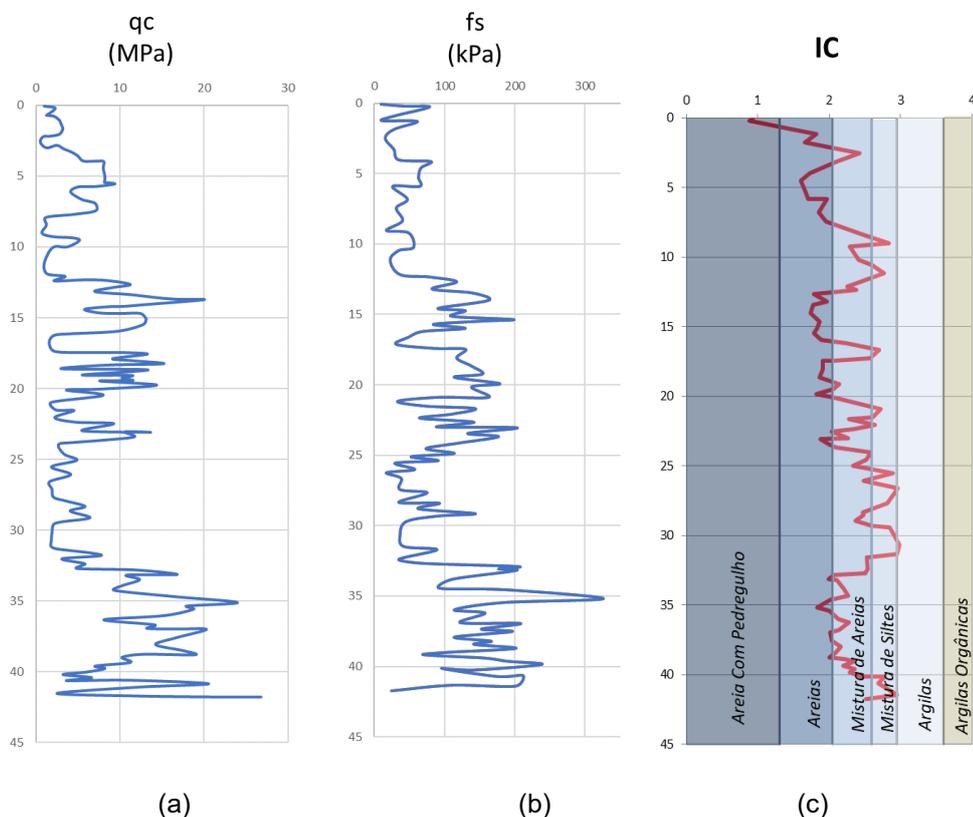
Pelos ensaios penetrométricos, do tipo SPT, percebe-se que o perfil de solo apresenta um valor de golpes levemente crescente com a profundidade, variando de 2 a 25 golpes nos primeiros 30 metros. A partir dos 30 metros o ensaio apresenta um crescimento mais acentuado, ultrapassando os 50 golpes aos 40 metros de profundidade, o que indica que o material não mantém o mesmo comportamento ao longo de todo o perfil.

Para os ensaios dilatométrico e sísmico, observa-se um crescimento nos valores ao longo da profundidade, mas sem mudanças abruptas.

Pelos ensaios de cone observa-se uma certa homogeneidade nos primeiros 6 metros, e uma alteração de comportamento nos próximos metros, o que leva a dúvida quanto a homogeneidade de comportamento.

Diante do resultado dos ensaios foi feita a classificação do comportamento do maciço de solo com base nos ensaios do SCPT, furo denominado SCPT-1, apresentados na Figura 28, a fim de avaliar uma possível segmentação do perfil em termos de comportamento de solo.

Figura 28 – Classificação do Solo pelo Ensaio CPT – Furo SCPT-1: (a) medida de resistência a penetração q_c ; (b) medida do atrito lateral f_s e (c) Índice de classificação de Robertson (2010)



Fonte: Próprio Autor

Observa-se pela Figura 28 que a classificação do solo é predominantemente indicada como areia siltosa, com pequenas variações, em alguns trechos do perfil, o que é coerente com o apresentado em Huang *et al.* (2002).

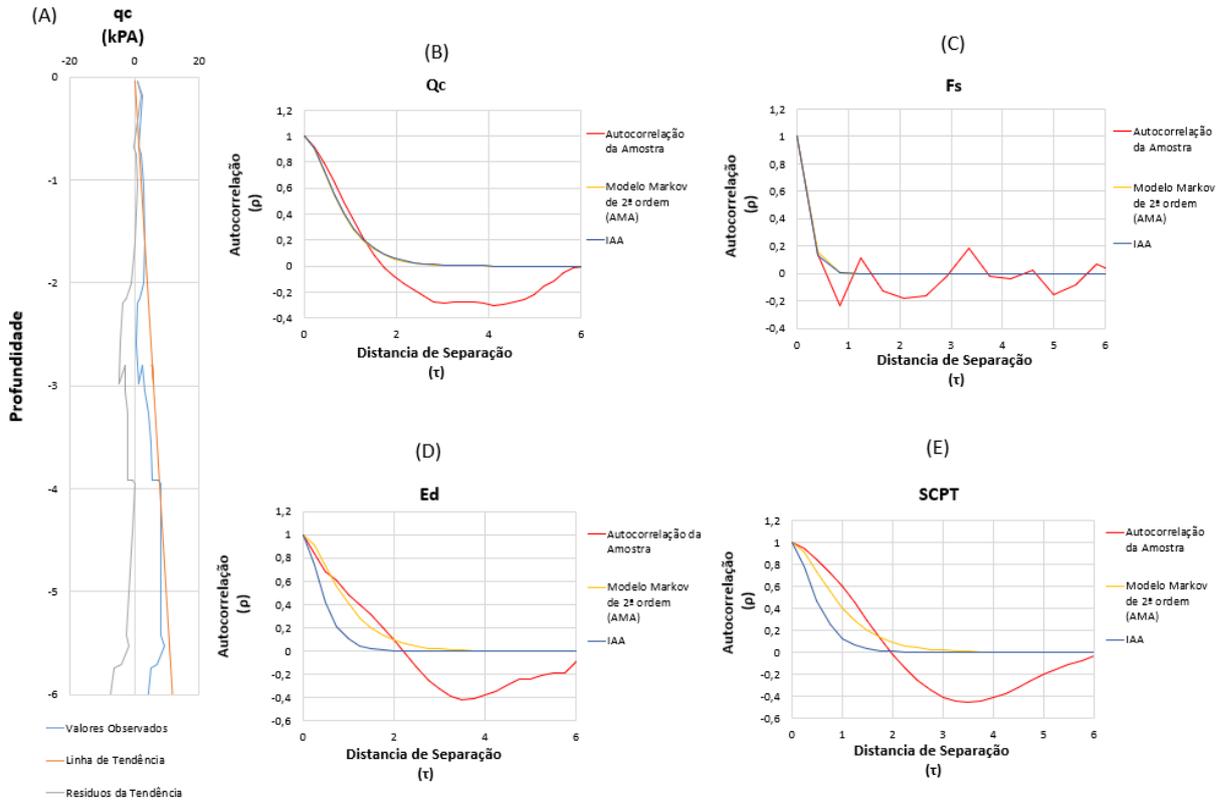
De forma a avaliar o comportamento, pode-se de forma conservadora separar o perfil em dois trechos, o primeiro, compreendido nos primeiros 6 metros de profundidade, com predomínio de comportamento arenoso e segundo trecho que compreende o resto do perfil, com comportamento areno-siltoso.

4.1.2 Determinação dos Parâmetros Geomecânicos e Estatísticos

Para a determinação da escala de flutuação vertical avaliou-se os valores de Resistência de Ponta (q_c), Atrito lateral (f_s), velocidade de onda (V_s) e as medidas de pressão do Dilatômetro (P_0 e P_1), retirados dos gráficos do artigo base. Nesse sentido, foram utilizadas medidas diretas dos ensaios para determinação da variabilidade do material, evitando introduzir erros de interpretação.

Como o perfil de subsolo gera dúvidas quanto a existência de transição de camadas de subsolo, optou-se por realizar 3 estudos de escala de flutuação, o primeiro para os 6 primeiros metros (Figura 29), o segundo dos 6 metros até os 41 metros (Figura 30) e por fim um terceiro estudo para todo o perfil, de forma única (Figura 31). A Figura 29 apresenta em seu subíndice (a) a definição da linha de tendência para o Método MEV, entretanto destaca-se que os demais parâmetros também foram avaliados para remoção da tendência e posterior cálculo da autocorrelação em função da distância de separação. Nos demais subíndices são apresentados os demais cálculos efetuados para avaliação da escala de flutuação, através do MEV e AMA.

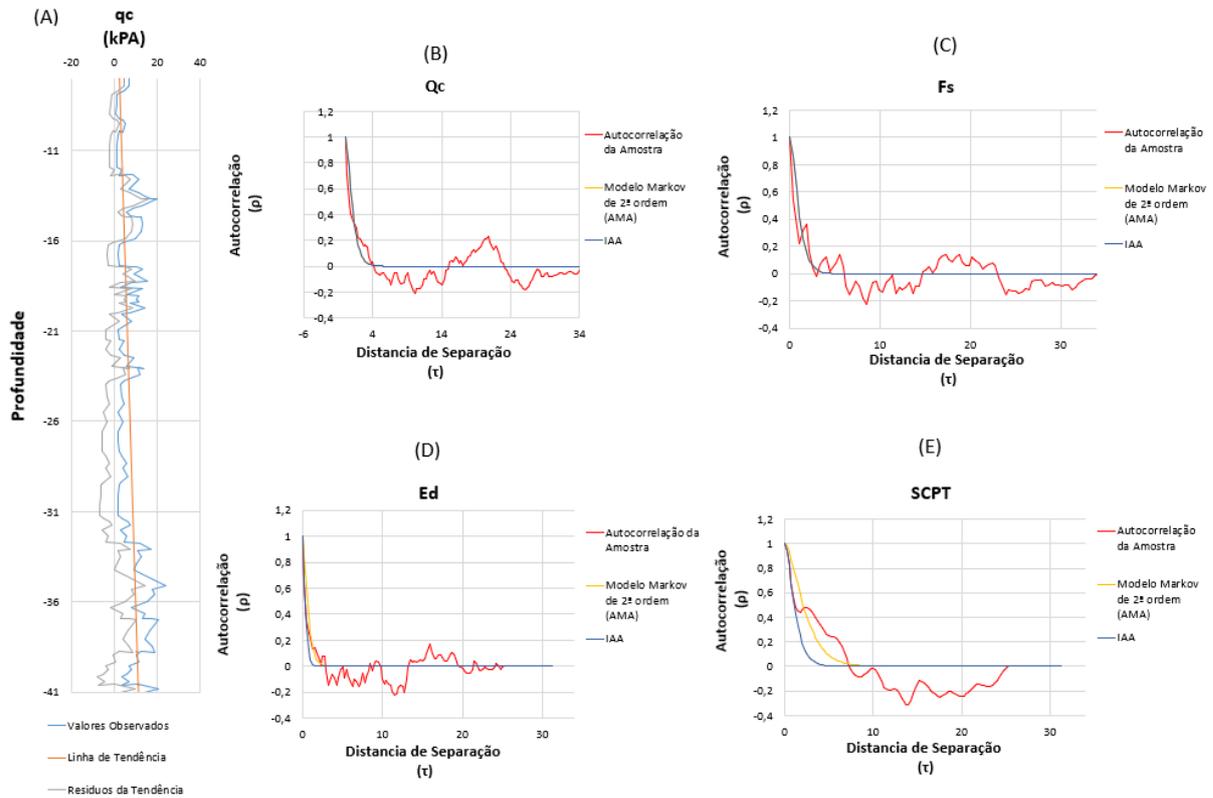
Figura 29 – Determinação Escala de Flutuação – Caso 1 – 1 a 6 metros: (a) modelo definição da tendência e valores residuais para medida q_c ; (b) autocorrelação versus distância de separação - resistência de ponta residual q_c ; (c) autocorrelação versus distância de separação – atrito lateral residual f_s ; (d) autocorrelação versus distância de separação – módulo elástico residual E_d ; e (e) autocorrelação versus distância de separação - velocidade da onda cisalhante residual V_s



Fonte: Próprio Autor

Na análise de 1 à 6 metros (Figura 29), o valor observado para a escala de flutuação considerando resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s), módulo dilatométrico (E_d) e Velocidade Cisalhante (v_s), para o MEV, variaram de 0,8 à 1,4 metros, enquanto para o método IAA de 1 a 2,3 metros. Por fim para o método AMA os valores variaram de 2 a 2,3 metros

Figura 30 – Determinação Escala de Flutuação – Caso 1 – 7 a 41 metros: (a) modelo definição da tendência e valores residuais para medida q_c ; (b) autocorrelação versus distância de separação - resistência de ponta residual q_c ; (c) autocorrelação versus distância de separação – atrito lateral residual f_s ; (d) autocorrelação versus distância de separação – módulo elástico residual E_d ; e (e) autocorrelação versus distância de separação - velocidade da onda cisalhante residual V

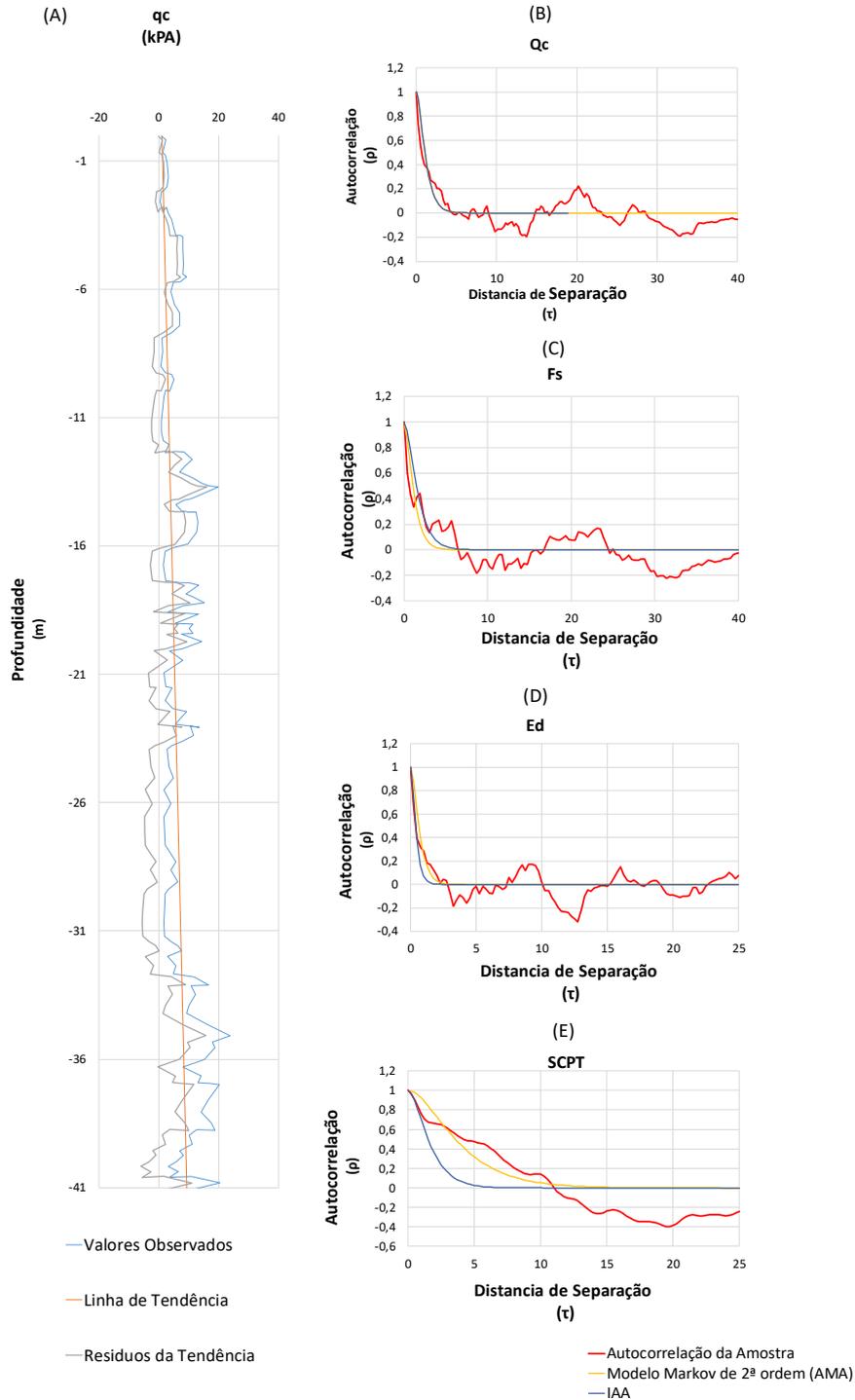


Fonte: Próprio Autor

Na análise de 7 à 41 metros (Figura 30), o valor observado para a escala de flutuação considerando resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s), módulo dilatométrico (E_d) e Velocidade Cisalhante (v), para o MEV, variaram de 0,8 à 1,0 metros, enquanto para o método IAA de 1 a 2,3 metros. Por fim para o método AMA os valores variaram de 1,2 a 5,0 metros.

Finalmente, na análise de 0 à 41 metros (Figura 31), o valor observado para a escala de flutuação considerando resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s), modulo dilatométrico (E_d) e Velocidade Cisalhante (v), para o MEV, variaram de 0,8 à 1,4 metros, enquanto para o método IAA de 0,9 a 2,3 metros. Por fim para o método AMA os valores variaram de 1,5 a 8,5 metros.

Figura 31 – Determinação Escala de Flutuação – Caso 1 – 0 a 41 metros: (a) modelo definição da tendência e valores residuais para medida q_c ; (b) autocorrelação versus distância de separação - resistência de ponta residual q_c ; (c) autocorrelação versus distância de separação – atrito lateral residual f_s ; (d) autocorrelação versus distância de separação – módulo elástico residual E_d ; e (e) autocorrelação versus distância de separação - velocidade da onda cisalhante residual V



Fonte: Próprio Autor

Considerando todos os resultados, os valores variaram de 0,8 a 8,5 metros. O Quadro 5 apresenta um resumo dos valores caracterizados para a da escala de flutuação vertical considerando as diferentes medidas dos diferentes ensaios.

Quadro 5– Valores de Escala de Flutuação Estimados para o Caso 1

Parametro	Escala de Flutuação (m)									Valor Típico Literatura
	MEV			IAA			AMA			
	COMPLETO	Prof. 1m-6m	Prof. 6m-41m	COMPLETO	Prof. 1m-6m	Prof. 6m-41m	COMPLETO	Prof. 1m-6m	Prof. 6m-41m	
Resistencia de Ponta	1,2	1,0	1,0	2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	0,1 - 3,0
Fricção da Luva	0,8	0,8	0,8	3,6	2,0	2,2	2,6	2,2	2,2	0,4 - 1,3
Velocidade da Onda	1,4	1,0	1,3	3,6	1,0	1,1	8,5	2,0	5,0	-
Modulo Dilatométrico	0,9	1,6	0,9	0,9	1,0	0,8	1,5	2,0	1,5	-

Fonte: Próprio Autor.

Observa-se que o método MEV levou a valores menores de escala de flutuação e teve boa aderência com os valores encontrados na literatura, com valores de 0,8 a 1,4 metros. Em relação aos outros métodos, o MEV apresentou valores inferiores ao IAA e ao AMA.

Para a inserção no modelo optou-se pela utilização da escala de flutuação obtida a partir do DMT, com o uso do MEV, primeiramente por ser um ensaio que mede de forma direta o módulo de reação horizontal e em segundo por apresentar valor menor que os demais. Cabe ressaltar que do MEV apresentou boa aderência com a literatura nos ensaios onde havia referência disponível à consulta (valores apresentados no Quadro 4). Outro ponto que levou a escolha do DMT foi a proximidade com os outros parâmetros obtidos a partir do CPT.

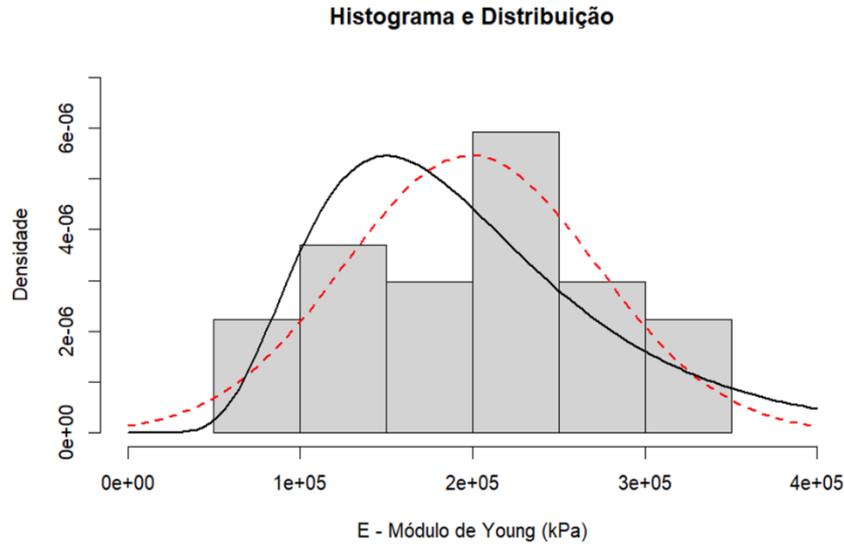
Desta forma, os valores de escala de flutuação vertical e horizontal adotados foram de 0,9 metros e 10,0 metros respectivamente. Quanto a Escala de flutuação horizontal, foi definida com valores em acordo com a literatura.

Os demais dados de entrada do modelo foram estimados com base nos ensaios disponíveis no artigo (peso específico) e quando não disponíveis (coeficiente de poisson, ângulo de atrito, permeabilidade e índice de vazios) valores de referência apresentados no Quadro 4 foram considerados

Em relação a função densidade de probabilidade, foram plotadas as frequências e as funções de densidade de probabilidades lognormal e normal, para os conjuntos de dados sísmicos, a fim de validar o uso da distribuição lognormal como representativa da distribuição do módulo de elasticidade, uma vez que essa é uma

distribuição indicada por não possuir valores negativos. Os valores são apresentados na Figura 32.

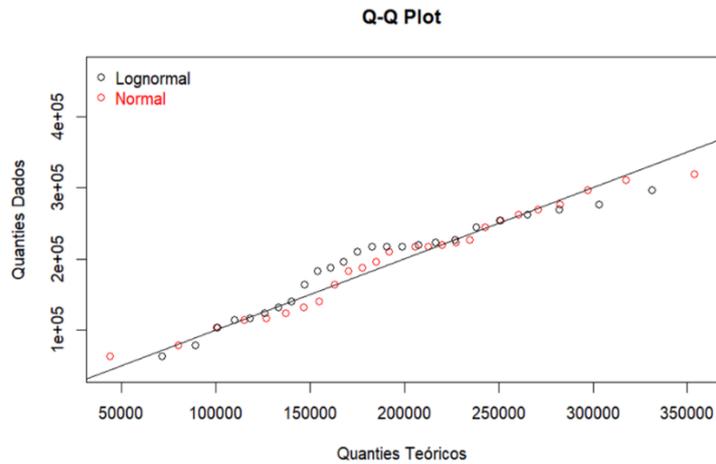
Figura 32 – Histograma dos dados para o Estudo de Caso 1



Fonte: Próprio Autor.

Observa-se pela Figura 32 que, graficamente, a Função Densidade de probabilidades Lognormal teve pouca aderência, enquanto a distribuição normal aparenta ter aderência razoável. Foi aplicado o teste de Anderson-Darling (Teste AD) para avaliar a aderência das distribuições de probabilidades. O Gráfico Q-Q é apresentado na Figura 33.

Figura 33 – Gráfico Q-Q – Caso 1



Fonte: Próprio Autor.

Observa-se pela Figura 33, graficamente, que as distribuições apresentaram boa aderência. O resultado do teste AD é apresentado no Quadro 6.

Quadro 6 – Teste Anderson-Darling – Caso 1

Parâmetro	Distribuição	α -significância	Estatística do teste	p-value	Rejeitar H0
Módulo de Young (kPa)	Normal	5%	0,327	0,505	NÃO
	Lognormal	5%	0,882	0,021	SIM

Fonte: Próprio Autor.

Embora a distribuição normal tenha indicado aderência pelo teste AD e a Lognormal não tenha indicado aderência, como o parâmetro de módulo de elasticidade não pode ser negativo e, considerando o recomendado na literatura, adotou-se a distribuição de probabilidades lognormal para a geração do campo aleatório.

Desta forma, o valor do módulo de elasticidade adotado foi obtido a partir do ensaio sísmico, que apresentou média de 198219,0 kPa e desvio padrão de 75539,0 kPa.

Os valores utilizados no modelo são apresentados no Quadro 7, que sintetiza os valores empregados.

Quadro 7 – Parâmetros utilizados no modelo – Caso 1

Material	Parametro	Valor adotado	Unidade
Solo	Peso Especifico	21,0	kN/m ³
	Permeabilidade	0,000001	m/s
	Indice de Vazios	0,5	-
	Ângulo de Atrito Interno	29,0	Graus
	Coesão Efetiva	0,0	kPa
	Coefficiente de Poisson	0,3	-
	Modulo de Elasticidade	Campo Aleatório	kPa
Concreto	Coefficiente de Poisson	0,2	-
	Modulo de Elasticidade	24000000,0	kPa
	Densidade	24,0	kN/m ³

Fonte: Próprio Autor.

4.1.3 Modelo de Calibração

Para a avaliação da aderência do modelo às provas de carga, à estaca foi modelada com valores médios em camadas, comparando o resultado diretamente

com o ensaio de prova de carga. Os valores utilizados no modelo são apresentados no Quadro 8.

Quadro 8– Parâmetros de solo Utilizados no Modelo de Calibração – Caso 1

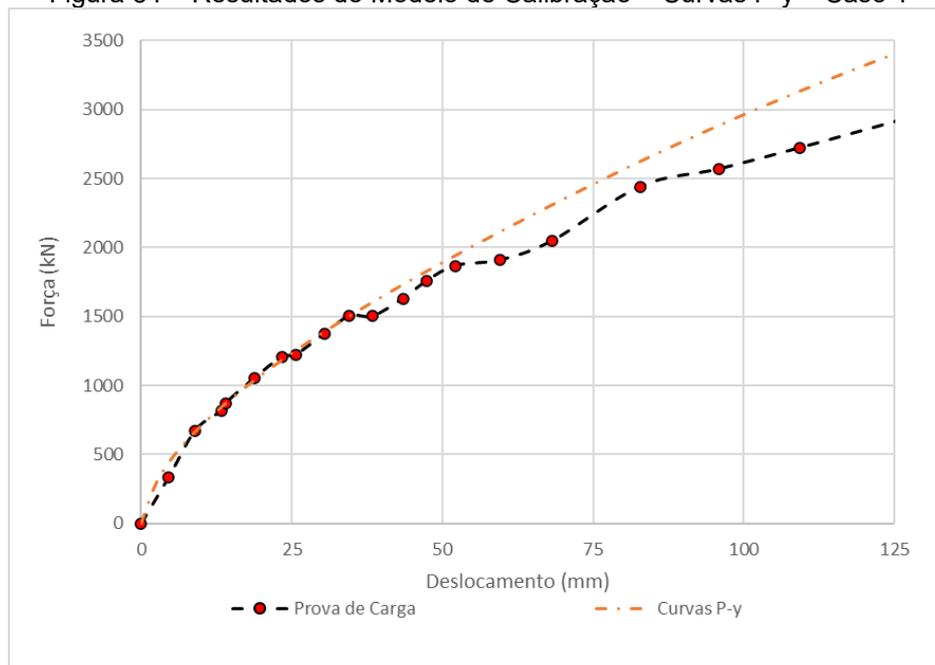
Profundidade	Psolo	Coesão	Ângulo de Atrito	Ângulo de Dilatância	Poisson	Modulo de Young
m	kN/m ³	kPa	Graus	Graus	-	kPa
3,30	21,00	-	28,00	0,10	0,30	91.000,00
8,70	21,00	-	29,00	0,10	0,30	123.000,00
12,00	21,00	-	29,00	0,10	0,30	166.000,00
50,00	21,00	-	31,00	1,25	0,30	200.000,00

Fonte: Próprio Autor

Conforme comentado anteriormente, foram elaborados dois modelos, o primeiro simplificado para avaliação dos parâmetros básicos (software PyPile), e o segundo para avaliação dos parâmetros e calibração (software Abaqus) para posterior utilização na simulação de Monte Carlo.

Para o primeiro modelo, a análise foi efetuada pelo MEF com modelo de barras e molas, no Software PyPile®. Para a análise é necessário selecionar as curvas típicas de comportamento, nesse sentido, foram consideradas as curvas para areias, apresentadas na Figura B5, do apêndice B. O resultado do modelo foi comparado com a prova de carga real e é apresentado na Figura 34.

Figura 34 – Resultados do Modelo de Calibração – Curvas P-y – Caso 1

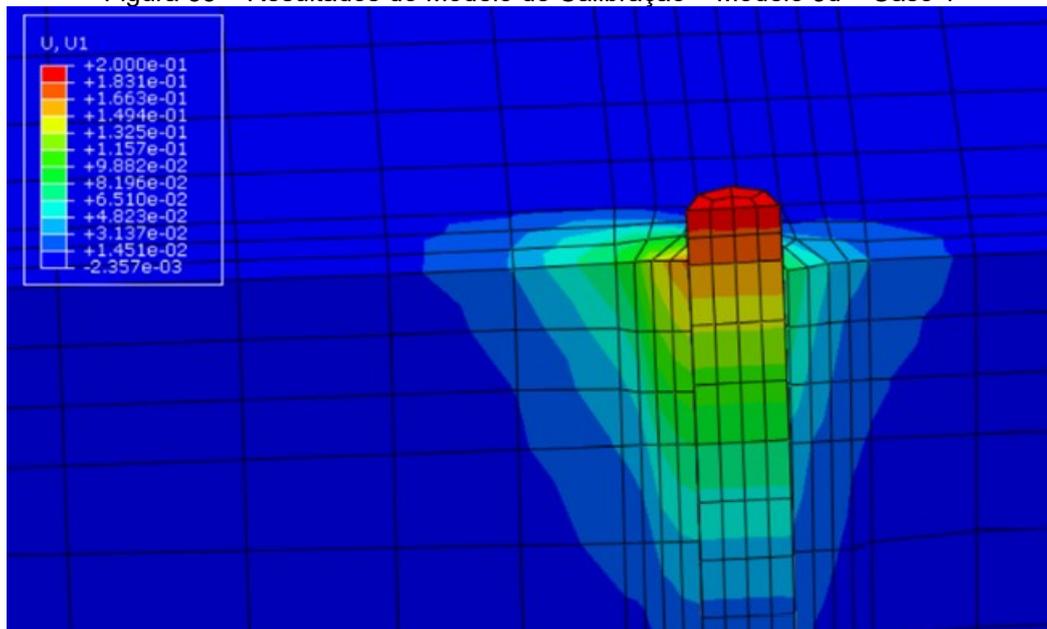


Fonte: Próprio Autor

Na Figura 34 é possível concluir que o modelo teve boa aderência à prova de carga, constatando que os parâmetros de solo adotados estão adequados. Observa-se um maior distanciamento entre a previsão de deslocamentos e valores observados, a partir de 50 milímetros de deslocamento, contudo, essa diferença se manteve em torno de 10%.

Quanto a modelagem 3D, o primeiro ponto observado foi o comportamento geral da estaca, apresentado na Figura 35, com deslocamentos apresentados em metros. Observa-se que o modelo teve o comportamento esperado para uma estaca longa, apresentando deformações apenas no topo da estaca, com comportamento de engaste sem rotação na base. Pode-se observar ainda uma pequena perda de contato com o solo na região de aplicação da carga e um leve soerguimento do solo na região posterior ao carregamento. De uma forma geral, o modelo se comportou de maneira esperada.

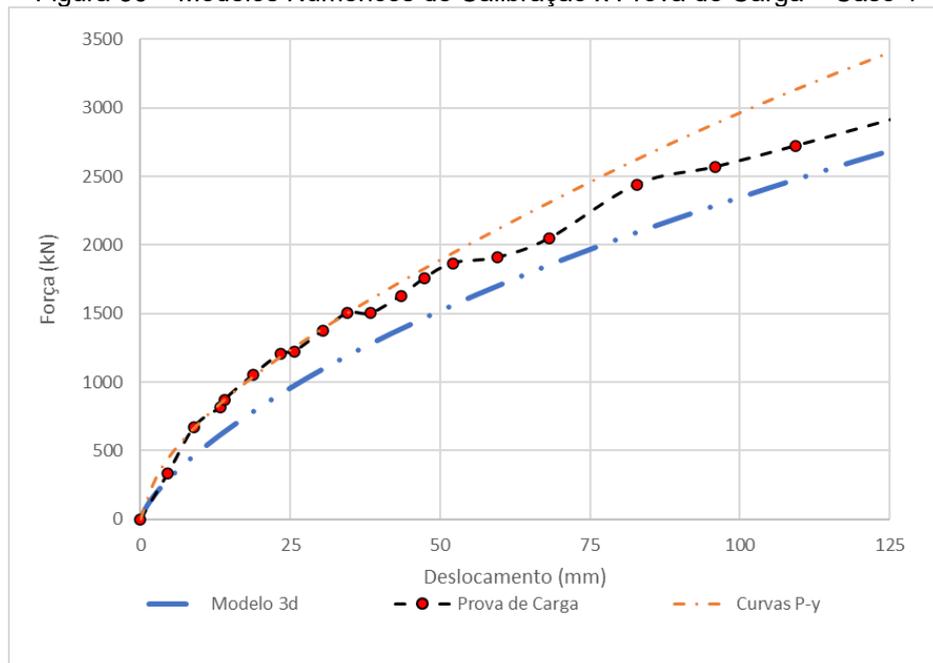
Figura 35 – Resultados do Modelo de Calibração – Modelo 3d – Caso 1



Fonte: Próprio Autor

Os resultados obtidos pelo modelo 3D foram plotados na forma carga versus deslocamento, juntamente com os valores observados no ensaio de prova de carga e estimados pelas curvas $p - y$ (Figura 36).

Figura 36 – Modelos Numéricos de Calibração x Prova de Carga – Caso 1



Fonte: Próprio Autor

Observa-se pelo gráfico apresentado na Figura 36 que o modelo de referência teve boa aderência à prova de carga, apresentando comportamento similar ao ser carregado. Os valores absolutos ficaram um pouco abaixo dos observados na prova de carga (cerca de 10%). Diferentemente das estimativas pelas curvas P-y, o modelo se mostrou mais conservador, apresentando valores abaixo dos obtidos na prova de carga.

4.1.4 Verificação da Entrada dos Campos Aleatórios no Modelo e Avaliação do impacto da Escala de Flutuação

4.1.4.1 Verificação da Entrada dos Campos Aleatórios no Modelo

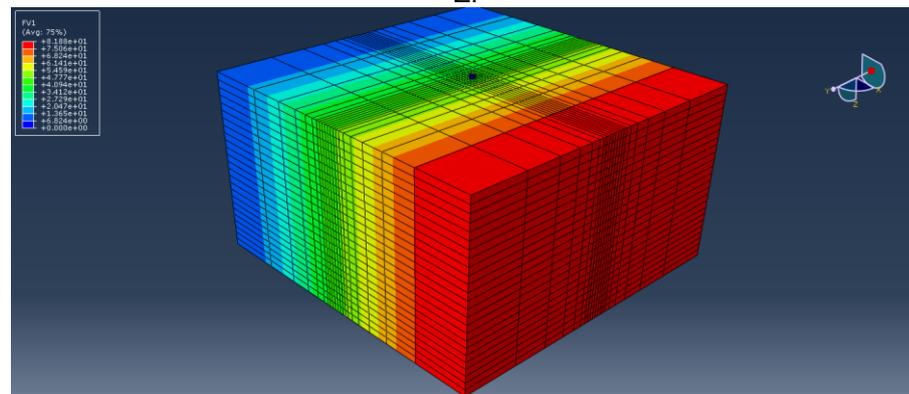
Para identificar se o modelo estava importando corretamente os campos, procurou-se uma forma de verificar no Abaqus os valores importados de módulo de elasticidade. Embora o Abaqus não tenha uma opção direta de verificar o módulo de elasticidade importado, foram avaliados alguns pontos que dão segurança que o modelo está coerente com o proposto.

Para importação dos campos randômicos no Abaqus se faz necessária a utilização de 3 campos definidos pelo usuário, referentes a coordenadas X, Y e Z do

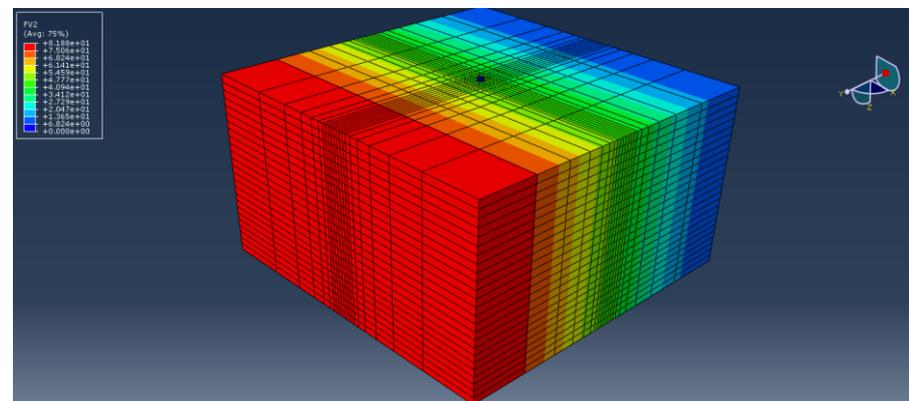
modelo. Posteriormente o campo aleatório é inserido com um valor para o módulo de elasticidade e um vetor contendo uma combinação desses campos definidos pelo usuário.

É possível observar os valores dos campos criados pelo usuário graficamente no Abaqus, essa representação para os campos X (Figura 37a), Y (Figura 37b) e Z (Figura 37c) é apresentada na Figura 37.

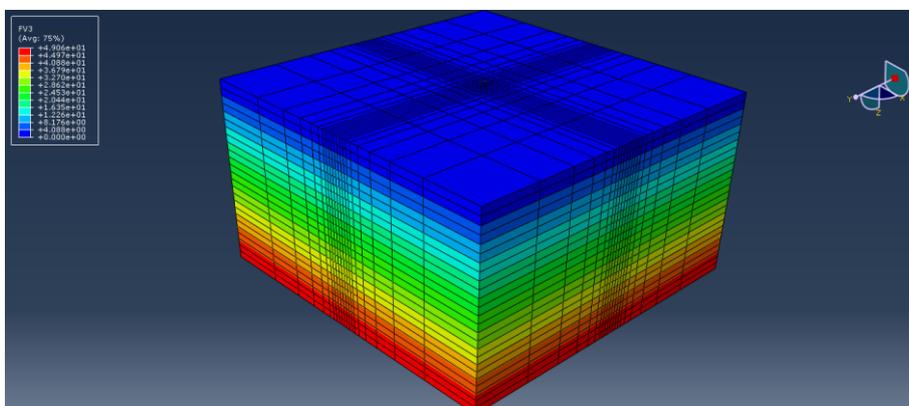
Figura 37 – Campos Definidos Pelo Usuário – Coordenadas: (a) direção X; (b) direção Y; e (c) direção Z.



(a)



(b)



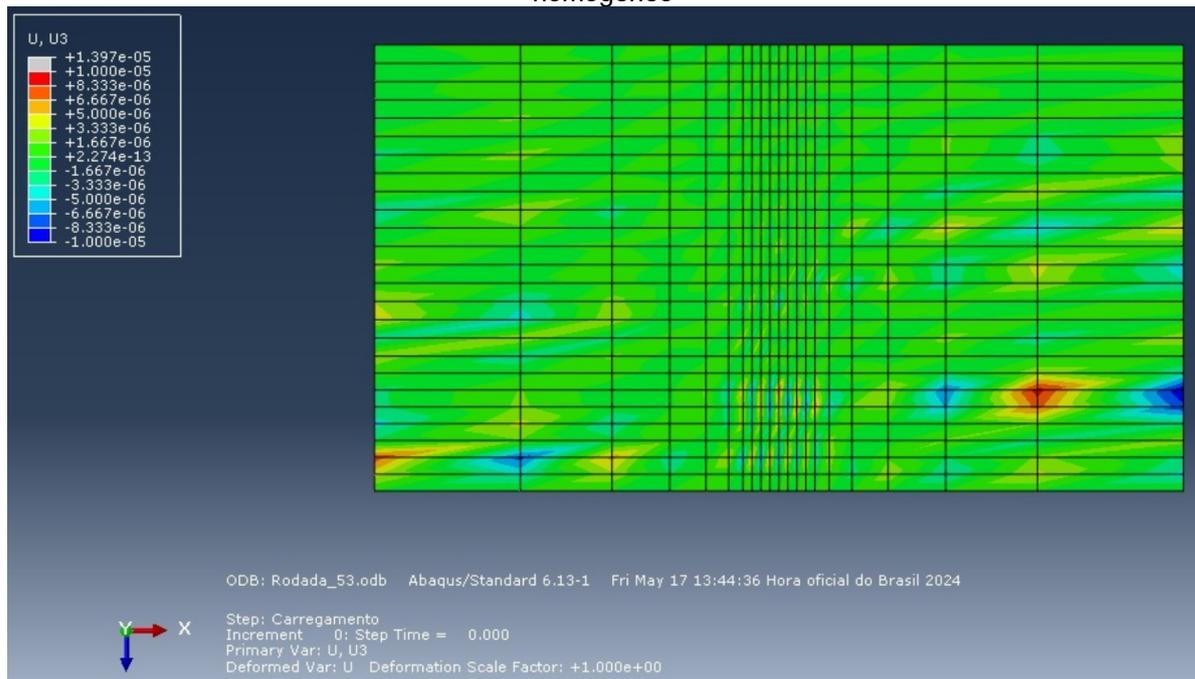
(c)

Fonte: Próprio Autor

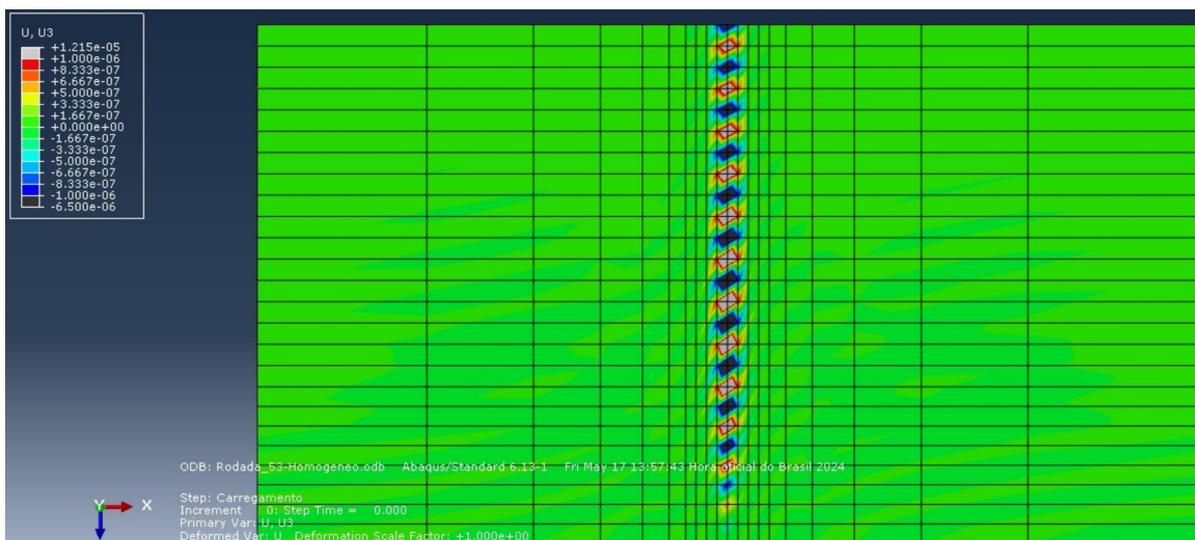
Desta forma, constata-se pela Figura 37 que os campos gerados estão corretamente inseridos e importados pelo programa.

Outro teste que foi feito foi comparar as deformações observadas em um modelo com campo aleatório (Figura 38a) e em outro com campo homogêneo (Figura 38b), observando os deslocamentos após a estabilização do modelo.

Figura 38 – Deslocamentos após Estabilização da fase geostática: (a) campo aleatório; e (b) campo homogêneo



(a)



(b)

Fonte: Próprio Autor

Observa-se, comparando a Figura 38a com a Figura 38b, claramente um comportamento aleatório na Figura 38a, enquanto que na Figura 38b observa-se um comportamento homogêneo.

Diante dessas análises, concluímos que o modelo está importando corretamente os campos aleatórios. Cabe ainda destacar que o modelo de importação de dados foi semelhante ao considerado por Ziesmann (2023), em seu trabalho de dissertação, desenvolvido no mesmo grupo de pesquisa em que o presente estudo se encontra inserido. No trabalho de Ziesmann (2023) campos aleatórios gerados pelo RFEM SLOPE foram importados para o software Abaqus para posterior análise da probabilidade de falha de taludes. O trabalho verificou a validade da implementação através de um comparativo direto entre probabilidade de falha calculada pelo software RFEM e a obtida pelo software Abaqus.

Outra forma de verificar a implementação de campos aleatórios foi realizada através um comparativo direto entre resultados obtidos considerando campo homogêneo versus resultado obtido considerando campos aleatórios.

Para o modelo de campo homogêneo, os campos aleatórios foram gerados para 100 simulações, a partir do Microsoft Excel, tendo como premissa que o conjunto de dados tivesse a média e desvio padrão idênticos aos valores padrões do campo aleatório.

4.1.4.2 Avaliação da Escala de Flutuação e Campo homogêneo

Para avaliar a influência da variação da escala de flutuação no modelo e subsidiar a escolha dos valores para inserção no modelo, foram realizadas 3 análises com 100 simulações cada, aplicando valores distintos para a escala de flutuação. Foram adotados os valores de 0,9 (modelo EF-0.9), 1,4 (modelo EF-1.4) e 2,4 (modelo EF-2.4). A análise considerando a influência da escala de flutuação foi realizada considerando apenas 100 simulações devido a altos tempos de processamento requeridos. Um modelo 3D com campos aleatórios leva cerca de 10 minutos por simulação, para realizar as 3 análises, foram necessários 3000 minutos, o que equivale a 2 dias ininterruptos de processamento.

A cada rodada foi extraído o esforço necessário para deslocar o topo da estaca 25 milímetros. Após as 100 simulações foi computado o valor médio do parâmetro e foram analisadas as dispersões dos resultados. O Quadro 9 apresenta

os valores médios obtidos considerando as diferentes escalas de flutuação vertical além da dispersão de valores. A variação de médias entre os diferentes modelos também é apresentada no quadro 8.

Quadro 9 – Matriz de Variações de Resultados - Análise de Sensibilidade Escala de Flutuação

Modelo	Escala de flutuação horizontal (m)	Escala de flutuação vertical (m)	Carga horizontal média (kN)	Desvio padrão (kN)	Dif. Modelo Aleatório 1 (%)	Dif. Modelo Aleatório 2 (%)	Dif. Modelo Aleatório 3 (%)	Dif. Modelo Homogêneo (%)
EF - 0,9	0,9	10	1095,96	25,0	0,00%	-0,02%	-0,64%	0,95%
EF - 1,4	1,4	10	1096,17	28,9	0,02%	0,00%	-0,62%	0,97%
EF - 2,4	2,4	10	1103,04	30,7	0,65%	0,63%	0,00%	1,60%
Homogêneo	-	-	1085,64	114,7	-0,94%	-0,96%	-1,58%	0,00%

Fonte: Próprio Autor

Adicionalmente, foram executadas 100 simulações com campo homogêneo para comparação com o modelo com escala de flutuação vertical de 0,9 metros, chegando ao valor médio de 1085 kN para um deslocamento de 25mm, 1% divergente em relação aos obtidos na escala de flutuação em comparação, o que reforça a validade do modelo elaborado.

Observa-se pelo quadro 8 que houve pouca variação entre os modelos, ficando abaixo de 1,0% de variação. Estes resultados vão ao encontro do que foi observado por Griffiths *et al.* (2013), onde verificou-se que pequenas variações de escala de flutuação não influenciam significativamente o resultado da análise de estacas transversalmente carregadas.

Outro ponto que pode ser observado é que com o aumento da escala de flutuação houve aumento na média e desvio padrão, o que também vai ao encontro ao observado por Griffiths *et al.* (2013).

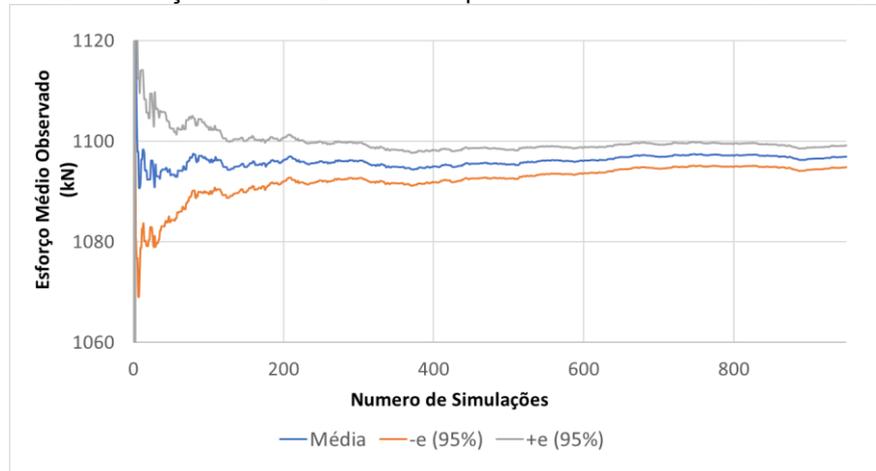
Como as variações foram mínimas, optou-se por manter o valor de 0,9 metros, baseado nos ensaios dilatométricos, para a escala de flutuação vertical.

4.1.5 Resultados do Modelo Numérico com Campos Aleatórios

Definido o valor de referência da escala de flutuação vertical como sendo de 0,9m, foram executadas 956 simulações a partir dos dados estimados para o solo e escala de referência, onde 505 simulações convergiram. A cada rodada foi extraído o esforço necessário para deslocar o topo da estaca 25 milímetros.

O gráfico apresentado na Figura 39 mostra a evolução da média dos esforços horizontais observados no topo da estaca, à medida que foram incluídas mais rodadas para a sua determinação.

Figura 39 – Esforços Médios Observados para deslocamento de 25 mm – Caso 1

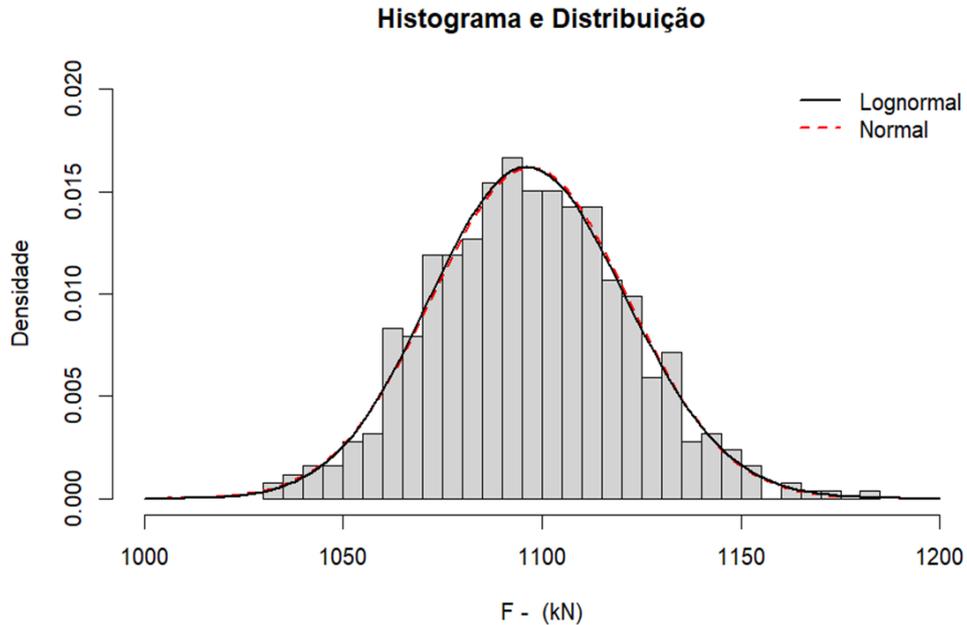


Fonte: Próprio Autor.

Observa-se que a partir da rodada 40 o valor médio do esforço necessário estabilizou. Com 200 simulações o valor observado para a média foi de 1097,0 kN, com um desvio padrão de 24,7 kN.

A partir da frequência dos resultados obtidos do modelo observou-se graficamente a sua aderência com a distribuição normal. O Teste K-S confirmou a aderência a distribuição normal, com nível de significância variando entre 1% e 20%. O teste AD também confirmou a aderência dos dados para significância de 5%. Os resultados são apresentados graficamente na Figura 40.

Figura 40 – Histograma dos Esforços Observados no Topo da Estaca para deslocamento de 25 mm – Caso 1.



Por fim avaliou-se o valor médio observado quanto ao nível de confiança e seu comparativo com os valores da prova de carga (Quadro 10).

Quadro 10 – Avaliação da Média e Comparativo com Prova de Carga – Caso 1

Média Observada (μ)	1097,0	kN
Desvio Padrão Observado (σ)	24,7	kN
Erro Estimado Para o Nível de Confiança Adotado (e)	2,2	kN
Nível de Confiança (IC)	95%	-
Tamanho da amostra ou numero de rodadas (n)	505	Rodadas
Numero de Rodadas Processadas	956	Rodadas
Valor Prova de Carga	1222,5	kN
Diferença Entre o Valor Estimado e Prova de Carga	-10%	-

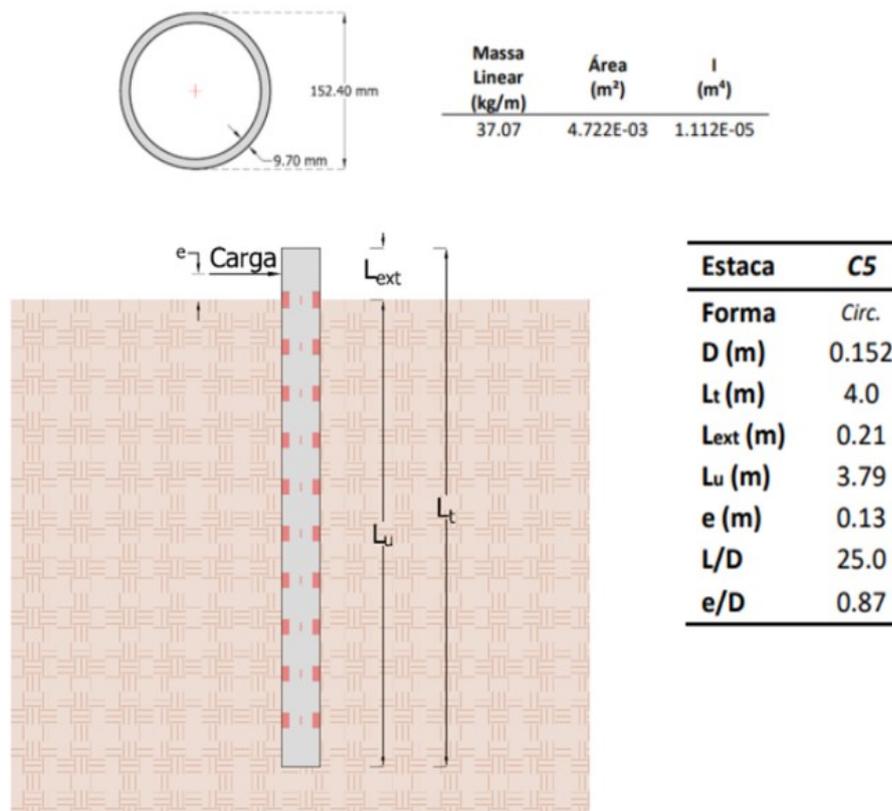
Fonte: Próprio Autor.

Observa-se pelo quadro 9 que a média observada para o modelo levou a valores conservadores no que tange a carga aplicada para um deslocamento de 25 mm, com uma variação na casa de 10% a menos do que o valor observado nos ensaios reais de prova de carga.

4.2 ESTUDO DE CASO 2 - BORN (2019)

O ensaio de prova de carga apresentada por Born (2019) teve como objetivo avaliar comportamento de estacas frente a cargas laterais estáticas. Foi ensaiado um conjunto de 7 estacas monitoradas embutidas em um solo residual, dentro do campo experimental da Universidade de Passo Fundo, situado no município de Passo Fundo - RS. A estaca utilizada na modelagem do presente trabalho foi a nomeada C5, apresentada na Figura 41, a qual possui diâmetro de 152,4 mm e embutimento 3,79 metros. Pela geometria da estaca, o comportamento esperado é de Estaca Longa.

Figura 41 – Planta de Localização e Detalhes da Estaca C7



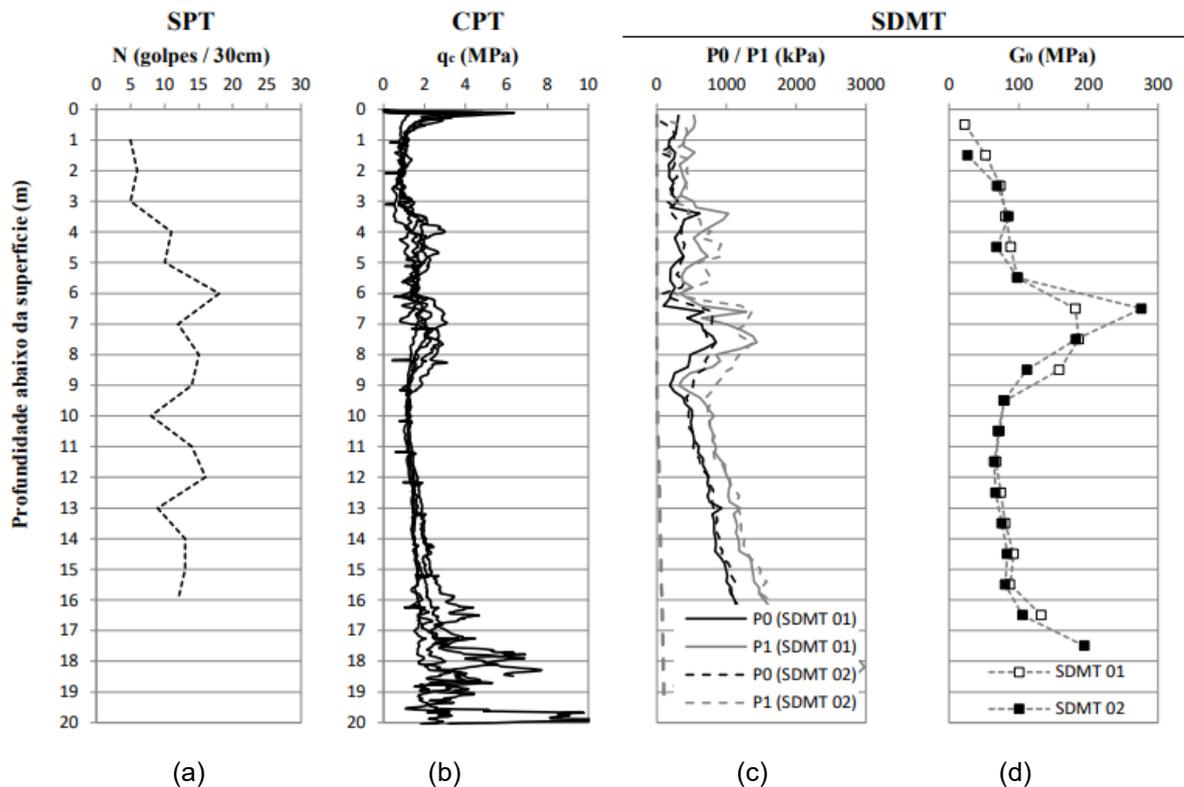
Fonte: Adaptado de Born (2019).

4.2.1 Caracterização do Local de Estudo

O campo experimental possui um subsolo caracterizado por um solo residual formado predominantemente por Argila Arenosa.

Para caracterização geotécnica do maciço foram realizados ensaios do tipo SPT, CPTu, SDMT (Figura 42) para os estudos efetuados por BORN (2019). Por ser um local de estudo acadêmico continuado, outros ensaios estão disponíveis na literatura, tais como ensaios triaxiais e índices físicos apresentados por DONATO (2005) apud FARO (2014) e DALLA ROSA e THOMÉ (2004).

Figura 42 – Ensaios Utilizados no Estudo de Caso 2: (a) perfil SPT; (b) perfil ensaios de cone (CPT); (c) ensaios dilatométricos (SDMT) pressões de expansão; e (d) ensaios dilatométricos (SDMT) resposta sísmica módulo de cisalhamento elástico



Fonte: Adaptado de Born (2019).

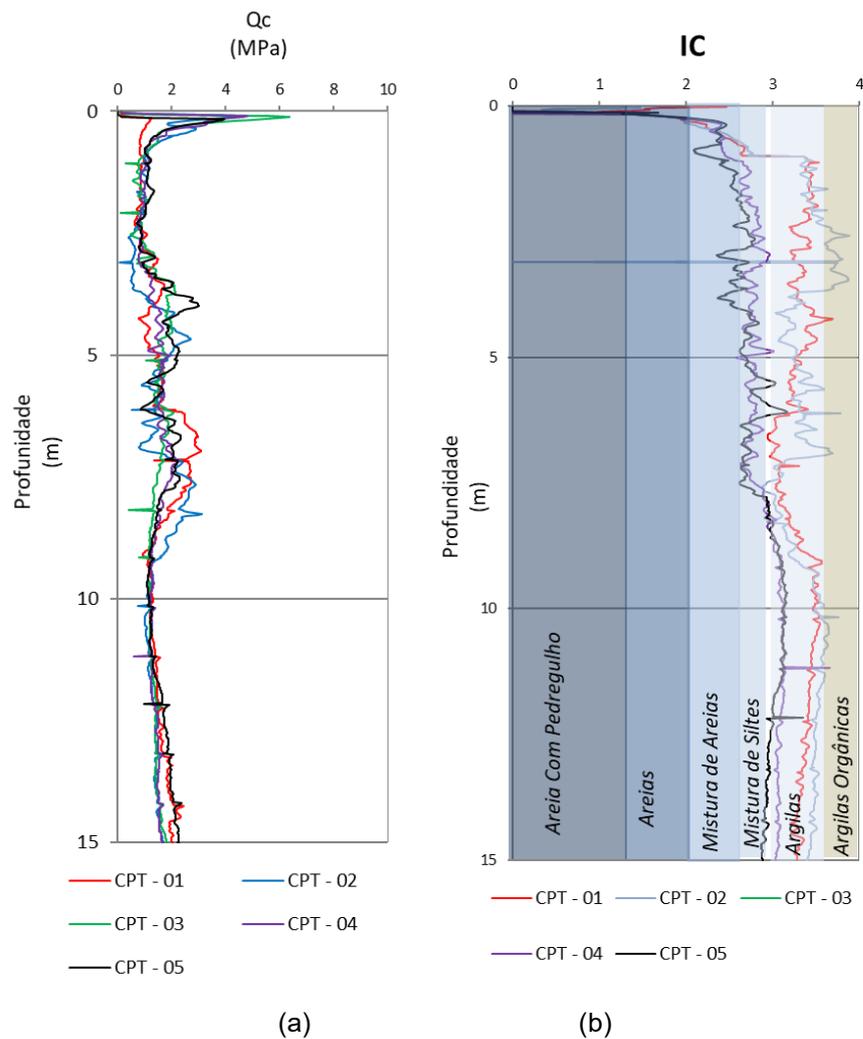
O ensaio penetrométrico tipo SPT (Figura 40a) apresentou número de golpes variando entre 5 a 20 golpes, com ganho maior de resistência a partir dos 4 metros de profundidade. Em geral o perfil não apresentou grandes variações.

A resposta da resistência a cravação dos ensaios CPT, q_t , e os valores das pressões de expansão (P_1 e P_0) dos ensaios SDMT apresentaram um comportamento crescente com a profundidade, mas de forma geral homogêneo durante quase todo o perfil (Figuras 40b e 40c). Quanto a resposta do ensaio sísmico SDMT representada pelo módulo de cisalhamento elástico G_0 , Figura 40d, observa-se que este apresentou um pequeno trecho de camada mais resistente entre 5 e 10 metros.

Desta forma, observa-se pelos ensaios SPT, CPT e SDMT, exceto a medida de G_0 deste último, que o solo apresenta características de homogeneidade, com pequenas diferenças apenas nas camadas mais superficiais.

Embora os ensaios sugiram um perfil de comportamento homogêneo, foi realizada a classificação do solo pelos 5 ensaios CPT disponíveis, apresentado na Figura 43. O objetivo de verificar a classificação de comportamento com a profundidade é estabelecer a presença de camadas de transição mais evidentes que venham a necessitar de tratamento de dados distintos. Em especial a definição da escala de flutuação, necessita ser calculada em camada de mesmo material (Uzielli *et al.* 2005).

Figura 43 – Classificação do Solo em relação ao comportamento pelos diferentes ensaios CPT – Estudo de Caso 2: (a) medida de resistência de ponta e (b) índice de classificação de Robertson (2010)



Fonte: Próprio Autor.

Com base no resultado apresentado na Figura 41 verifica-se que para a sondagens CPT-01, CPT-02 e CPT-03, após a camada inicial de 6 metros, a classificação em relação ao comportamento encontra-se na região de argilas (com pequenos trechos em argilas orgânicas para a sondagem CPT-02) até 20 m de profundidade. Já as sondagens, CPT-04 E CPT-05 apresentaram classificação como sendo de material composto por misturas de siltes, com transições para argilas a partir dos 7 metros, onde o comportamento de argilas foi caracterizado.

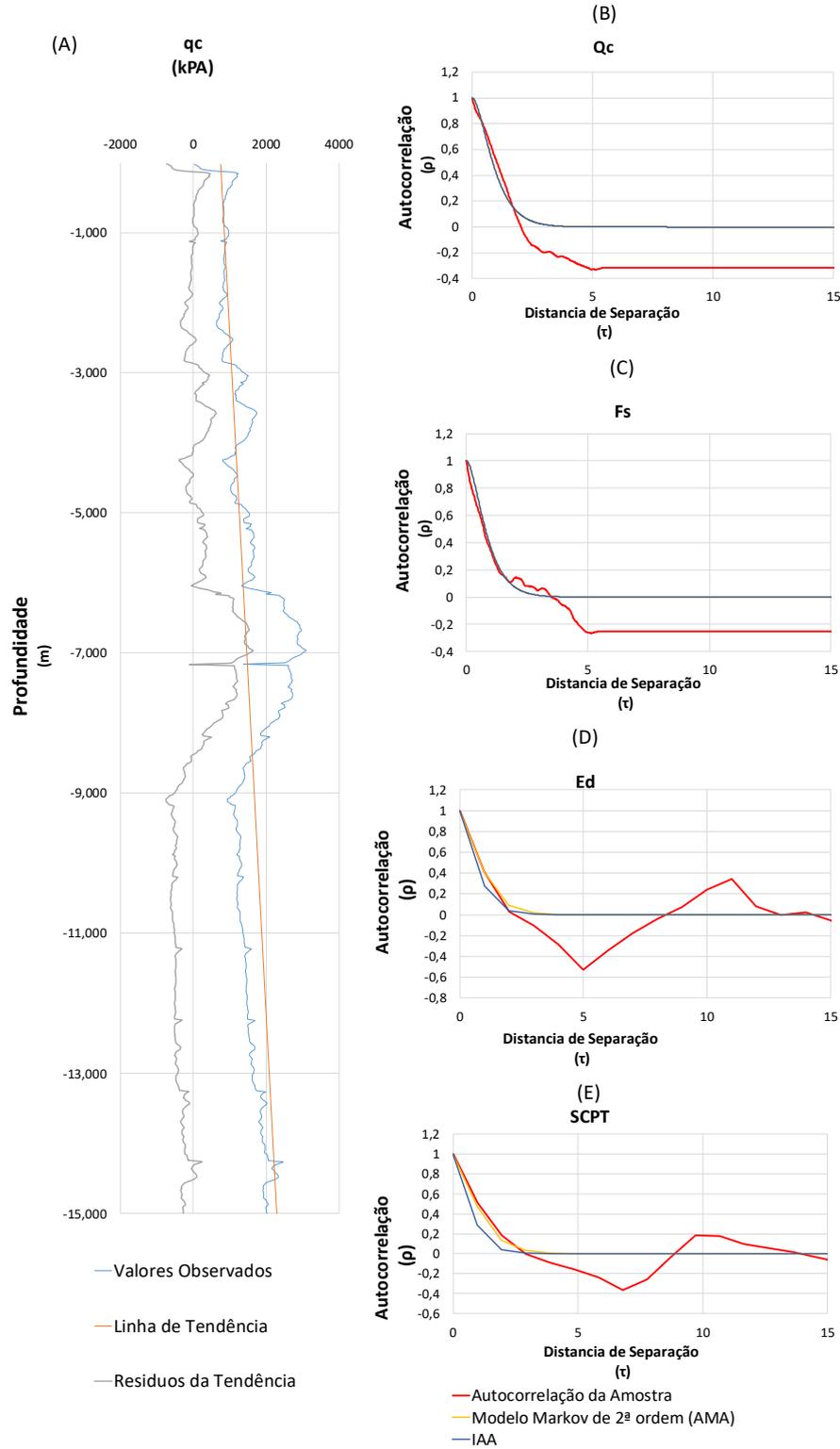
Em suma, o solo é residual, com alto grau de homogeneidade, predominantemente caracterizado por argilas residuais de basalto.

4.2.2 Determinação dos Parâmetros de Geomecânicos e Estatísticos

4.2.2.1 Escala de flutuação

Para a determinação da escala de flutuação vertical avaliou-se os valores de resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s), velocidade de onda (v_s) e pressões do(s) ensaio(s) dilatométrico (p_0 e p_1), o resultado das análises foi sintetizado na Figura 44. Inicialmente foram considerados os perfis completos para análise, depois foi realizada uma análise por camadas para a determinação da escala de flutuação. Na análise por camadas apenas os ensaios CPT foram considerados e o critério para definição de camadas foi baseado no índice de classificação I_c , apresentado na Figura 44 b. Nesse sentido, apenas camadas com I_c característico de argilas foram consideradas. O resultado da análise considerando camadas de mesmo índice de classificação é apresentado no Quadro 10.

Figura 44 – Determinação Escala de Flutuação – Caso 2 – 0 a 15 metros: (a) modelo definição da tendência e valores residuais para medida q_c ; (b) autocorrelação versus distância de separação - resistência de ponta residual q_c ; (c) autocorrelação versus distância de separação – atrito lateral residual f_s ; (d) autocorrelação versus distância de separação– módulo elástico residual E_d ; e (e) autocorrelação versus distância de separação - velocidade da onda cisalhante residual V_s .



Fonte: Próprio Autor.

Observando a Figura 43, para os dados de CPT, furo 01, a escala de flutuação pelo método MEV ficou em 0,5 m para a resistência de ponta (q_c) e 0,6 metros para o atrito lateral (f_s). Quanto ao método IAA, o valor da escala de flutuação ficou em 2,0 metros para a resistência de ponta (q_c) e 1,9 metros para a fricção da luva (f_s). Finalmente, para o IMA encontrou-se 2,0 metros para a resistência de ponta (q_c) e 1,9 metros para o atrito lateral (f_s).

Para os dados sísmicos do SDMT, a escala de flutuação pelo método MEV ficou em 4,5 metros. Já pelo método IAA 1,6 metros e pelo IMA 2,2 metros.

Por fim, para os dados do DMT, a escala de flutuação pelo método MEV ficou em 1,0 metros. Já pelo método IAA 1,6 metros e pelo IMA 2,0 metros.

O Quadro 11 apresenta um resumo os valores observados durante a estimação da escala de flutuação considerando os diferentes ensaios e perfil contínuo de 0 a 15m.

Quadro 11 – Valores de Escala de Flutuação Estimados para o Caso 2

Parametro	Escala de Flutuação (m)			
	MEV	IAA	AMA	Valor Típico Literatura
Resistencia de Ponta	0,5	2,0	2,0	0,1 - 3,0
Fricção da Luva	0,6	1,9	1,9	0,4 - 1,3
Velocidade da Onda	4,5	1,6	2,2	-
Modulo Dilatométrico	1,0	2,0	1,6	-

Fonte: Próprio Autor.

Observa-se que o método MEV levou a valores menores de escala de flutuação e teve boa aderência com os valores encontrados na literatura. Em relação aos outros métodos o MEV apresentou valores inferiores ao IAA e ao AMA.

Para a inserção no modelo optou-se pela utilização da escala de flutuação obtida a partir do DMT, com o uso do MEV, primeiramente por ser um ensaio que mede de forma direta o módulo de reação horizontal e em segundo por apresentar valor menor que os demais. Cabe ressaltar que o MEV apresentou boa aderência com a literatura nos ensaios onde havia referência disponível a consulta.

Diferente do estudo de caso 1, a fim de avaliar uma possível segmentação do perfil em termos de comportamento de solo, utilizou-se de rotina Python desenvolvida pelo grupo de pesquisa em Geotecnia da UFSC. Nessa análise apenas o trecho do

perfil de 7 a 15 m foi considerado, uma vez que este mostrou-se como de mesmo comportamento nos diferentes ensaios CPT avaliados (classificação de comportamento Figura 41b). Através da seleção automatizada, baseada no índice de classificação, os perfis foram subdivididos de 2 a 4 camadas. Após a subdivisão, o método utilizou os modelos de adequação para estimativa da escala de flutuação e retornou o valor encontrado que resulta na melhor aderência entre a equação adotada e o ensaio em análise (maior R^2 em relação as medidas do modelo e dados). Os resultados dessa análise são apresentados de forma resumida no Quadro 12.

Quadro 12 – Valores de Escala de Flutuação em Diferentes camadas pelo Método AMA – Caso 2

Parametro CPT	CPT-01		TODOS OS CPT'S	
	Minimo	Maximo	Minimo	Maximo
Resistencia de Ponta	1,33	4,80	0,21	5,00
Fricção da Luva	0,95	5,00	0,26	5,00

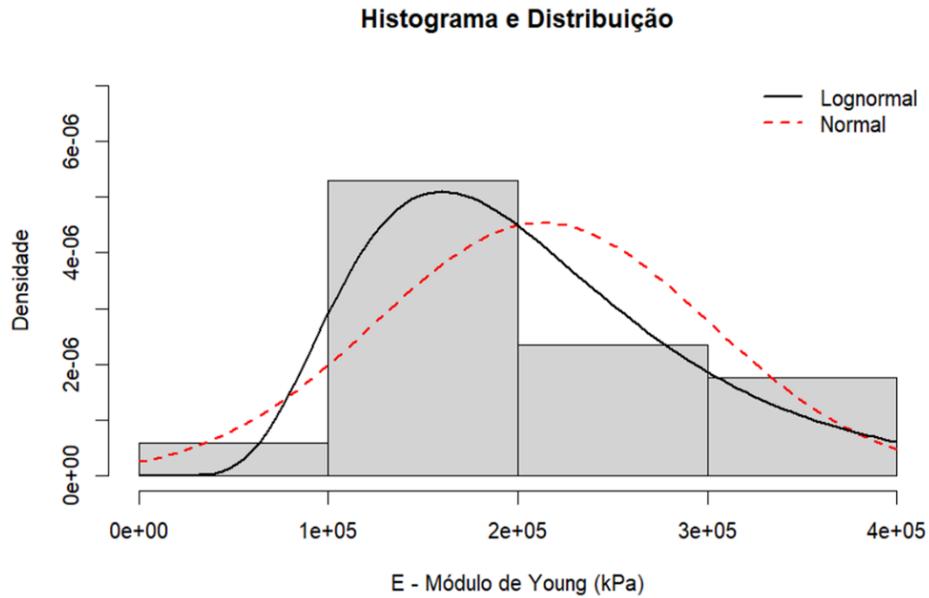
Fonte: Próprio Autor.

Observou-se grande variação no parâmetro de escala de flutuação, com valores mínimos para o CPT-01 próximos dos valores observados no Quadro 11 para o modulo dilatométrico. Como o módulo dilatométrico é uma medida direta da resistência lateral do solo, optou-se por utilizar esse parâmetro para a determinação da escala de flutuação. Sendo assim, os valores de escala de flutuação vertical e horizontal adotados foram de 1,0 metros e 10,0 metros respectivamente. Novamente a medida da escala de flutuação horizontal foi definida de acordo com a literatura, uma vez que não existem dados suficientes para sua caracterização na direção horizontal.

4.2.2.2 Módulo elástico e demais parâmetros

Em relação a função densidade de probabilidade, foram plotadas as frequências e as funções de densidade de probabilidades lognormal e normal, para os conjuntos de dados sísmicos, a fim de validar o uso da distribuição lognormal como estimador do modulo de elasticidade, uma vez que essa é uma distribuição indicada por não possuir valores negativos.

Figura 45 – Histograma dos dados para o Estudo de Caso 2

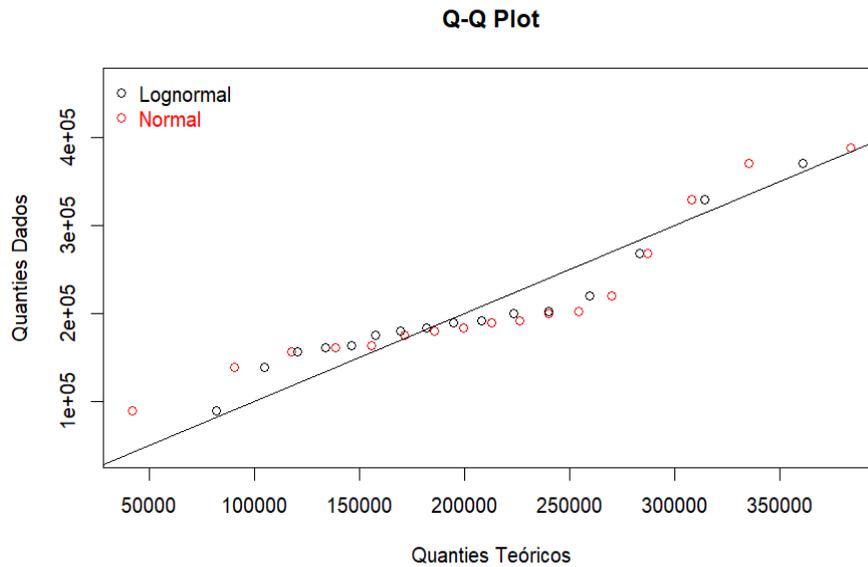


(b)

Fonte: Próprio Autor.

Observa-se pela Figura 45 que, graficamente, a Função Densidade de probabilidades Normal não teve aderência razoável. Foi aplicado o teste de Anderson-Darling (Teste AD) para avaliar a aderência das distribuições de probabilidades. O gráfico Q-Q é apresentado na Figura 46.

Figura 46 – Gráfico Q-Q – Caso 2



Fonte: Próprio Autor.

Ambas as curvas apresentadas na Figura 46 graficamente não apresentaram boa aderência. Foi aplicado o teste Anderson-Darling para avaliar a aderência dos dados as distribuições Normal e Lognormal. O resultado do teste AD é apresentado no Quadro 6.

Quadro 13 – Teste Anderson – Darling – Caso 2

Parâmetro	Distribuição	α -significância	Estatística do teste	p-value	Rejeitar H0
Módulo de Young	Normal	5%	1,010	0,009	SIM
	Lognormal	5%	0,727	0,047	SIM

Fonte: Próprio Autor.

Embora os dados não tenham apresentado aderência a distribuição normal e lognormal pelo teste AD, como o parâmetro de módulo de elasticidade não pode ser negativo, e, considerando o recomendado na literatura, adotou-se a distribuição de probabilidades lognormal para a geração do campo aleatório.

Desta forma, o valor do módulo de elasticidade adotado foi obtido a partir do ensaio sísmico, que apresentou média de 212.929,72 kPa e desvio padrão de 90.580,52 kPa.

Os demais valores absolutos utilizados no modelo são apresentados no Quadro 14, que sintetiza os valores empregados nos modelos.

Quadro 14– Parâmetros utilizados no modelo – Caso 2

Material	Parametro	Valor adotado	Unidade
Solo	Peso Especifico	15,8	kN/m ³
	Permeabilidade	0,000001	m/s
	Indice de Vazios	1,21	-
	Ângulo de Atrito Interno	32,0	Graus
	Coesão Efetiva	10,0	kPa
	Coefficiente de Poisson	0,3	-
	Modulo de Elasticidade	Campo Aleatório	kPa
Aço	Coefficiente de Poisson	0,3	-
	Modulo de Elasticidade	190000000,0	kPa
	Densidade	78,5	kN/m ³

Fonte: Próprio Autor.

4.2.3 Modelo de Calibração

Para a avaliação da aderência do modelo as provas de carga, a estaca foi modelada com valores médios em camada única, comparando o resultado diretamente com o ensaio de prova de carga.

Os dados de entrada do modelo foram estimados com base nos ensaios disponíveis (para o módulo de elasticidade utilizou-se o valor dos primeiros metros do SDMT) no trabalho de Born (2019). Os valores utilizados no modelo são apresentados no quadro 12.

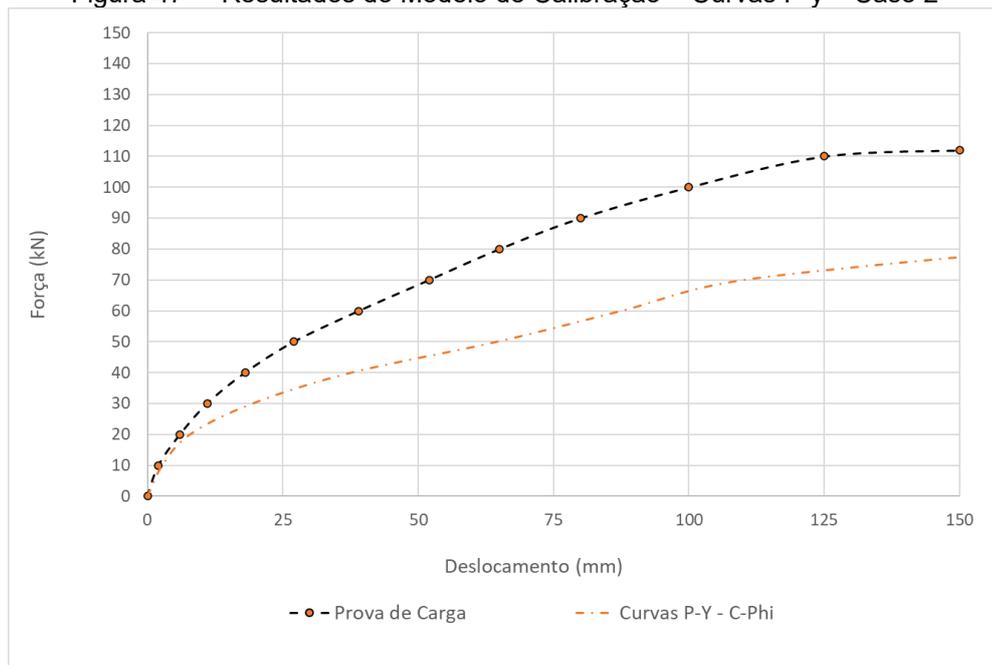
Quadro 15– Parâmetros de solo Utilizados no Modelo de Calibração – Caso 2

Profundidade	Psolo	Coesão	Ângulo de Atrito	Ângulo de Dilatância	Poisson	Modulo de Young
m	kN/m ³	kPa	Graus	Graus	-	kPa
0,00 - 10,00	15,80	10,00	31,00	1,25	0,30	56.234,41

Fonte: Próprio Autor

Para a análise através das Curvas P-y, foi adotado no Software as Curvas para solos coesivos friccionais, apresentado na Figura B7, do apêndice B. O resultado do modelo foi comparado com a prova de carga real e é apresentado na Figura 47.

Figura 47 – Resultados do Modelo de Calibração – Curvas P-y – Caso 2

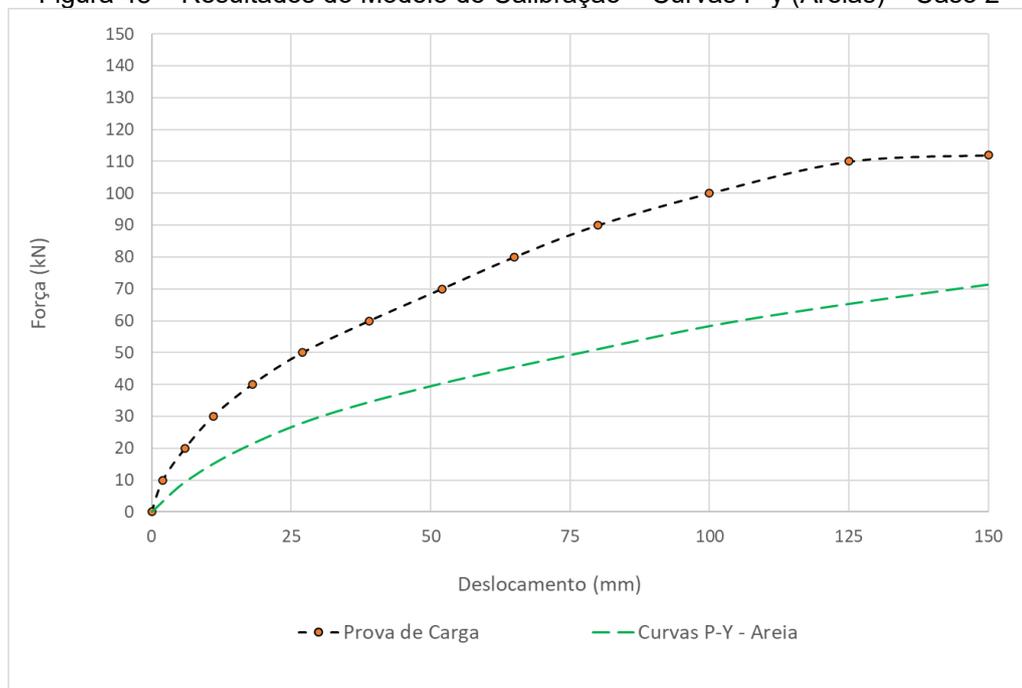


Fonte: Próprio Autor

Na Figura 47 é possível concluir que o modelo não teve boa aderência a prova de carga, com valores cerca 30% mais conservadores. Observa-se diferença significativa entre a previsão e ensaio em escala real a partir de 5 milímetros de deslocamento.

Para avaliar se o a curva escolhida era a mais adequada, modelos em argila pura foram efetuados, porem nenhuma das análises convergiu, apresentando instabilidade numérica (deslocamentos excessivos). Uma terceira tentativa efetuada foi modelar o solo como comportamento de areia, a título investigativo, apresentado na Figura 48.

Figura 48 – Resultados do Modelo de Calibração – Curvas P-y (Areias) – Caso 2



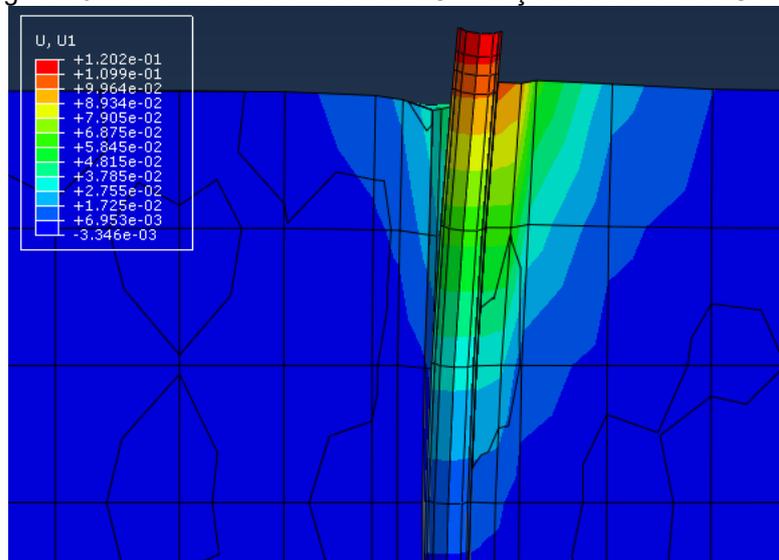
Fonte: Próprio Autor

Observa-se pela Figura 48 que, mesmo modelando o solo como areia, não houve melhora na estimativa, desta forma, entendeu-se a modelagem em solo coesivo friccional como adequada.

A modelagem tridimensional da estaca é apresentada na Figura 49, com deslocamentos apresentados em metros. Quanto ao comportamento da estaca no modelo tridimensional, observa-se que o modelo teve o comportamento esperado para uma estaca longa, apresentando deformações apenas no topo da estaca, com comportamento de engaste sem rotação na base. Pode-se observar pequena perda de contato com o solo na região de aplicação da carga e um soerguimento do solo na

região posterior ao carregamento. De uma forma geral, o modelo se comportou de maneira esperada.

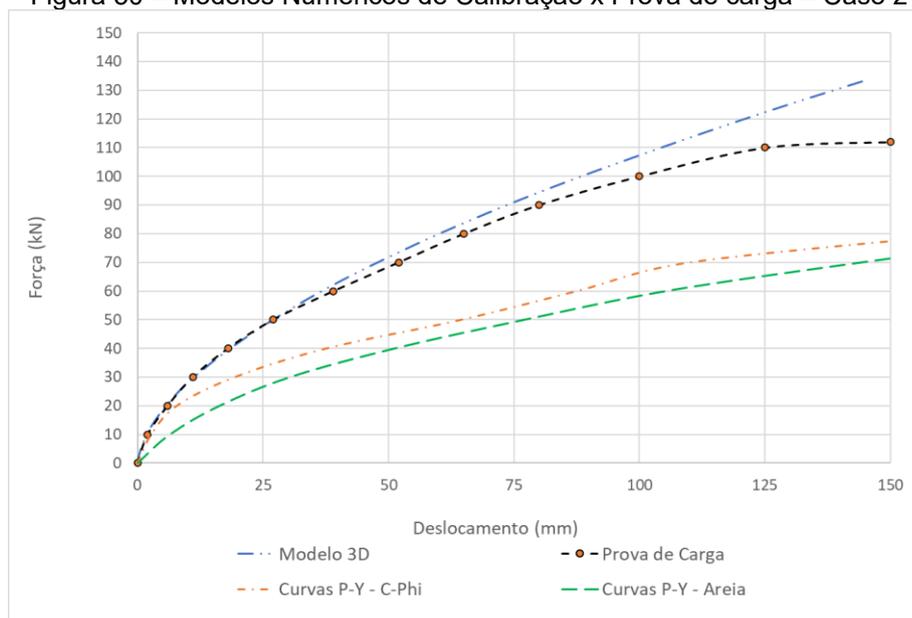
Figura 49 - Resultados do Modelo de Calibração do Estudo de Caso 2



Fonte: Próprio Autor

Os resultados obtidos pelos modelos foram plotados na forma carga versus deslocamento, juntamente com os valores observados no ensaio de prova de carga (Figura 50).

Figura 50 – Modelos Numéricos de Calibração x Prova de carga – Caso 2



Fonte: Próprio Autor

Observa-se pelo gráfico apresentado na Figura 36 que o modelo 3D teve boa aderência a prova de carga, apresentando comportamento similar ao ser carregado, principalmente nos primeiros centímetros. Após os 75 mm de deformação o modelo se distanciou das provas de carga, contudo a diferença ficou em torno de 7%, entre modelo e prova de carga real.

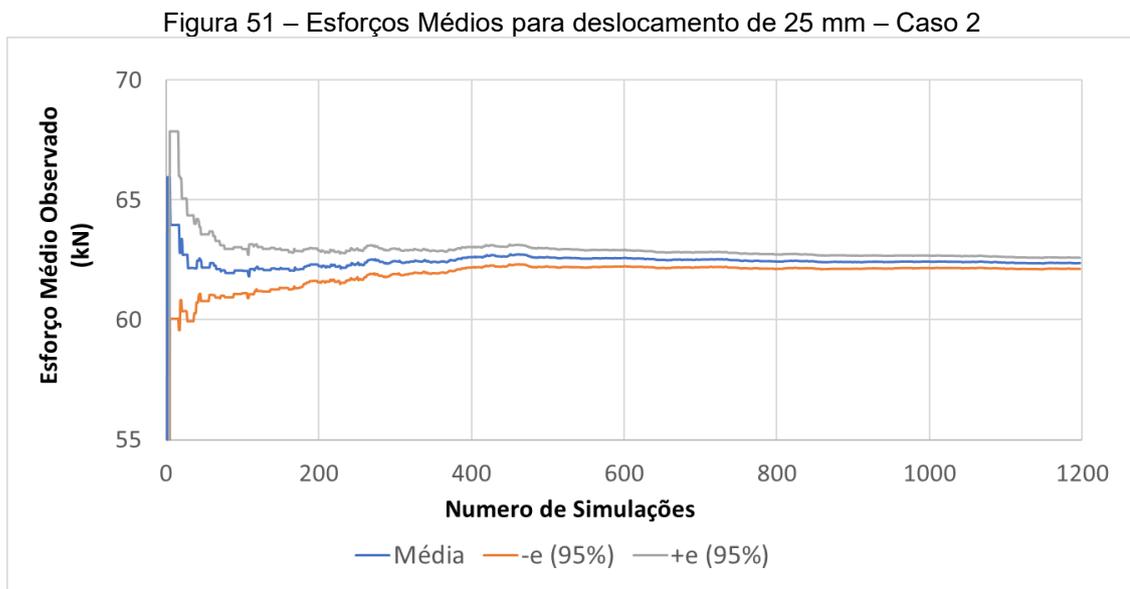
Os modelos baseados em curvas P-y não tiveram aderência satisfatória a prova de carga.

Devido a boa aderência do modelo numérico tridimensional, aceitou-se os parâmetros de entrada determinados, bem como a modelagem feita.

4.2.4 Resultados do Modelo Numérico com Campos Aleatórios

Foram executadas 1197 simulações a partir dos dados estimados para o solo, onde 512 simulações chegaram à estabilização. A cada simulação foi extraído o esforço necessário para deslocar o topo da estaca 25 milímetros.

O gráfico apresentado na Figura 51 mostra a evolução das médias dos esforços observadas no topo da estaca, à medida que foram incluídas mais rodadas para a sua determinação.

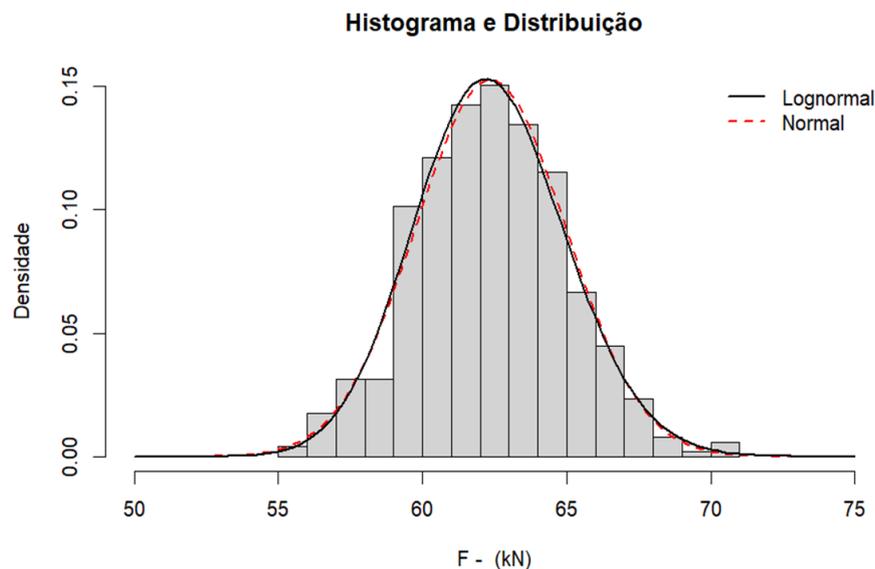


Fonte: Próprio Autor.

Observa-se que a partir da simulação 80 os valores médios de esforços se mantiveram constantes. Com 1200 simulações o valor observado para a média foi de 62,6 kN, com um desvio padrão de 2,6 kN.

A partir dos resultados obtidos do modelo observou-se graficamente a sua aderência com a distribuição normal. O Teste K-S confirmou a aderência a distribuição normal, com nível de significância variando entre 1% e 20%. O teste AD também confirmou a aderência dos dados para significância de 5%. Os resultados são apresentados graficamente Figura 52.

Figura 52 – Histograma dos Esforços Observados no Topo da Estaca para deslocamento de 25 mm – Caso 2.



Fonte: Próprio Autor.

Por fim, avaliou-se o valor médio observado quanto ao nível de confiança e seu comparativo com os valores da prova de carga (Quadro 14).

Quadro 14 – Avaliação da Média e Comparativo com Prova de Carga – Caso 2

Média Observada (μ)	62,4	kN
Desvio Padrão Observado (σ)	2,6	kN
Erro Estimado Para o Nível de Confiança Adotado (e)	0,2	kN
Nível de Confiança (IC)	95%	-
Tamanho da amostra ou numero de rodadas (n)	512	Rodadas
Numero de Rodadas Processadas	1.197	Rodadas
Valor Prova de Carga	53,0	kN
Diferença Entre o Valor Estimado e Prova de Carga	18%	-

Fonte: Próprio Autor.

Observa-se pelo quadro 10 que a média observada para o modelo levou a valores maiores que os observados na prova de carga, no que tange a carga aplicada para um deslocamento de 25 mm. Observa-se uma variação na casa de 17% a maior na média, em relação ao valor observado nos ensaios reais de prova de carga.

4.3 RESUMO DOS RESULTADOS

Em relação aos modelos de calibração, que utilizaram métodos tradicionais para a estimativa de deslocamento, a exceção do método P-y para estimativa do Caso 2, apresentaram boa aderência entre as estimativas e o ensaio de carga real.

Quanto as estimativas com base em métodos estocásticos, os modelos numéricos apresentaram boa aderência entre o previsto e calculado para o caso 1, para o caso 2, as previsões foram menos precisas, contudo, ainda assim, próximas ao previsto. Ambos os modelos mantiveram uma previsão média de esforços para 25 milímetros com diferença inferior a 10%.

Nos dois estudos de caso a estimativa de carga teve média com tendência a estabilização antes da 80° rodada, e aderência a curva normal com 200 simulações. O Quadro 16 apresenta a síntese dos resultados obtidos.

Quadro 16 – Resultados obtidos dos Modelos

Estudo	Diferença Observada Prova de Carga		
	Metodos Deterministicos		Metodos Estocásticos (RFEM)
	Curvas P-y	Modelo 3d MEF	
Caso 1	-10%	-10%	-10%
Caso 2	30%	7%	18%

Fonte: Próprio Autor

5 CONCLUSÃO

O presente trabalho teve como objetivo avaliar o comportamento de estacas carregadas transversalmente através de comparativos diretos entre dados de prova de carga e modelagens numéricas. Os modelos numéricos considerados foram elaborados com base no MEF, com auxílio de curvas P-y e sólidos para discretização do solo, além de análises probabilísticas considerando campos aleatórios. Nas análises probabilísticas foram estimados os esforços necessários, através de simulação de Monte Carlo, para deslocar o topo da escala 25 milímetros, utilizando campos estocásticos aliados ao método dos elementos finitos, em 2 estudos de caso.

Cada estudo demandou cerca de 10 minutos por simulação. Considerando dois estudos de caso com 1000 simulações cada, foram 20.000 minutos, o que equivale a 13 dias ininterruptos de processamento. Ajustes quando se fazem necessários demandam muito tempo de retrabalho, por tanto, revisões nos parâmetros devem ser feitas com muita atenção nas etapas prévias as simulações.

Comparativos foram feitos com métodos determinísticos e estocásticos para avaliação dos esforços e deslocamentos em estacas transversalmente carregadas, todos apresentaram aderência razoável com os ensaios em escala reais, desde que considerando um pequeno fator de segurança para que possam ter aplicabilidade.

Quanto a escala de flutuação, foram elaborados 3 modelos para avaliar a sua influência na resposta do modelo numérico. De forma geral, constatou-se nesse estudo que pequenas variações nesses valores não afetam consideravelmente o resultado final, sendo um parâmetro que aparentemente pode ser determinado com os ensaios disponíveis, sem necessidade de ensaios específicos no caso de estacas transversalmente carregadas.

Foi estimado, em etapa prévia à modelagem numérica com métodos estocásticos, para cada caso analisado, o deslocamento em função das cargas através de métodos determinísticos, por meio de curvas P-y e Modelos Numéricos em MEF.

Quanto as estimativas prévias por métodos determinísticos:

- As estimativas tiveram boa aderência no caso 1, onde o solo é predominantemente siltoso, tanto para o modelo tridimensional quanto para o simplificado;

- As estimativas tiveram boa aderência no caso 2 para a modelagem em MEF. Para estimativas baseadas em curvas P-y as estimativas não apresentaram aderência as provas de carga reais.

Quanto as estimativas utilizando métodos numéricos:

- As estimativas tiveram boa aderência no caso 1, apresentando baixo desvio padrão, aderência a distribuição normal para os valores médios e convergência dos valores a partir de 40 rodadas;
- No 2° caso, as estimativas ficaram cerca de 17% divergentes dos ensaios de prova de carga, apresentando baixo desvio padrão, aderência a distribuição normal para os valores médios e convergência dos valores a partir de 40 rodadas.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para trabalhos futuros sugerimos:

- Realização de provas de carga monitorada em estacas de aço e concreto, com perfis diversos (H, I, Circulares) em solo de perfil estratificado;
- Comparar os valores das provas de carga real com os valores estimados por métodos determinísticos e estocásticos.
- Ampliar as análises em relação a diferentes escalas de flutuação;
- Realizar novas análises com diferentes modelos constitutivos.

REFERÊNCIAS

ABAQUS [software Modelagem Numérica]. **ABAQUS Finite Element Analysis for Mechanical Engineering and Civil Engineering**. Dassault Systèmes. <https://www.3ds.com/products/simulia/abaqus>, 2024.

ASTM D 5778: Standard test method for performing electric friction cone and piezocone penetration testing of soils. West Conshohocken, PA, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR ISO 22476-12**: Investigação e ensaios geotécnicos - Parte 12: Ensaio de penetração de cone mecânico (CPTM). Rio de Janeiro, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14724**: informação e documentação: trabalhos acadêmicos: apresentação. Rio de Janeiro, 2011.

ALLAHVERDIZADEH, Pooya; FENTON, G. A.; GRIFFITHS, D. V.. **The Random Finite Element Method (RFEM) in Probabilistic Slope Stability Analysis with Consideration of Spatial Variability of Soil Properties**. Geotechnical Special Publication. 2015.

AHMED, Ashraf A.. **Stochastic analysis of free surface flow through earth dams**. Computers and Geotechnics 36. 2009.

ANDERSON, Theodeore W. **Anderson–Darling Tests of Goodness-of-Fit**. International Encyclopedia of Statistical Science. Springer, Berlin, Heidelberg, 2011.

BAECHER, G. B.; CHRISTIAN, J. T. **Reliability statistics in geotechnical engineering**. West Sussex, England: John Wiley and Sons, 2003. 605 p.

BECK, André Teófilo, 2019: **Confiabilidade e Segurança das Estruturas**. Elsevier, ISBN 978-85-352-8895-7.

BARBETTA, Pedro Alberto, Marcelo Menezes Reis, and Antonio Cezar Bornia. **Estatística: Para Cursos de Engenharia E Informática**. Vol. 3. Atlas São Paulo. 2004.

BORN, R. B. **Efeito de grupo em estacas carregadas transversalmente associadas a solos melhorados**. 2015. 128 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

BORN, R. B. **Análise experimental do comportamento de estacas carregadas lateralmente em um solo residual**. 2019. 140 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

BOZOZUK, M.; SELLGREN, E.; RODRIGUES, A. Diaz ; VIGGIANI, Carlo; HABIB, Pierre; POULOS, Harry G. **Soil-Structure Interaction**. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Stockholm). 1981.

BROMS, B. B. **Lateral resistance of piles in cohesive soils**. Journal of the soil mechanics and foundations division, v. 90, n SM2, p. 27-63, March 1964.

CABAL, K.; ROBERTSON, P.K. **Guide to cone penetration Testing**. 7 edição. 2022.

CAI, Yongmin; BRANSBY, Fraser; GAUDIN, Christophe; UZIELLI, Marco. **A framework for the design of vertically loaded piles in spatially variable soil**. Computers and Geotechnics, 2021.

CAMI, B. *et al.* **Scale of fluctuation for spatially varying soils: estimation methods and values**. ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering, v. 6, n. 4, p. 03120002–1–03120002–16, dez. 2020.

CHAN, Chin Loong; LOW, Bak Kong. **Probabilistic analysis of laterally loaded piles using response surface and neural network approaches**. Computers and Geotechnics, 2012.

CHEN, Wai-Fah.; LIU, X.L.. **Limit Analysis in Soil Mechanics**. Amsterdam, Elsevier, 1990.

CHEN, Hongzhen; TIAN, Yinghui; QI, Chongchong; WANG, Le. **Probabilistic bearing capacities of strip foundation on two-layered clay**. SSRN, 2022.

CHWAŁA, Marcin; ZHANG , Wengang. **Broken line random failure mechanism method in foundation bearing capacity assessment for spatially variable soil**. Computers and Geotechnics, 2020.

DIENSTMANN, Gracielli. **Projeto Interativo dos Molhes da Barra do Rio Grande - RS**. Tese de Mestrado. Escola de Engenharia, Universidade Federal do RioGrande do Sul, Porto Alegre, 2011.

DALLA ROSA, F., THOMÉ, A., RUVEN, C. A. **Determinação de alguns parâmetros geotécnicos do campo experimental de geotecnia da Universidade de Passo Fundo - RS**. In: 1o SIMPÓSIO BRASILEIRO DE JOVENS GEOTÉCNICOS (GEO JOVEM 2004) 2004, São Carlos, SP. Anais. São Carlos, SP

FARO, V. P. **Carregamento lateral em fundações profundas associadas a solos tratados: concepção, provas de carga e diretrizes de projeto**. 2014. 349 f. Tese (Doutorado em Engenharia civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2014.

FENTON, G. A.; GRIFFITHS, D. V. **Risk assessment in geotechnical engineering**. Hoboken, New Jersey, EUA: John Wiley and Sons, 2008. ISBN 0470178205.

FENTON, G. A.; GRIFFITHS, D. V. **STATISTICS OF FREE SURFACE FLOW THROUGH STOCHASTIC EARTH DAM**. *Journal of Geotechnique*.1996.

FENTON, G. A., and VANMARCKE, E. H.. **Simulation of random fields via local average subdivision**. *J. Eng. Mech.*, 116(8): 1733–1749. 1990.

FENTON, G. A.; GRIFFITHS, D. V.; PAIBOON, J. HUANG, J.. **Reliability analysis of beams on random elastic foundations**. *Geotechnique* 63. 2013.

FENTON, G. A.; GRIFFITHS, D. V. **Risk assessment in geotechnical engineering**. Hoboken, New Jersey, EUA: John Wiley and Sons, 2008. ISBN 0470178205.

FERREIRA Ana Isa Ribeiro; SOUZA, Auyra Michele; SILVA, Daniela Tatiane da. **Testes Estatísticos para Diagnóstico da Normalidade de uma Distribuição de Dados**. 13º Congresso de Iniciação Científica. Anais do Conic-Semesp. Volume 1, 2013.

FISH, Jacob and BELYTSCHKO, Ted. **Um Primeiro Curso em Elementos Finitos**. LTC, 2009.

GUDMUNSDOTTIR, Brynja. **Laterally Loaded Piles**. 1981. Dissertação University of Alberta - Faculty of Graduate Studies.

GUI, Shengxiang; ZHANG, Renduo; TURNER, John P.; XUE, Xuzhan. **Probabilistic slope stability analysis with stochastic soil hydraulic conductivity**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2000.

GUO, W. D. **Theory and practice of pile foundations**. Boca Raton, Fla.: CRC Press, 2013.

GRAVANIS , Elias; PANTELIDIS, Lysandros; CHRISTODOULOU, Panagiotis. **An Analytical Random Field Solution for the Reliability of Axially Loaded Piles in the Ultimate Limit State Considering the Effect of Soil Sampling**. *Geosciences*, 2020.

HELWANY, S.. **Applied Soil Mechanics – with ABAQUS® Applications**. John Wiley & Sons. 2007.

HUANG, A. B. *et al.* **Effects of construction on laterally loaded pile groups**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 127, n. 5, p. 385-397, 2001.

HEYER, Barry J., REESE Lymon C., **Analysis of single piles under lateral loading**, Research Study 3-5-78-244. U. S. Department of Transportation Federal Highway. Texas, EUA, 1979.

KENARSARI, A. E.; CHENARI, R. J.; ESLAMI, A. **Characterization of the correlation structure of residual CPT profiles in sand deposits**. International Journal of Civil Engineering, v. 11, n. 1, p. 29–37, 2013.

LAUTENSCHLAGER, Carlos Emanuel. **Modelagem Numerica do Comportamento de Fundações Profundas Submetidas ao Deslocamento Lateral**. Dissertação. UFRGS, Porto Alegre, 2010.

MATLOCK, H.; REESE, L. C. **Generalised solutions for laterally loaded piles**, JSMFD, ASCE, v. 86, n. SM5, 1960.

MILITITSKY, Jarbas; CONSOLI, Cesar Nilo; SCHNAID, Fernando; L. C. **Patologia das Fundações. Oficina de Textos**. 2ª edição. 256p. 2015.

MOULTON, L.; HALVORSEN, G.; GANGARAO, H. **Tolerable movement criteria for highway bridges**. 1985.

MOULTON, L. K.; FEDERAL HIGHWAY, A.; WEST VIRGINIA, U.; DEPARTMENT OF CIVIL, E. **Tolerable movement criteria for highway bridges**. Washington, D.C.: 1986.

MOURA, Alfran Sampaio, OLIVEIRA, Felipe Freitas. **Contribution to the forecast of horizontal displacements in continuous flight auger piles in granular soil profile**. REM - International Engineering Journal. 2022.

NGUYEN, Quoc Van; FATAHI, Behzad; KHABBAZ, Hadi. **Three dimensional numerical simulation to predict performance of laterally loaded piles on clay-sand layered slope**. GEOMONTREAL. 2013.

PHOON, K.-K.; KULHAWY, F. H. **Characterization of geotechnical variability**. Canadian Geotechnical Journal, n. 36, p. 612–624, 1999.

PHOON, Kok-Kwang; CAO, Zi-Jun b.; JI, Jian c; LEUNG, Yat Fai d; NAJJAR, Shadi E; SHUKU, Takayuki F; TANG, Chong G; YIN, Zhen-Yu H; IKUMASA, Yoshida I; CHING, Jianye J. **Geotechnical Uncertainty, modeling, and decision making**. Soils and Foundations 62, Issue 5, 2022.

POTTS, D. M.; ZDRAVKOVIC, L. **Finite element analysis in geotechnical engineering: Theory**. Heron Quay, London: Thomas Telford Ltd., V1, 1999.

POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. **Elastic solutions for soil and rock mechanics**. John Wiley & Sons, New York. 1974. 411 p.

POULOS, H. G.; CARTER, J. P.; SMALL, J. C. **Foundations and retaining structures - Research and practice**. Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 4, n. Conf 15, p. 2527-2606, 2002.

PYPILE [software Modelagem Numérica]. **PYPPILE Lateral Pile Analysis Software Program**. Young Technology. <https://www.yongtechnology.com/pypile/>, 2024.

ROBERTSON, P., 2010, **Soil behaviour type from the CPT: an update.** 9-11.

SANTOS, Isabella Christine de Paula. **Estacas Carregadas Lateralmente: Avaliação de um Método Empírico para a Previsão de Esforços Internos.** 2016. 202 f. Dissertação, UFG, Goiania, 2016.

SALGADO, R.; Prezzi, M.; Ganju, E. **Assessment of site variability from analysis of cone penetration test data.** West Lafayette, IN: Purdue University. 2015.

SAWANT, V. A.; SHUKLA & S. K.. Three-Dimensional Finite Element Analysis of Laterally Loaded Piles in Sloping Ground. *Indian Geotechnical Journal*. 2012.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações.** 2. ed. São Paulo. Oficina de Textos, 2012.

TIMOSHENKO S & GOODIER IN., **Theory of elasticity.** McGraw Hill, New York, 1951.

TERZAGHI, K. **Evaluation of coefficient of subgrade reaction.** *Geotechnique* vol.5., n.4, 1955

UZIELLI, M. *et al.* **Soil variability analysis for geotechnical practice. Characterization and engineering properties of natural soils** 3-4, p. 1653–1752, 2007. Taylor Francis Group London.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações : critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas.** São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

WANG , Man-Yu; LIU, Yong; DING, Ya-Nan; YI, Bao-Long. **Probabilistic stability analyses of multi-stage soil slopes by bivariate random fields and finite element methods.** *Computers and Geotechnics*, 2020.

WU, Yongxin; ZHANG, Houle; SHU, Shuang. **Probabilistic bearing capacity of spudcan foundations under combined loading in spatially variable soils.** *Ocean Engineering*, 2022.

XIAO-LING, Zhang; BO-HAN, Jiao; YAN, Han; SHONG-LOONG, Chen; XIU-YU, Li. **Random field model of soil parameters and the application in reliability analysis of laterally loaded pile.** *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2021.

APÊNDICE A – ABACOS PARA UTILIZAÇÃO DO METODO DE BROMS

Nesta seção encontram-se os ábacos e tabelas apresentados por BROMS (1964A e 1964B).

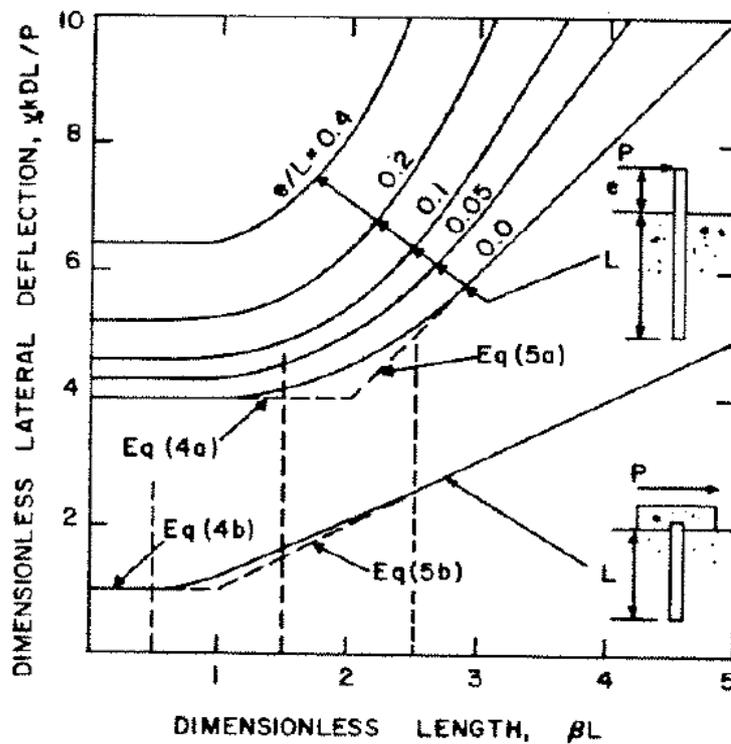
Figura A1-Avaliação dos coeficientes n_1 e n_2

Unconfined Compressive Strength q_u , tons per square foot	Coefficient n_1
Less than 0.5	0.32
0.5 to 2.0	0.36
Larger than 2.0	0.40

Pile Material	Coefficient n_2
Steel	1.00
Concrete	1.15
Wood	1.30

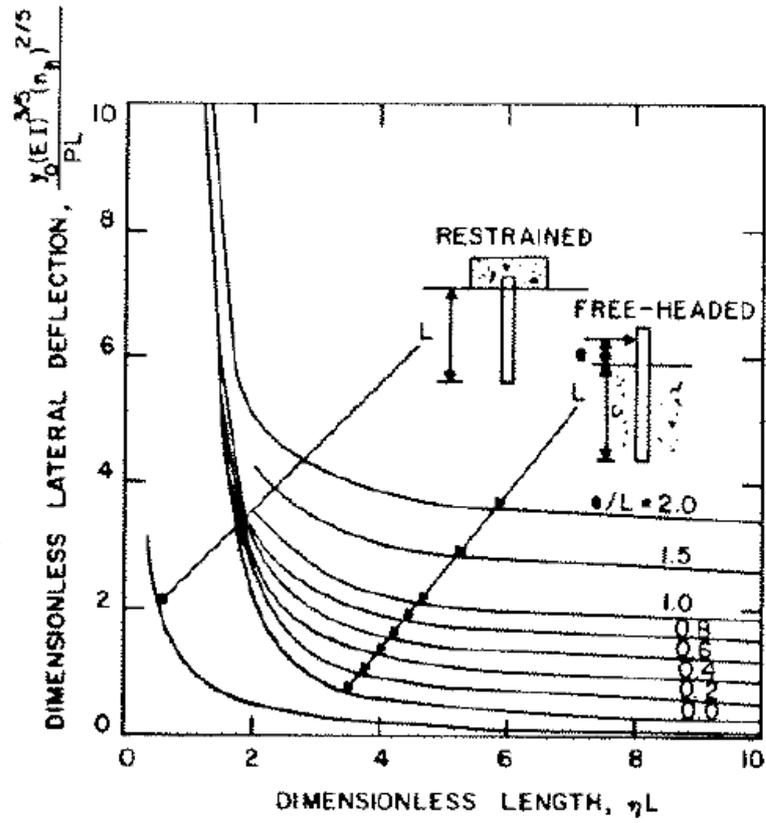
Fonte: BROMS (1964A)

Figura A2-Deslocamento esperado na superfície para solos coesivos.



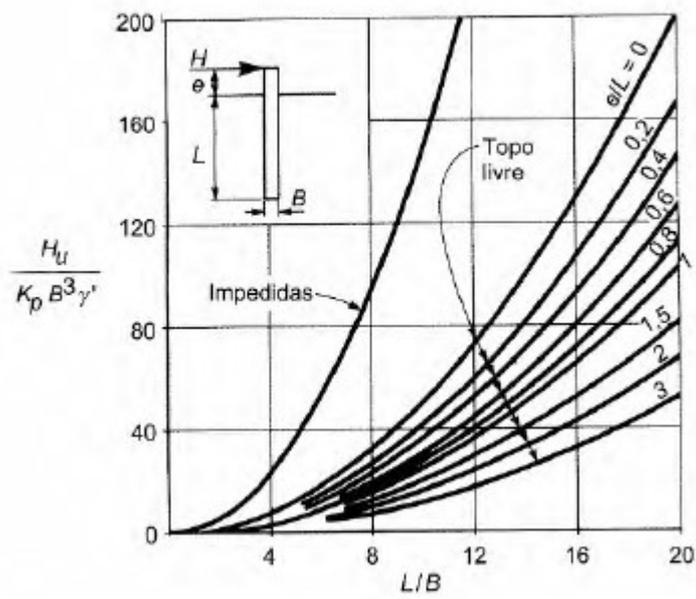
Fonte: BROMS (1964A)

Figura A3-Deslocamento esperado na superfície para solos não coesivos.



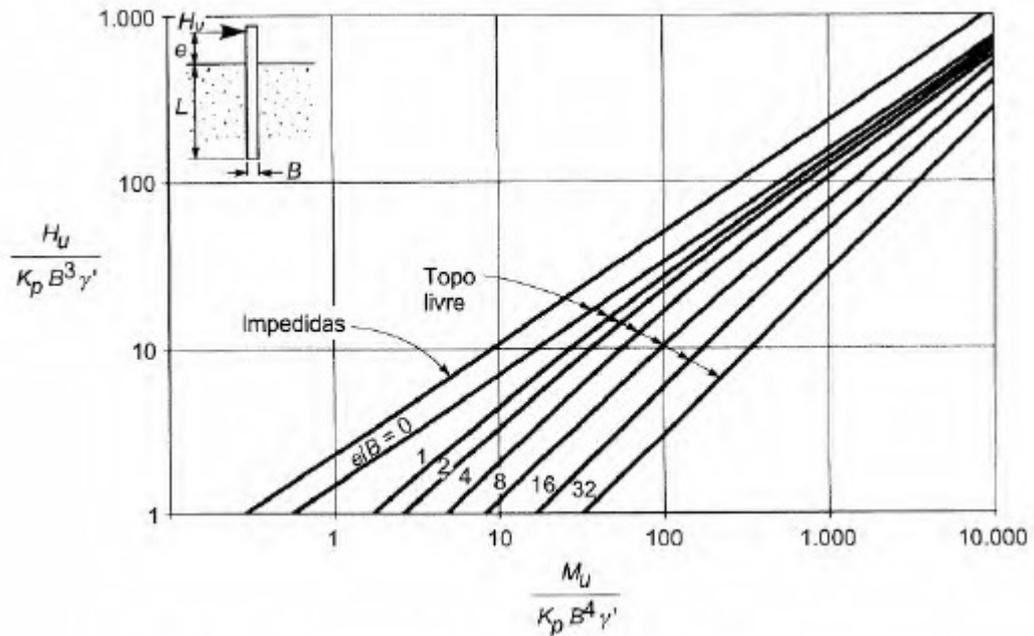
Fonte: BROMS (1964A)

Figura A4 – Carga última em estaca curta embutida em solo não coesivo, topo livre a rotação.



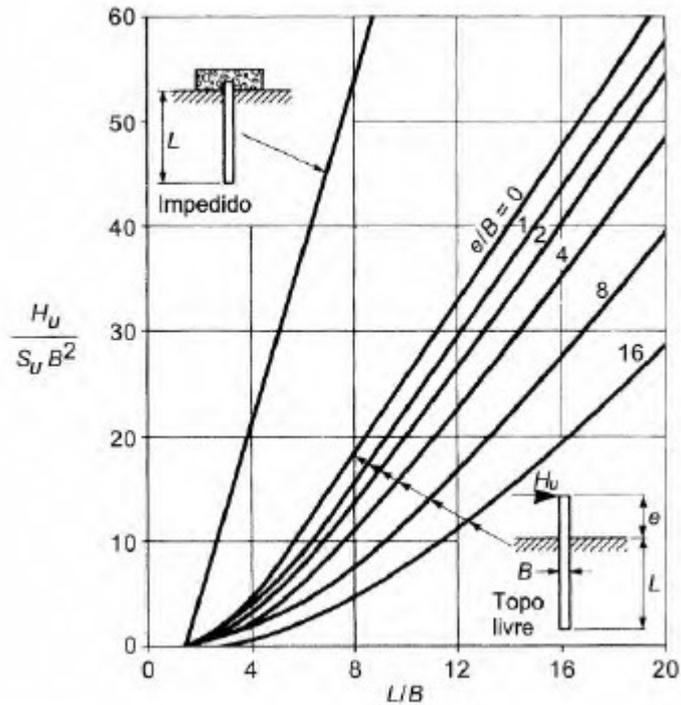
Fonte: (VELLOSO e LOPES, 2010)

Figura A5 – Carga última em estaca longa embutida em solo não coesivo, , topo livre a rotação.



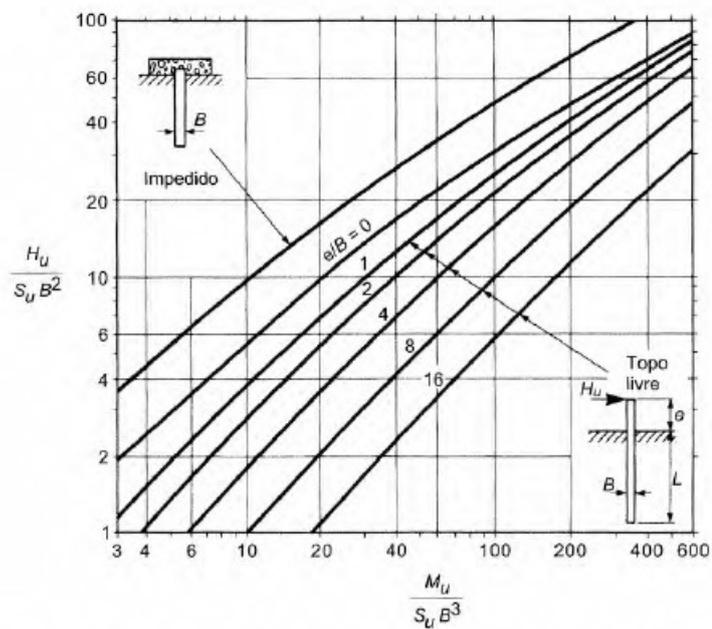
Fonte: (VELLOSO e LOPES, 2010)

Figura A6 – Carga última em estaca curta embutida em solo coesivo, topo restringido a rotação.



Fonte: (VELLOSO e LOPES, 2010)

Figura A7 – Carga última em estaca longa embutida em solo coesivo, topo restringido a rotação.



Fonte: (VELLOSO e LOPES, 2010)

APÊNDICE B – ÁBACOS E INSTRUÇÕES PARA UTILIZAÇÃO DO MÉTODO DE MATLOCK E REESE

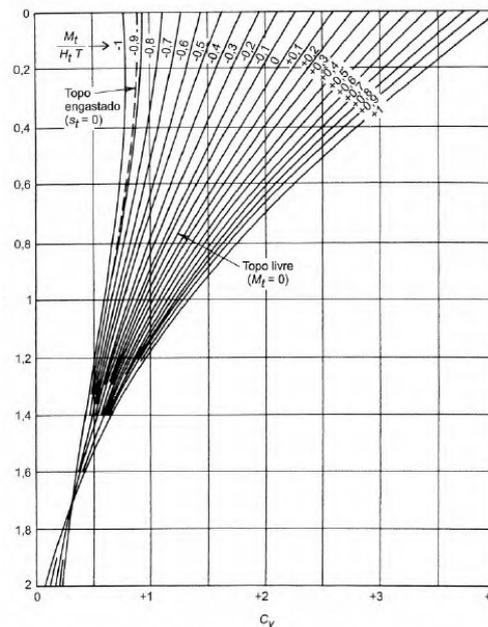
Nesta seção encontram-se os ábacos e tabelas apresentados por MATLOCK E REESE (1961), REESE et. Al (1974) e orientações de GUDMUNSDOTTIR (1981) para elaboração das curvas P-y.

Figura B1- Coeficientes A e B

Z	A_y	A_s	A_m	A_v	A_p	B_y	B_s	B_m	B_v	B_p
0,0	2,435	-1,623	0,000	1,000	0,000	1,623	-1,750	1,000	0,000	0,000
0,1	2,273	-1,618	0,100	0,989	-0,227	1,453	-1,650	1,000	-0,007	-0,145
0,2	2,112	-1,603	0,198	0,956	-0,422	1,293	-1,550	0,999	-0,028	-0,259
0,3	1,952	-1,578	0,291	0,906	-0,586	1,143	-1,450	0,994	-0,058	-0,343
0,4	1,796	-1,545	0,379	0,840	-0,718	1,003	-1,351	0,987	-0,095	-0,401
0,5	1,644	-1,503	0,459	0,764	-0,822	0,873	-1,253	0,976	-0,137	-0,436
0,6	1,496	-1,454	0,532	0,677	-0,897	0,752	-1,156	0,960	-0,181	-0,451
0,7	1,353	-1,397	0,595	0,585	-0,947	0,642	-1,061	0,939	-0,226	-0,449
0,8	1,216	-1,335	0,649	0,489	-0,973	0,540	-0,968	0,914	-0,270	-0,432
0,9	1,086	-1,268	0,693	0,392	-0,977	0,448	-0,878	0,885	-0,312	-0,403
1,0	0,962	-1,197	0,727	0,295	-0,962	0,364	-0,792	0,852	-0,350	-0,364
1,2	0,738	-1,047	0,767	0,109	-0,885	0,223	-0,629	0,775	-0,414	-0,268
1,4	0,544	-0,893	0,772	-0,056	-0,761	0,112	-0,482	0,688	-0,456	-0,157
1,6	0,381	-0,741	0,746	-0,193	-0,509	0,029	-0,354	0,594	-0,477	-0,047
1,8	0,247	-0,596	0,696	-0,298	-0,445	-0,030	-0,245	0,498	-0,476	0,054
2,0	0,142	-0,464	0,628	-0,371	-0,283	-0,070	-0,155	0,404	-0,456	0,140
3,0	-0,075	-0,040	0,225	-0,349	0,226	-0,089	0,057	0,059	-0,213	0,268
4,0	-0,050	0,052	0,000	-0,106	0,201	-0,028	0,049	-0,042	0,017	0,112
5,0	-0,009	0,025	-0,033	0,013	0,046	0,000	0,011	-0,026	0,029	-0,002

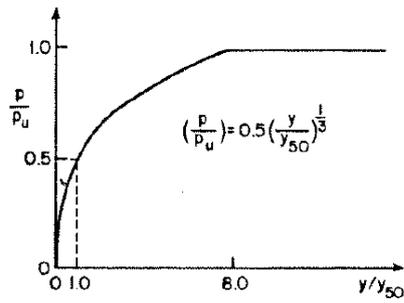
Fonte: Matlock e Reese (Apud VELOSO e LOPES, 1961)

Figura B2- Coeficiente C_y



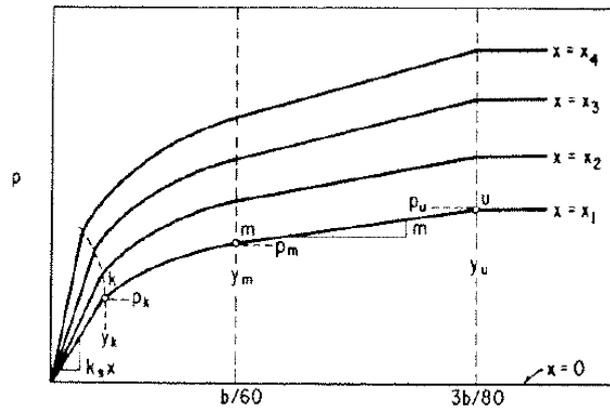
Fonte: Matlock e Reese (Apud VELOSO e LOPES, 1961)

Figura B3 – Curvas Características das Argilas Para Cargas Não Cíclicas



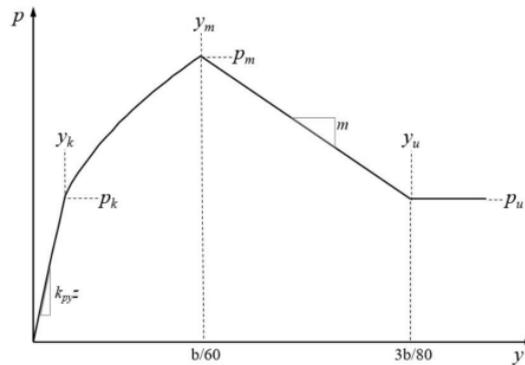
Fonte: REESE et. Al (1974)

Figura B4 – Curvas Características para Areias



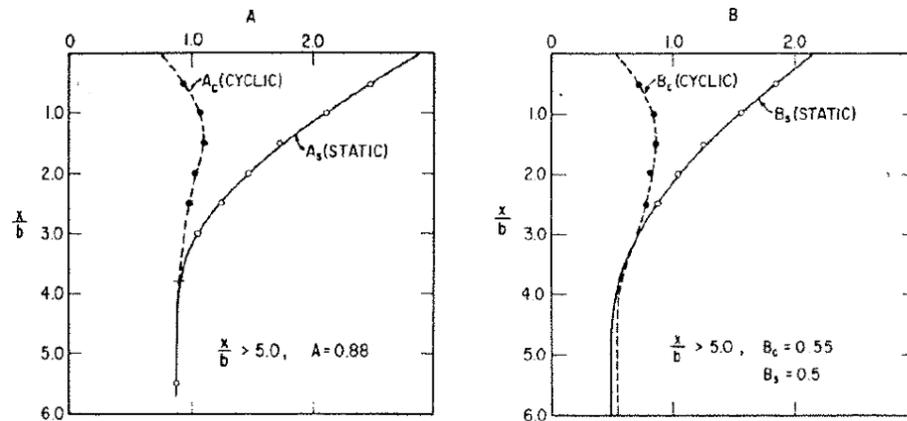
Fonte: REESE et. Al (1974)

Figura B5– Para solos Coesivo Friccionais



Fonte: REESE et. Al (1974)

Figura B6 – Coeficientes Adimensionais A e B



Fonte: REESE et. Al (1974)

Procedimentos para Elaboração das Curvas P-y (GUDMUNSDOTTIR, 1981):

Argila Sobreadensada (Reese e Welch 1975)

1) Obtenha a melhor estimativa possível da variação da resistência ao cisalhamento e do peso unitário efetivo com a profundidade e do valor de ε_{50} , que corresponde a deformação correspondente a metade da diferença máxima de tensão principal. Se não houver valor de ε_{50} disponível use um valor de 0,005 ou 0,010. O valor maior é mais conservador. Aqui o mais baixo.

2) A resistência final do solo p é calculada de acordo com menor valor entre:

$$p = \left(3 + \frac{\gamma x}{c_u} + 0,5 \frac{x}{D} \right) C_u D \quad \text{e} \quad p = 9C_u D$$

3) Calcule o deslocamento y_{50} , na metade do ponto de resistência final do solo:

$$Y_{50} = 2,5 D \varepsilon_{50} \quad \text{e} \quad p = 9C_u D$$

4) Os pontos na curva são agora calculados por:

$$\frac{P}{Pu} = 0,5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{\frac{1}{4}}$$

Argila normalmente Sobreadensada (Matlock 1970)

As etapas são as mesmas da argila sobreadensada, mas os valores e as equações são diferentes. O procedimento dado aqui é para solos argilosos submersos, que são normalmente consolidados ou ligeiramente sobreadensado.

1) Aqui o valor de ε_{50} pode ser considerado entre 0,005 e 0,020, sendo o menor valor mais aplicável a argila frágil ou sensível e o maior valor para solos perturbados ou remoldados ou sedimentos não consolidados. Um valor intermediário de $\varepsilon_{50} = 0,010$ é provavelmente satisfatório para a maioria dos propósitos.

2) Se o solo de argila mole for confinado de modo que o fluxo plástico ao redor de uma pilha ocorre em planos horizontais, a resistência por unidade de comprimento de estaca pode ser expressa como:

$$Pu = N_p C_u D$$

Onde N é igual a:

9 a uma profundidade considerável abaixo da superfície;

$3 + \frac{\sigma_x}{C_u} + J \frac{X}{D}$ (entre a superfície livre do solo e profundidade a variação é descrito por esta equação);

2-4 quando muito perto da superfície;

3 para uma estaca cilíndrica;

O valor de J deve ser determinado empiricamente. Um valor de $J = 0,5$ parece ser adequado.

3) Calcule y, usando a abordagem de Skempton:

$$Y_{50} = 2,5 D \varepsilon_{50}$$

4) Os pontos na curva são agora calculados por:

$$\frac{P}{Pu} = 0,5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Além de $y = 8 \gamma 50$ $p = p_u$, para todos os valores de y .

Solo sem coesão (Reese, Cox e Koop 1974)

Para construção de curvas p - y para areia, o contorno de Reese et.al. (1974) é utilizado. O método é baseado em teoria e empirismo.

Procedimento recomendado:

1) Obtenha as propriedades do solo e as dimensões da estaca ϕ , γ , D

2) Use os seguintes parâmetros para calcular a resistência do solo:

$$\alpha = \frac{\phi}{2}, \quad \beta = 45 + \frac{\phi}{2}, \quad k_0 = 0,4 \quad K_a = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$$

3) A seguinte equação é usada para calcular a resistência do solo próximo a superfície:

a) Resistência final perto da superfície do solo:

$$P_{ct} = \gamma H \left(\frac{K_0 H \tan \phi \sin \beta}{\tan(\phi - \beta) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (D + H \tan \beta \tan \alpha) + K_0 H \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) - K_a D \right)$$

b) Resistência final bem abaixo da superfície do solo:

$$P_{cd} = K_a D \gamma H \tan^4(\beta - \phi) + K_0 D \gamma H \tan \phi \tan^4 \beta$$

4) Encontre a interseção x_t de duas equações acima $P_{cd} = P_{ct}$

5) Selecione as profundidades nas quais as curvas p - y são desejadas.

6) Estabeleça $y_u = 3b/80$ e $p_u = A p_c$, onde A é um fator de ajuste empírico dado na Figura (2.10a)

7) Estabeleça $y_m = b/60$ $p_m = B p_c$, onde B é um fator de ajuste empírico dado na Figura (2.10b).

8) Estabeleça a inclinação da porção inicial do p-y curva selecionando o valor apropriado de kh.

9) Parábola a ser ajustada entre os pontos k e m:

$$p = C y^n$$

10) Ajuste a parábola entre estes pontos:

a) Inclinação da linha entre u e m: $m = \frac{p_u - p_m}{y_u - y_m}$

b) A potência da parábola n: $n = \frac{p_m}{m y_m}$

c) Obtenha C da seguinte forma: $C = \frac{p_m}{1/n}$

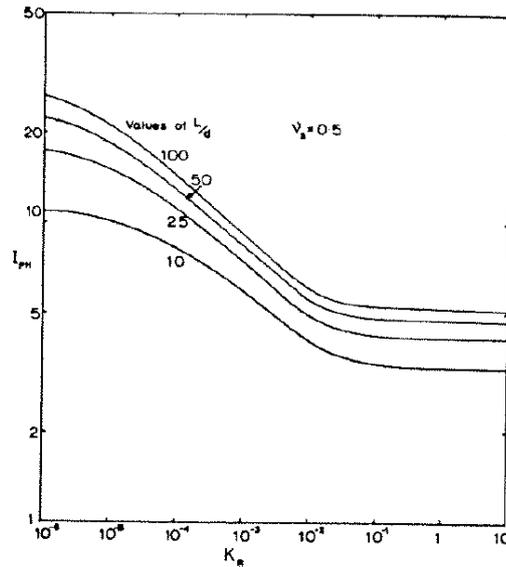
d) Determine o ponto k como: $y_k = \left(\frac{c}{kx}\right)^{\frac{n}{n-1}}$

e) Use a equação do passo 9 para calcular os pontos.

APÊNDICE C – ABACOS PARA UTILIZAÇÃO DO METODO POULOS

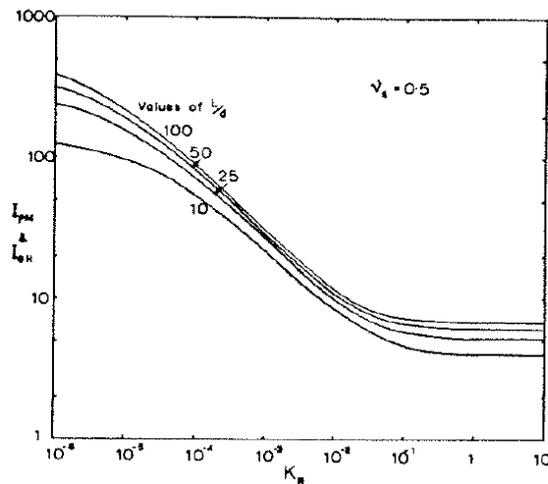
Nesta seção encontram-se os ábacos e tabelas apresentados em por POULOS (1971).

Figura C1 – Fator de Influência I_{PH} para estacas de topo livre

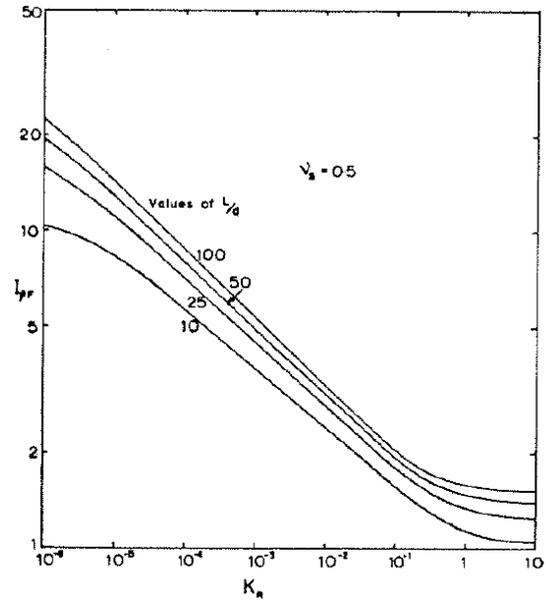


Fonte: POULOS (1971)

Figura C2 – Fator de Influência I_{PM} e I_{PH} para estacas de topo livre



Fonte: POULOS (1971)

Figura C2 – Fator de Influência I_{pr} e estacas de topo restringido a rotação

Fonte: POULOS (1971)

APÊNDICE D – CODIGOS PARA AUTOMATIZAÇÃO DE COLETA DE DADOS NO RSTL3D EM PYTHON

#Funcao para processamento das informacoes do field obtido no software RFEM de Fenton e Griffiths. Os arquivos resultantes estao prontos para serem importados no RFEM. Ajustes são necessários para os diferentes tipos de tela

```
import pandas as pd
import numpy as np
import matplotlib.pyplot as plt
import pyautogui, sys
import time
```

```
##### DADOS DE ENTRADA #####
```

```
#valor seed inicial
```

```
seed = str(1201)
```

```
#valor rodada inicial
```

```
rodada = str(201)
```

```
#numero de rodadas
```

```
rodadas = 200
```

```
#numero divisoes #(x=y)!
```

```
div_x_num = 18
```

```
div_z_num = 30
```

```
#comprimento em cada divisao
```

```
len_x = '5,0'
```

```
len_y = '5,0'
```

```
len_z = '2,0'
```

```
#parametro de solo
```

```
elasticidade = '198219,0'
```

```
poisson = '0,3'
```

```
desvpad = '75539,0'
```

```
cov_x = '10,0'
```

```
cov_y = '10,0'
```

```
cov_z = '0,9'
```

```
##### inicio do script #####
```

```
#tempo entre saves
```

```
tsave = 5.0
```

```
#valor seção inicial
```

```
sec_ex = '1'
```

```
sec_ex_num = 1
```

```
#numero divisoes
```

```
div_x = str(div_x_num)
```

```
div_y = div_x
```

```
div_z = str(div_z_num)
```

```
#emissor de alerta de inicio de script

pyautogui.alert ('O código vai começar. Não utilize nada do computador até o
código finalizar!')

#abrindo o rfem

pyautogui.hotkey ('winleft','d')

pyautogui.click(250 ,50, 1 , 0.1 , button='left')

pyautogui.press('enter')

pyautogui.PAUSE = 0.25

##### setagem inicial #####

#nome arquivo

pyautogui.moveTo(800 , 110)

pyautogui.write( 'r'+ rodada + 's' + sec_ex , interval=0.1)

pyautogui.click(800 , 130 , 2 , 0.1 , button='left')

pyautogui.hotkey('backspace')

pyautogui.write( 'r'+ rodada + 's' + sec_ex , interval=0.1)

#habilitando geracao de secao .fld

pyautogui.click(500 ,230, 1 , 0.1 , button='left')
pyautogui.click(500 ,280, 1 , 0.1 , button='left')
```

```
#selecionando a secao
```

```
pyautogui.click(650 ,255, 2 , 0.1 , button='left')
```

```
pyautogui.write( sec_ex , interval=1)
```

```
pyautogui.click(650 ,305, 2 , 0.1 , button='left')
```

```
pyautogui.write( sec_ex , interval=1)
```

```
#desabilitando geracao de arquivos desnecessários
```

```
pyautogui.click(500 ,160, 1 , 0.1 , button='left')
```

```
pyautogui.click(500 ,450, 1 , 0.1 , button='left')
```

```
#indicando o numero de divisoes
```

```
pyautogui.click(635 ,550, 2 , 0.1 , button='left')
```

```
pyautogui.write( div_x , interval=0.25)
```

```
pyautogui.click(730 ,550, 2 , 0.1 , button='left')
```

```
pyautogui.write( div_y , interval=0.1)
```

```
pyautogui.click(840 ,550, 2 , 0.1 , button='left')
```

```
pyautogui.write( div_z , interval=0.25)
```

```
#indicando o valor de cada divisao
```

```
pyautogui.click(635 ,570, 2 , 0.1 , button='left')
```

```
pyautogui.write( len_x , interval=0.25)
```

```
pyautogui.click(730 ,570, 2 , 0.1 , button='left')
```

```
pyautogui.write( len_y , interval=0.1)
```

```
pyautogui.click(840 ,570, 2 , 0.1 , button='left')
```

```
pyautogui.write( len_z , interval=0.25)
```

```
#ajustando interacoes e simulacoes para 1 e 1
```

```
pyautogui.click(635 ,590, 2 , 0.1 , button='left')
```

```
pyautogui.write( '1' , interval=0.1)
```

```
pyautogui.click(635 ,610, 2 , 0.1 , button='left')
```

```
pyautogui.write( '1' , interval=0.1)
```

```
#setando a seed inicial
```

```
pyautogui.click(635 ,640, 2 , 0.1 , button='left')
```

```
pyautogui.write( seed , interval=0.1)
```

```
#setando modulo de elasticidade, poisson e desvio padrao
```

```
pyautogui.click(635 ,660, 2 , 0.1 , button='left')
```

```
pyautogui.write( poisson , interval=0.25)
```

```
pyautogui.click(635 ,685, 2 , 0.1 , button='left')
```

```
pyautogui.write( elasticidade , interval=0.1)

pyautogui.click(790 ,685, 2 , 0.1 , button='left')

pyautogui.click(1000 ,590, 2 , 0.1 , button='left')

pyautogui.click(790 ,685, 2 , 0.1 , button='left')

pyautogui.write( desvpad , interval=0.1)

#setando covariancias

pyautogui.click(635 ,710, 2 , 0.1 , button='left')

pyautogui.write( cov_x , interval=0.1)

pyautogui.click(730 ,710, 2 , 0.1 , button='left')

pyautogui.write( cov_y , interval=0.1)

pyautogui.click(840 ,710, 2 , 0.1 , button='left')

pyautogui.write( cov_z , interval=0.1)

#arrumando o numero de sapatas

pyautogui.moveTo(1000 ,590)

pyautogui.mouseDown()

pyautogui.moveTo(1000 ,790)

pyautogui.mouseUp()
```

```
pyautogui.click(525 ,655, 2 , 0.1 , button='left')
```

```
pyautogui.write( "1" , interval=0.1)
```

```
pyautogui.click(595 ,655, 2 , 0.1 , button='left')
```

```
pyautogui.write( "2" , interval=0.1)
```

```
pyautogui.click(665 ,655, 2 , 0.1 , button='left')
```

```
pyautogui.write( "1" , interval=0.1)
```

```
pyautogui.click(735 ,655, 2 , 0.1 , button='left')
```

```
pyautogui.write( "2" , interval=0.1)
```

```
pyautogui.click(525 ,680, 2 , 0.1 , button='left')
```

```
pyautogui.write( "3" , interval=0.1)
```

```
pyautogui.click(595 ,680, 2 , 0.1 , button='left')
```

```
pyautogui.write( "4" , interval=0.1)
```

```
pyautogui.click(665 ,680, 2 , 0.1 , button='left')
```

```
pyautogui.write( "3" , interval=0.1)
```

```
pyautogui.click(735 , 680, 2 , 0.1 , button='left')
```

```
pyautogui.write( "4" , interval=0.1)
```

```
pyautogui.moveTo(1000 ,590)
```

```

pyautogui.mouseDown()

pyautogui.moveTo(1000 ,390)

pyautogui.mouseUp()

#apertando o run

#pyautogui.click(570 ,75, 2 , 0.1 , button='left')

#pyautogui.PAUSE = tsave

#pyautogui.click(650 ,255, 2 , 0.01 , button='left')

#pyautogui.PAUSE = tsave

##### loop #####

pyautogui.PAUSE = tsave

n = int(rodada)

while (n < rodadas+int(rodada)):

    sec_ex_num = 1

    while (sec_ex_num < div_x_num + 1 ):

        pyautogui.click(650 ,255, 2 , 0.01 , button='left', _pause=False)
        pyautogui.write(str(sec_ex_num) , interval= 0.01, _pause=False)
        pyautogui.click(650 ,305, 2 , 0.1 , button='left', _pause=False)
        pyautogui.write(str(sec_ex_num) , interval= 0.01, _pause=False)
        pyautogui.click(800 , 110 , 2 , 0.01 , button='left', _pause=False)

```

```
        pyautogui.write( 'r'+ str(n) + 's' + str(sec_ex_num) , interval=0.001,
_pause=False)
        pyautogui.click(800 , 130 , 2 , 0.01 , button='left', _pause=False)
        pyautogui.write( 'r'+ str(n) + 's' + str(sec_ex_num) , interval=0.001,
_pause=False)
        pyautogui.click(570 ,75, 2 , 0.01 , button='left', _pause=False)
        sec_ex_num = sec_ex_num + 1
        pyautogui.click(650 ,255, 2 , 0.01 , button='left')
    else:

        n = n+1
        iseed = n + int(seed) - int(rodada)
        pyautogui.click(635 ,640, 2 , 0.1 , button='left')
        pyautogui.write( str(iseed) , interval=0.1)

else:

    pyautogui.alert ('O código foi finalizado. Você já pode utilizar o
computador!')
```

APÊNDICE E – CODIGOS PARA ORGANIZAÇÃO DOS ARQUIVOS FLD PARA IMPORTAÇÃO NO ABAQUS

```
import pandas as pd
import numpy as np
import matplotlib.pyplot as plt
import time
import glob
import os
```

```
##### DADOS DE ENTRADA #####
```

```
#LOCAL ONDE ESTÃO SALVOS OS ARQUIVOS
```

```
path = r'C:\Users\Rafael'
```

```
#PARAMETROS ESTATÍSTICOS
```

```
media_lognormal = 212929.72
```

```
desviop_lognormal = 90580.52
```

```
#poisson
```

```
poisson = 0.3
```

```
#rodada inicial
```

```
irodadas=201
```

```
#NUMERO Da RODADA FINAL
```

```
nrodadas=500
```

```
#NUMERO DE DIVISÕES
```

```
div_x_num = 5 #Huang#18
div_y_num = 5 #Huang#18
div_z_num = 9 #Huang#30
```

```
#DIMENSÕES DE CADA DIVISÃO (m)
```

```
x = 5.0
y = 5.0
z = 1.5 #Huang#2.0##
```

```
##### SCRIPT #####
```

```
def processa_fld(nome_arquivo, media_lognormal, desviop_lognormal, x, y, z,
sec_ex_num):
```

```
    variancia_normal = np.log(1+(desviop_lognormal/media_lognormal)**2)
    media_normal = np.log(media_lognormal)-(0.5*variancia_normal)
```

```
#Leitura do arquivo do Field exportado no software RFEM
```

```
    df_fld = pd.read_csv(nome_arquivo, sep=" ", skiprows=10, header=None)
```

```
#Armazena dados do tamanho do Field
```

```
    n_columns = int(list(df_fld.iloc[0].dropna())[0])
    n_lines = int(list(df_fld.iloc[0].dropna())[1])
```

```
#Armazena valores do campo em uma lista
```

```
    np_fld = df_fld.iloc[1:].values
    list_fld = np_fld[~np.isnan(np_fld)].tolist()
```

```
#Cria lista das coordenadas
```

```
l_x = []
l_y = []
l_z = []
l_x.append(x * sec_ex_num)
l_x = l_x * n_lines * n_columns
l_y = list(np.linspace(0, y*div_y_num , num=n_columns))*n_lines
l_z = np.repeat(np.linspace(z * (div_z_num-1), z, num=n_lines), n_columns)
```

```
#prepara coluno poisson
```

```
l_poisson = [poisson]* n_lines * n_columns
```

```
#Cria tabela final
```

```
df_fld_final = pd.DataFrame()
df_fld_final["MD_E"] = list_fld
df_fld_final["MD_E"] = np.around(np.exp(media_normal +
((df_fld_final["MD_E"]) *
(variancia_normal**0.5))),2)
df_fld_final["poisson"] = np.around(l_poisson,2)
df_fld_final["field_1_x"] = np.around(l_x,2)
df_fld_final["field_2_Y"] = np.around(l_y,2)
df_fld_final["field_3_z"] = np.around(l_z,2)
```

```
#Exporta tabela
```

```
df_fld_final.to_csv( "teste"+"_" + nome_arquivo + "_processado.csv",
sep="\t", decimal=".", index=False)
df_fld_final = []
```

```

##### loop Tabelas das Seções #####

n = irodadas

while (n <= nrodadas):

    sec_ex_num = 1

    while (sec_ex_num < div_x_num + 1 ):

        nome_arquivo = "r"+ str(n) + "s" + str(sec_ex_num) + ".fld"

        processa_fld(nome_arquivo, media_lognormal, desviop_lognormal, x, y,
z, sec_ex_num)

        sec_ex_num = sec_ex_num +1

    else:

        n = n +1

##### loop Unificar Tabelas #####

n = irodadas

while (n <= nrodadas):

    all_files = glob.glob(os.path.join(path , "teste_r"+ str(n)
+"s*.fld_processado.csv"))

    lista_tabelas = []

    for filename in all_files:
        df = pd.read_csv(filename, sep="\t")

```

```
lista_tabelas.append(df)

frame = pd.concat(lista_tabelas)

frame.to_csv( "R" + str(n) + ".csv", sep="\t", decimal=".", header=False,
index=False)

##### loop => deletar arquivos desnecessários #####

os.remove(filename)

n = n+1
```

APÊNDICE F – CODIGOS PARA PROCESSAMENTO EM LOOP NO ABAQUS – ESTUDO DE CASO 1

```
#imports do ABAQUS
# -*- coding: mbcs -*-
# Do not delete the following import lines
from abaqus import *
from abaqusConstants import *
import __main__
import section
import regionToolset
import displayGroupMdbToolset as dgm
import part
import material
import assembly
import step
import interaction
import load
import mesh
import optimization
import job
import sketch
import visualization
import xyPlot
import displayGroupOdbToolset as dgo
import connectorBehavior
#imports Auxiliares
import csv
import os
import time
import sys
#fim dos imports
#
```

```

#
##local onde esta salvo o codigo fortran para o user defined field
subrotina_RField =
'D:\\00_ABAQUS\\CODIGO\\00_RField\\CAMPOS_RANDOMICOS.for'
#
#
##local onde sera salvo os arquivos
local_salvamento_arquivos = 'D:\\00_ABAQUS\\CODIGO\\03_Huang\\R0-
50\\r'
#
#
#rodada inicial
rodada = 10
#
#rodada final
rodada_final = 49
#

#ajustando o printer
def mensagem (msg):
    print>>sys.__stdout__, msg
#iniciando o loop
#
while rodada<=rodada_final:

    #Importando tabela Random Field
    arquivo_resistencia = 'D:\\00_ABAQUS\\CODIGO\\03_Huang\\R0-
50\\R'+str(rodada)+''.csv'
    fld_resistencia = []
    with open(arquivo_resistencia) as csvfile:
        spamreader = csv.reader(csvfile, delimiter='\\t')
        next(spamreader)
        for row in spamreader:
            row = [float(i) for i in row]

```

```

        fld_resistencia.append(row)
fld_resistencia = tuple(tuple(sub) for sub in fld_resistencia)
#
#
#
####Inicio do codigo extraido do Abaqus
Mdb()
session.viewports['Viewport: 1'].setValues(displayedObject=None)
s = mdb.models['Model-1'].ConstrainedSketch(name='__profile__',
        sheetSize=200.0)
g, v, d, c = s.geometry, s.vertices, s.dimensions, s.constraints
s.setPrimaryObject(option=STANDALONE)
s.rectangle(point1=(0.0, 0.0), point2=(90.0, 90.0))
p = mdb.models['Model-1'].Part(name='Solo', dimensionality=THREE_D,
        type=DEFORMABLE_BODY)
p = mdb.models['Model-1'].parts['Solo']
p.BaseSolidExtrude(sketch=s, depth=50.0)
s.unsetPrimaryObject()
p = mdb.models['Model-1'].parts['Solo']
session.viewports['Viewport: 1'].setValues(displayedObject=p)
del mdb.models['Model-1'].sketches['__profile__']
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=200.397,
        farPlane=373.26,          width=167.44,          height=96.1639,
cameraPosition=(267.25,
        197.053, -73.8202), cameraUpVector=(-0.532832, -0.35075, -0.770107),
        cameraTarget=(47.4378, 42.8627, 24.6995))
p = mdb.models['Model-1'].parts['Solo']
f1, e1 = p.faces, p.edges
t = p.MakeSketchTransform(sketchPlane=f1[5], sketchUpEdge=e1[6],
        sketchPlaneSide=SIDE1, sketchOrientation=RIGHT, origin=(45.0, 45.0,
        0.0))
s1 = mdb.models['Model-1'].ConstrainedSketch(name='__profile__',
        sheetSize=254.55, gridSpacing=6.36, transform=t)
g, v, d, c = s1.geometry, s1.vertices, s1.dimensions, s1.constraints

```

```

s1.setPrimaryObject(option=SUPERIMPOSE)
p = mdb.models['Model-1'].parts['Solo']
p.projectReferencesOntoSketch(sketch=s1, filter=COPLANAR_EDGES)
s1.CircleByCenterPerimeter(center=(0.0, 0.0), point1=(0.75, 0.0))
s1.unsetPrimaryObject()
del mdb.models['Model-1'].sketches['__profile__']
p = mdb.models['Model-1'].parts['Solo']
f, e = p.faces, p.edges
t = p.MakeSketchTransform(sketchPlane=f[5], sketchUpEdge=e[6],
    sketchPlaneSide=SIDE1, sketchOrientation=RIGHT, origin=(45.0, 45.0,
    0.0))
s = mdb.models['Model-1'].ConstrainedSketch(name='__profile__',
    sheetSize=254.55, gridSpacing=6.36, transform=t)
g, v, d, c = s.geometry, s.vertices, s.dimensions, s.constraints
s.setPrimaryObject(option=SUPERIMPOSE)
p = mdb.models['Model-1'].parts['Solo']
p.projectReferencesOntoSketch(sketch=s, filter=COPLANAR_EDGES)
s.CircleByCenterPerimeter(center=(0.0, 0.0), point1=(0.75, 0.0))
p = mdb.models['Model-1'].parts['Solo']
f1, e1 = p.faces, p.edges
p.CutExtrude(sketchPlane=f1[5],
    sketchUpEdge=e1[6],
sketchPlaneSide=SIDE1,
    sketchOrientation=RIGHT, sketch=s, depth=34.9,
    flipExtrudeDirection=OFF)
s.unsetPrimaryObject()
del mdb.models['Model-1'].sketches['__profile__']
p = mdb.models['Model-1'].parts['Solo']
f = p.faces
p.DatumPlaneByOffset(plane=f[3], flip=SIDE2, offset=42.0)
p = mdb.models['Model-1'].parts['Solo']
f1 = p.faces
p.DatumPlaneByOffset(plane=f1[3], flip=SIDE2, offset=45.0)
p = mdb.models['Model-1'].parts['Solo']
f = p.faces

```

```

p.DatumPlaneByOffset(plane=f[3], flip=SIDE2, offset=48.0)
p = mdb.models['Model-1'].parts['Solo']
f1 = p.faces
p.DatumPlaneByOffset(plane=f1[4], flip=SIDE2, offset=42.0)
p = mdb.models['Model-1'].parts['Solo']
f = p.faces
p.DatumPlaneByOffset(plane=f[4], flip=SIDE2, offset=45.0)
p = mdb.models['Model-1'].parts['Solo']
f1 = p.faces
p.DatumPlaneByOffset(plane=f1[4], flip=SIDE2, offset=48.0)
p = mdb.models['Model-1'].parts['Solo']
f = p.faces
p.DatumPlaneByOffset(plane=f[7], flip=SIDE2, offset=34.9)
p = mdb.models['Model-1'].parts['Solo']
c = p.cells
pickedCells = c.getSequenceFromMask(mask=('[#1 ]', ), )
d1 = p.datums
p.PartitionCellByDatumPlane(datumPlane=d1[9], cells=pickedCells)
p = mdb.models['Model-1'].parts['Solo']
c = p.cells
pickedCells = c.getSequenceFromMask(mask=('[#3 ]', ), )
d2 = p.datums
p.PartitionCellByDatumPlane(datumPlane=d2[3], cells=pickedCells)
p = mdb.models['Model-1'].parts['Solo']
c = p.cells
pickedCells = c.getSequenceFromMask(mask=('[#c ]', ), )
d1 = p.datums
p.PartitionCellByDatumPlane(datumPlane=d1[4], cells=pickedCells)
p = mdb.models['Model-1'].parts['Solo']
c = p.cells
pickedCells = c.getSequenceFromMask(mask=('[#11 ]', ), )
d2 = p.datums
p.PartitionCellByDatumPlane(datumPlane=d2[5], cells=pickedCells)
p = mdb.models['Model-1'].parts['Solo']

```

```

c = p.cells
pickedCells = c.getSequenceFromMask(mask=('[#ff ]', ), )
d1 = p.datums
p.PartitionCellByDatumPlane(datumPlane=d1[6], cells=pickedCells)
p = mdb.models['Model-1'].parts['Solo']
c = p.cells
pickedCells = c.getSequenceFromMask(mask=('[#de84 ]', ), )
d2 = p.datums
p.PartitionCellByDatumPlane(datumPlane=d2[7], cells=pickedCells)
p = mdb.models['Model-1'].parts['Solo']
c = p.cells
pickedCells = c.getSequenceFromMask(mask=('[#5e00c1 ]', ), )
d1 = p.datums
p.PartitionCellByDatumPlane(datumPlane=d1[8], cells=pickedCells)
s1 = mdb.models['Model-1'].ConstrainedSketch(name='__profile__',
    sheetSize=200.0)
g, v, d, c = s1.geometry, s1.vertices, s1.dimensions, s1.constraints
s1.setPrimaryObject(option=STANDALONE)
s1.CircleByCenterPerimeter(center=(0.0, 0.0), point1=(0.75, 0.0))
p = mdb.models['Model-1'].Part(name='Estaca', dimensionality=THREE_D,
    type=DEFORMABLE_BODY)
p = mdb.models['Model-1'].parts['Estaca']
p.BaseSolidExtrude(sketch=s1, depth=35.775)
s1.unsetPrimaryObject()
p = mdb.models['Model-1'].parts['Estaca']
session.viewports['Viewport: 1'].setValues(displayedObject=p)
del mdb.models['Model-1'].sketches['__profile__']
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(session.views['Back'])
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(session.views['Top'])
p = mdb.models['Model-1'].parts['Estaca']
f1 = p.faces
p.DatumPlaneByOffset(plane=f1[2], flip=SIDE2, offset=0.875)
p = mdb.models['Model-1'].parts['Estaca']
p.DatumPlaneByPrincipalPlane(principalPlane=YZPLANE, offset=0.0)

```

```

p = mdb.models['Model-1'].parts['Estaca']
p.DatumPlaneByPrincipalPlane(principalPlane=XZPLANE, offset=0.0)
p = mdb.models['Model-1'].parts['Estaca']
c = p.cells
pickedCells = c.getSequenceFromMask(mask=('[#1 ]', ), )
d2 = p.datums
p.PartitionCellByDatumPlane(datumPlane=d2[3], cells=pickedCells)
p = mdb.models['Model-1'].parts['Estaca']
c = p.cells
pickedCells = c.getSequenceFromMask(mask=('[#3 ]', ), )
d1 = p.datums
p.PartitionCellByDatumPlane(datumPlane=d1[4], cells=pickedCells)
p = mdb.models['Model-1'].parts['Estaca']
c = p.cells
pickedCells = c.getSequenceFromMask(mask=('[#f ]', ), )
d2 = p.datums
p.PartitionCellByDatumPlane(datumPlane=d2[2], cells=pickedCells)
session.viewports['Viewport:
1'].partDisplay.setValues(sectionAssignments=ON,
    engineeringFeatures=ON)
session.viewports['Viewport: 1'].partDisplay.geometryOptions.setValues(
    referenceRepresentation=OFF)
mdb.models['Model-1'].Material(name='Concreto')
mdb.models['Model-1'].materials['Concreto'].Density(table=((24.0, ), ))
mdb.models['Model-1'].materials['Concreto'].Elastic(table=((24000000.0,
0.2),
    ))
mdb.models['Model-1'].Material(name='Solo')
mdb.models['Model-1'].materials['Solo'].Density(table=((21.0, ), ))
mdb.models['Model-1'].materials['Solo'].Depvar(n=1)
mdb.models['Model-1'].materials['Solo'].UserDefinedField()
mdb.models['Model-1'].materials['Solo'].Permeability(specificWeight=10.0,
    inertialDragCoefficient=0.142887, table=((1e-06, 0.5), ))

```

```

        mdb.models['Model-
1'].materials['Solo'].MohrCoulombPlasticity(table=((29.0,
        0.1), ))
        mdb.models['Model-
1'].materials['Solo'].mohrCoulombPlasticity.MohrCoulombHardening(
        table=((1.0, 0.0), ))
        mdb.models['Model-
1'].materials['Solo'].mohrCoulombPlasticity.TensionCutOff(
        temperatureDependency=OFF, dependencies=0, table=((0.0, 0.0), ))
        #
        ##Linha abaixo é onde alteramos a tabela
        mdb.models['Model-1'].materials['Solo'].Elastic(dependencies=3,
table=fld_resistencia)
        #
        #
        mdb.models['Model-1'].HomogeneousSolidSection(name='Solo',
material='Solo',
        thickness=None)
        mdb.models['Model-1'].HomogeneousSolidSection(name='Estaca',
        material='Concreto', thickness=None)
        p = mdb.models['Model-1'].parts['Estaca']
        c = p.cells
        cells = c.getSequenceFromMask(mask=('[#ff ]', ), )
        region = p.Set(cells=cells, name='Estaca')
        p = mdb.models['Model-1'].parts['Estaca']
        p.SectionAssignment(region=region, sectionName='Estaca', offset=0.0,
        offsetType=MIDDLE_SURFACE, offsetField="",
        thicknessAssignment=FROM_SECTION)
        p = mdb.models['Model-1'].parts['Solo']
        session.viewports['Viewport: 1'].setValues(displayedObject=p)
        session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=221.739,
        farPlane=423.063,          width=262.966,          height=151.027,
viewOffsetX=41.1736,
        viewOffsetY=-13.0224)

```

```

p = mdb.models['Model-1'].parts['Solo']
c = p.cells
cells = c.getSequenceFromMask(mask=('[#ffffff ]', ), )
region = p.Set(cells=cells, name='Solo')
p = mdb.models['Model-1'].parts['Solo']
p.SectionAssignment(region=region, sectionName='Solo', offset=0.0,
    offsetType=MIDDLE_SURFACE, offsetField="",
    thicknessAssignment=FROM_SECTION)
a = mdb.models['Model-1'].rootAssembly
session.viewports['Viewport: 1'].setValues(displayedObject=a)
a1 = mdb.models['Model-1'].rootAssembly
a1.DatumCsysByDefault(CARTESIAN)
p = mdb.models['Model-1'].parts['Estaca']
a1.Instance(name='Estaca-1', part=p, dependent=OFF)
p = mdb.models['Model-1'].parts['Solo']
a1.Instance(name='Solo-1', part=p, dependent=OFF)
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=239.651,
    farPlane=391.331, width=200.187, height=114.971, cameraPosition=(
    45.7276, 263.909, -201.846), cameraUpVector=(-0.439335, -0.830272,
    -0.342977), cameraTarget=(47.3327, 42.274, 24.6431))
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=259.806,
    farPlane=371.176, width=7.68088, height=4.41128, viewOffsetX=-
16.0057,
    viewOffsetY=49.3364)
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=264.59,
    farPlane=403.322, width=7.82229, height=4.4925, cameraPosition=(
    -79.161, 249.102, -208.261), cameraUpVector=(-0.234058, -0.947188,
    -0.219207), cameraTarget=(41.9698, 56.5836, 12.3878),
    viewOffsetX=-16.3004, viewOffsetY=50.2448)
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=264.795,
    farPlane=403.116, width=5.40336, height=3.10326,
viewOffsetX=8.69871,
    viewOffsetY=12.5535)
a1 = mdb.models['Model-1'].rootAssembly

```

```

a1.translate(instanceList=('Estaca-1', ), vector=(45.0, 45.0, -0.875))
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=254.414,
        farPlane=412.72,          width=93.9051,          height=53.9315,
viewOffsetX=27.9918,
        viewOffsetY=2.55443)
session.viewports['Viewport: 1'].assemblyDisplay.setValues(
        adaptiveMeshConstraints=ON)
mdb.models['Model-1'].GeostaticStep(name='Geostatico', previous='Initial',
        timeIncrementationMethod=AUTOMATIC, initialInc=0.1, minInc=1e-05,
        maxInc=0.2,          utol=1e-05,          matrixSolver=DIRECT,
matrixStorage=UNSYMMETRIC,
        nlgeom=ON)
session.viewports['Viewport: 1'].assemblyDisplay.setValues(
        step='Geostatico')
mdb.models['Model-1'].SoilsStep(name='Carregamento',
previous='Geostatico',
        response=STEADY_STATE, initialInc=0.02, minInc=1e-05,
        maxInc=1, end=None, utol=None, cetol=None, matrixSolver=DIRECT,
        matrixStorage=UNSYMMETRIC,
        amplitude=RAMP)
session.viewports['Viewport: 1'].assemblyDisplay.setValues(
        step='Carregamento')
session.viewports['Viewport:
1'].assemblyDisplay.setValues(interactions=ON,
        constraints=ON, connectors=ON, engineeringFeatures=ON,
        adaptiveMeshConstraints=OFF)
session.viewports['Viewport:
1'].assemblyDisplay.setValues(visibleInstances=(
        'Estaca-1', ))
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=294.594,
        farPlane=371.977,          width=20.4562,          height=11.7484,
viewOffsetX=14.2587,
        viewOffsetY=12.256)

```

```

session.viewports['Viewport:
1'].assemblyDisplay.setValues(visibleInstances=(
    'Solo-1', ))
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(session.views['Back'])
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=268.504,
    farPlane=333.187,          width=42.8401,          height=24.6039,
viewOffsetX=0.244237,
    viewOffsetY=0.45269)
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(session.views['Top'])
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=234.608,
    farPlane=367.083, width=97.0279, height=55.725, cameraPosition=(
    113.486, 165.26, 292.124), cameraUpVector=(-0.106307, 0.916604,
-0.385403))
mdb.models['Model-1'].ContactProperty('Atrito_Solo-Estaca')
mdb.models['Model-1'].interactionProperties['Atrito_Solo-
Estaca'].TangentialBehavior(
    formulation=PENALTY,          directionality=ISOTROPIC,
slipRateDependency=OFF,
    pressureDependency=OFF,          temperatureDependency=OFF,
dependencies=0,
    table=((0.3,          ),          ),          shearStressLimit=None,
maximumElasticSlip=FRACTION,
    fraction=0.005, elasticSlipStiffness=None)
mdb.models['Model-1'].interactionProperties['Atrito_Solo-
Estaca'].NormalBehavior(
    pressureOverclosure=HARD,          allowSeparation=ON,
contactStiffness=DEFAULT,
    contactStiffnessScaleFactor=1.0, clearanceAtZeroContactPressure=0.0,
constraintEnforcementMethod=AUGMENTED_LAGRANGE)
a = mdb.models['Model-1'].rootAssembly
s1 = a.instances['Estaca-1'].faces
side1Faces1 = s1.getSequenceFromMask(mask=('[#789c330 ]', ), )
region1=a.Surface(side1Faces=side1Faces1, name='Contato_Estaca')
a = mdb.models['Model-1'].rootAssembly

```

```

s1 = a.instances['Solo-1'].faces
side1Faces1 = s1.getSequenceFromMask(mask=('[#0 #24840000 #0 #a00
#3 ]', ), )
region2=a.Surface(side1Faces=side1Faces1, name='Contato_Solo')
mdb.models['Model-1'].SurfaceToSurfaceContactStd(name='Atrito',
    createStepName='Initial', master=region1, slave=region2,
    sliding=FINITE, thickness=ON, interactionProperty='Atrito_Solo-Estaca',
    adjustMethod=NONE, initialClearance=OMIT, datumAxis=None,
    clearanceRegion=None)
session.viewports['Viewport:
1'].assemblyDisplay.setValues(visibleInstances=(
    'Estaca-1', 'Solo-1'))
session.viewports['Viewport: 1'].assemblyDisplay.setValues(loads=ON,
bcs=ON,
    predefinedFields=ON, interactions=OFF, constraints=OFF,
    engineeringFeatures=OFF)
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(session.views['Top'])
session.viewports['Viewport:
1'].assemblyDisplay.setValues(visibleInstances=(
    'Solo-1', ))
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=232.923,
    farPlane=370.186,          width=190.506,          height=109.412,
viewOffsetX=13.3886,
    viewOffsetY=4.15678)
session.viewports['Viewport: 1'].assemblyDisplay.setValues(step='Initial')
session.viewports['Viewport:
1'].assemblyDisplay.setValues(step='Geostatico')
a = mdb.models['Model-1'].rootAssembly
c1 = a.instances['Solo-1'].cells
cells1 = c1.getSequenceFromMask(mask=('[#ffffff ]', ), )
region = a.Set(cells=cells1, name='Solo')
mdb.models['Model-1'].BodyForce(name='PP-Solo',
createStepName='Geostatico',
    region=region, comp3=11.0)

```

```

session.viewports['Viewport:
1'].assemblyDisplay.setValues(visibleInstances=(
    'Estaca-1', ))
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=287.307,
    farPlane=359.977,          width=118.973,          height=68.3287,
viewOffsetX=10.4973,
    viewOffsetY=11.5004)
a = mdb.models['Model-1'].rootAssembly
c1 = a.instances['Estaca-1'].cells
cells1 = c1.getSequenceFromMask(mask=('[#f ]', ), )
region = a.Set(cells=cells1, name='Estaca_Sub')
mdb.models['Model-1'].BodyForce(name='PP-Estaca_Sub',
    createStepName='Geostatico', region=region, comp3=14.0)
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=271.319,
    farPlane=353.956, width=112.353, height=64.5263, cameraPosition=(
    -104.949, 2.95272, -268.54), cameraUpVector=(0.884562, 0.0201156,
    -0.465989), cameraTarget=(35.4282, 10.2951, -1.7525),
    viewOffsetX=9.91317, viewOffsetY=10.8604)
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=271.26,
    farPlane=354.015,          width=119.498,          height=68.6302,
viewOffsetX=8.2974,
    viewOffsetY=10.9406)
a = mdb.models['Model-1'].rootAssembly
c1 = a.instances['Estaca-1'].cells
cells1 = c1.getSequenceFromMask(mask=('[#f0 ]', ), )
region = a.Set(cells=cells1, name='Estaca_Seco')
mdb.models['Model-1'].BodyForce(name='PP-Estaca',
createStepName='Geostatico',
    region=region, comp3=25.0)
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=281.202,
    farPlane=344.072,          width=24.7925,          height=14.2388,
viewOffsetX=30.9081,
    viewOffsetY=9.06141)
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(session.views['Top'])

```

```

session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=119.502,
    farPlane=183.773,          width=91.3808,          height=52.4818,
viewOffsetX=1.8308,
    viewOffsetY=-2.2464)
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=103.898,
    farPlane=198.056, width=79.4485, height=45.6288, cameraPosition=(
    94.5524, 117.558, -76.2873), cameraUpVector=(-0.457937, -0.426753,
-0.779856), cameraTarget=(22.1879, 23.2209, 17.8287),
    viewOffsetX=1.59174, viewOffsetY=-1.95307)
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=111.26,
    farPlane=190.694,          width=20.5001,          height=11.7736,
viewOffsetX=3.76015,
    viewOffsetY=-4.51159)
a = mdb.models['Model-1'].rootAssembly
v1 = a.instances['Estaca-1'].vertices
verts1 = v1.getSequenceFromMask(mask=('[#2000 ]', ), )
region = a.Set(vertices=verts1, name='RF')
mdb.models['Model-1'].DisplacementBC(name='Carga',
createStepName='Geostatico',
    region=region, u1=0.025, u2=UNSET, u3=UNSET, ur1=UNSET,
ur2=UNSET,
    ur3=UNSET,          amplitude=UNSET,          fixed=OFF,
distributionType=UNIFORM,
    fieldName="", localCsys=None)
mdb.models['Model-1'].boundaryConditions['Carga'].move('Geostatico',
    'Carregamento')
session.viewports['Viewport:
1'].assemblyDisplay.setValues(step='Carregamento')
session.viewports['Viewport:
1'].assemblyDisplay.setValues(visibleInstances=(
    'Solo-1', ))
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=58.6719,
    farPlane=204.634,          width=15.1324,          height=8.69084,
viewOffsetX=2.58758,

```

```

    viewOffsetY=-2.894)
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(session.views['Top'])
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=229.149,
    farPlane=372.542, width=94.7702, height=54.4284, cameraPosition=(
    5.33594, 333.311, -51.2316), cameraUpVector=(0.0686726, -0.246178,
    -0.966789))
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=229.741,
    farPlane=371.949,          width=101.493,          height=58.2896,
viewOffsetX=1.66646,
    viewOffsetY=4.02828)
a = mdb.models['Model-1'].rootAssembly
f1 = a.instances['Solo-1'].faces
faces1 = f1.getSequenceFromMask(mask=(
    '[#11084000 #21180 #88c02000 #400400 #80 ]', ), )
e1 = a.instances['Solo-1'].edges
edges1 = e1.getSequenceFromMask(mask=(
    '[#80000a48 #26118230 #384f1197 #30000020 #80230000 #1802293 ]',
), )
v1 = a.instances['Solo-1'].vertices
verts1 = v1.getSequenceFromMask(mask=('[#24a00259 #40065bf5
#2a500 ]', ), )
region = a.Set(vertices=verts1, edges=edges1, faces=faces1,
    name='Poro-Pressao')
mdb.models['Model-1'].PorePressureBC(name='Poro_Pressao',
    createStepName='Carregamento', region=region, fixed=OFF,
    distributionType=UNIFORM,          fieldName="",          magnitude=0.0,
amplitude=UNSET)
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=219.444,
    farPlane=382.246,          width=203.699,          height=116.988,
viewOffsetX=27.3967,
    viewOffsetY=-3.50075)
session.viewports['Viewport: 1'].assemblyDisplay.setValues(step='Initial')
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(session.views['Front'])
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=239.424,

```

```

        farPlane=362.267,          width=297.967,          height=171.128,
viewOffsetX=33.7095,
    viewOffsetY=-10.7978)
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=240.734,
    farPlane=446.782, width=299.596, height=172.064, cameraPosition=(
    320.285, -155.256, 83.1263), cameraUpVector=(-0.0941755, 0.117623,
    0.988583), cameraTarget=(64.2086, -3.17762, 40.6372),
    viewOffsetX=33.8939, viewOffsetY=-10.8568)
a = mdb.models['Model-1'].rootAssembly
f1 = a.instances['Solo-1'].faces
faces1 = f1.getSequenceFromMask(mask=(
    ['#28000a00 #4a40 #30300 #f3a1e01b #3c ], , )
e1 = a.instances['Solo-1'].edges
edges1 = e1.getSequenceFromMask(mask=(
    ['#cf105004 #8c410021 #867cc06f #1086817 #33f4db22 #1ffff6a ], , )
v1 = a.instances['Solo-1'].vertices
verts1 = v1.getSequenceFromMask(mask=('[#20b74b0c #2b3974ee #3fffd
], , , )
region = a.Set(vertices=verts1, edges=edges1, faces=faces1, name='x-
y_bd')

mdb.models['Model-1'].DisplacementBC(name='Limites_Laterais',
    createStepName='Initial', region=region, u1=SET, u2=SET, u3=UNSET,
    ur1=UNSET, ur2=UNSET, ur3=UNSET, amplitude=UNSET,
    distributionType=UNIFORM, fieldName="", localCsys=None)
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(session.views['Front'])
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(session.views['Back'])
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(session.views['Top'])
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=228.363,
    farPlane=373.328,          width=227.357,          height=130.576,
viewOffsetX=47.5482,
    viewOffsetY=-20.3154)
a = mdb.models['Model-1'].rootAssembly
f1 = a.instances['Solo-1'].faces
faces1 = f1.getSequenceFromMask(mask=(

```

```

    ['#441100 #18480000 #280880 #120004 #40 ], ), )
e1 = a.instances['Solo-1'].edges
edges1 = e1.getSequenceFromMask(mask=(
    ['#9ea8000 #c06006 #2000000 #1e44701 #5a0063d0 #258000 ], ), )
v1 = a.instances['Solo-1'].vertices
verts1 = v1.getSequenceFromMask(mask=('[#1045fc00 #39910002
#1109e ], ), )
    region = a.Set(vertices=verts1, edges=edges1, faces=faces1,
name='Fundo-BD')
    mdb.models['Model-1'].DisplacementBC(name='Limite_Fundo',
    createStepName='Initial', region=region, u1=SET, u2=SET, u3=SET,
    ur1=UNSET, ur2=UNSET, ur3=UNSET, amplitude=UNSET,
    distributionType=UNIFORM, fieldName="", localCsys=None)
a = mdb.models['Model-1'].rootAssembly
c1 = a.instances['Solo-1'].cells
cells1 = c1.getSequenceFromMask(mask=('[#ffffff ], ), )
f1 = a.instances['Solo-1'].faces
faces1 = f1.getSequenceFromMask(mask=('[#ffffff:4 #ff ], ), )
e1 = a.instances['Solo-1'].edges
edges1 = e1.getSequenceFromMask(mask=('[#ffffff:5 #1fffff ], ), )
v1 = a.instances['Solo-1'].vertices
verts1 = v1.getSequenceFromMask(mask=('[#ffffff:2 #3ffff ], ), )
    region = a.Set(vertices=verts1, edges=edges1, faces=faces1, cells=cells1,
    name='Solo-PoPr')
    mdb.models['Model-1'].VoidsRatio(name='Predefined Field-1',
region=region,
    voidsRatio1=0.5, distributionType=UNIFORM,
variation=CONSTANT_RATIO)
a = mdb.models['Model-1'].rootAssembly
c1 = a.instances['Solo-1'].cells
cells1 = c1.getSequenceFromMask(mask=('[#ffffff ], ), )
    region = a.Set(cells=cells1, name='Set-9')
    mdb.models['Model-1'].GeostaticStress(name='Tensao_Solo',
region=region,

```

```

stressMag1=0.0, vCoord1=0.0, stressMag2=-550.0, vCoord2=50.0,
lateralCoeff1=0.52, lateralCoeff2=0.52)
session.viewports['Viewport: 1'].assemblyDisplay.setValues(mesh=ON,
loads=OFF,
bcs=OFF, predefinedFields=OFF, connectors=OFF)
session.viewports['Viewport: 1'].assemblyDisplay.meshOptions.setValues(
meshTechnique=ON)
session.viewports['Viewport:
1'].assemblyDisplay.setValues(visibleInstances=(
'Estaca-1', 'Solo-1'))
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=227.274,
farPlane=374.416, width=258.181, height=148.693,
viewOffsetX=56.0601,
viewOffsetY=-23.9271)
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=134.864,
farPlane=336.633, width=153.204, height=88.2341, cameraPosition=(
-99.5433, 140.658, -143.366), cameraUpVector=(0.518218, -0.214926,
-0.827802), cameraTarget=(93.7245, -22.1384, 19.8904),
viewOffsetX=33.2659, viewOffsetY=-14.1983)
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(session.views['Back'])
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=243.476,
farPlane=359.634, width=298.236, height=171.762,
viewOffsetX=30.3018,
viewOffsetY=-21.4346)
a = mdb.models['Model-1'].rootAssembly
e1 = a.instances['Solo-1'].edges
pickedEdges1 = e1.getSequenceFromMask(mask=(
'[#22a00802 #20 #41020011 #84160d #820a00 #a10013 ]', ), )
pickedEdges2 = e1.getSequenceFromMask(mask=(
'[#88008408 #12808010 #4082 #10004000 #82835c4 #1140404 ]', ), )
a.seedEdgeByBias(biasMethod=SINGLE, end1Edges=pickedEdges1,
end2Edges=pickedEdges2, minSize=1.0, maxSize=15.0,
constraint=FINER)
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=248.029,

```

```

    farPlane=355.08, width=253.375, height=145.926, viewOffsetX=23.321,
    viewOffsetY=-15.0917)
a = mdb.models['Model-1'].rootAssembly
e1 = a.instances['Estaca-1'].edges
e2 = a.instances['Solo-1'].edges
pickedEdges = e1.getSequenceFromMask(mask=('[#ffffff #3 ]', ), )+\
    e2.getSequenceFromMask(mask=(
    '[#515f73f5 #ed7f7fce #befd3f6c #ef7ba9f0 #f715c03b #fbe8 ]', ), )
a.seedEdgeByNumber(edges=pickedEdges,                number=3,
constraint=FINER)
    session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=270.929,
        farPlane=332.18,                width=26.3619,                height=15.1825,
viewOffsetX=4.34364,
        viewOffsetY=0.299771)
a = mdb.models['Model-1'].rootAssembly
e1 = a.instances['Estaca-1'].edges
e2 = a.instances['Solo-1'].edges
pickedEdges = e1.getSequenceFromMask(mask=('[#ffffff #3 ]', ), )+\
    e2.getSequenceFromMask(mask=(
    '[#0 #281880 #8002e00 #1080e0 #80000000 #80 ]', ), )
a.seedEdgeByNumber(edges=pickedEdges,                number=2,
constraint=FINER)
    session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=255.258,
        farPlane=347.851, width=183.6, height=105.741, viewOffsetX=41.4274,
        viewOffsetY=-1.33003)
    session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(session.views['Top'])
    session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=236.896,
        farPlane=366.213,                width=150.658,                height=86.7682,
viewOffsetX=21.222,
        viewOffsetY=-5.18115)
    session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=232.159,
        farPlane=373.741, width=147.646, height=85.0332, cameraPosition=(
        66.3851, 346.276, 0.995611), cameraUpVector=(0.0358625, -
0.0771903,

```

```

-0.996371), cameraTarget=(45.3199, 46.2989, 23.477),
viewOffsetX=20.7977, viewOffsetY=-5.07755)
a = mdb.models['Model-1'].rootAssembly
e1 = a.instances['Estaca-1'].edges
e2 = a.instances['Solo-1'].edges
pickedEdges = e1.getSequenceFromMask(mask=('[#1086800 ]', ), )+\
e2.getSequenceFromMask(mask=(
'[#4157095 #c1201409 #8420a268 #4e080892 #2044802b #4a1960 ]', ),
)
a.seedEdgeBySize(edges=pickedEdges, size=2.0, deviationFactor=0.1,
constraint=FINER)
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=231.272,
farPlane=374.629, width=148.288, height=85.4031,
viewOffsetX=18.7665,
viewOffsetY=-6.64251)
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=248.352,
farPlane=397.926, width=159.239, height=91.7101, cameraPosition=(
347.229, 34.7104, -90.0065), cameraUpVector=(-0.258916, -0.759075,
-0.5973), cameraTarget=(63.2119, 53.1793, 9.63718),
viewOffsetX=20.1524, viewOffsetY=-7.13306)
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=227.744,
farPlane=410.269, width=146.025, height=84.1,
cameraPosition=(258.671,
233.472, -120.806), cameraUpVector=(-0.370025, -0.299386, -0.87946),
cameraTarget=(46.712, 74.0112, 22.6568), viewOffsetX=18.4802,
viewOffsetY=-6.54116)
session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=221.26,
farPlane=416.754, width=232.735, height=134.038,
viewOffsetX=44.6604,
viewOffsetY=-18.734)
session.viewports['Viewport:
1'].assemblyDisplay.setValues(visibleInstances=(
'Solo-1', ))

```

```

    session.viewports['Viewport:
1'].assemblyDisplay.setValues(visibleInstances=(
        'Estaca-1', 'Solo-1'))
    a = mdb.models['Model-1'].rootAssembly
    partInstances =(a.instances['Estaca-1'], a.instances['Solo-1'], )
    a.generateMesh(regions=partInstances)
    session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=241.218,
        farPlane=396.795,          width=32.9297,          height=18.9651,
viewOffsetX=21.4107,
        viewOffsetY=19.1729)
    session.viewports['Viewport:
1'].assemblyDisplay.setValues(visibleInstances=(
        'Solo-1', ))
    session.viewports['Viewport: 1'].view.setValues(nearPlane=211.144,
        farPlane=427.286,          width=336.919,          height=194.041,
viewOffsetX=75.0404,
        viewOffsetY=-6.09414)
    elemType1          =          mesh.ElemType(elemCode=C3D8RP,
elemLibrary=STANDARD)
    elemType2          =          mesh.ElemType(elemCode=C3D6P,
elemLibrary=STANDARD)
    elemType3          =          mesh.ElemType(elemCode=C3D4P,
elemLibrary=STANDARD)
    a = mdb.models['Model-1'].rootAssembly
    c1 = a.instances['Solo-1'].cells
    cells1 = c1.getSequenceFromMask(mask=('[#ffffff ]', ), )
    pickedRegions =(cells1, )
    a.setElementType(regions=pickedRegions,          elemTypes=(elemType1,
elemType2,
        elemType3))
    session.viewports['Viewport:
1'].assemblyDisplay.setValues(visibleInstances=(
        'Estaca-1', ))

```

```

        elemType1            =            mesh.ElemType(elemCode=C3D8R,
elemLibrary=STANDARD,
        kinematicSplit=AVERAGE_STRAIN, secondOrderAccuracy=OFF,
        hourglassControl=DEFAULT, distortionControl=DEFAULT)
        elemType2            =            mesh.ElemType(elemCode=C3D6,
elemLibrary=STANDARD)
        elemType3            =            mesh.ElemType(elemCode=C3D4,
elemLibrary=STANDARD)
        a = mdb.models['Model-1'].rootAssembly
        c1 = a.instances['Estaca-1'].cells
        cells1 = c1.getSequenceFromMask(mask=('[#ff ]', ), )
        pickedRegions =(cells1, )
        a.setElementType(regions=pickedRegions,          elemTypes=(elemType1,
elemType2,
        elemType3))
        session.viewports['Viewport: 1'].assemblyDisplay.setValues(mesh=OFF)
        session.viewports['Viewport: 1'].assemblyDisplay.meshOptions.setValues(
        meshTechnique=OFF)
        #linha abaixo é onde altera o nome do Job
        nome_job= "Rodada_"+str(rodada)
        mdb.Job(name=nome_job,          model='Model-1',          description=",
type=ANALYSIS,
        atTime=None, waitMinutes=0, waitHours=0, queue=None, memory=25,
        memoryUnits=GIGA_BYTES, getMemoryFromAnalysis=True,
        explicitPrecision=SINGLE,          nodalOutputPrecision=SINGLE,
echoPrint=OFF,
        modelPrint=OFF, contactPrint=OFF, historyPrint=OFF,
        ##linha abaixo é onde alteramos o local da subrotina do defined field
        userSubroutine=subrotina_RField,
        scratch=", parallelizationMethodExplicit=DOMAIN, numDomains=12,
        activateLoadBalancing=False,          multiprocessingMode=DEFAULT,
numCpus=12)
        #
        #

```

```

    session.viewports['Viewport:
1'].assemblyDisplay.setValues(step='Geostatico')
    session.viewports['Viewport: 1'].assemblyDisplay.setValues(
        adaptiveMeshConstraints=ON)
    session.viewports['Viewport:
1'].assemblyDisplay.setValues(step='Carregamento')
    regionDef=mdb.models['Model-1'].rootAssembly.sets['RF']
    mdb.models['Model-1'].FieldOutputRequest(name='F-Output-2',
        createStepName='Carregamento',          variables=('U',          'RF'),
region=regionDef,
        sectionPoints=DEFAULT, rebar=EXCLUDE)
    #linha abaixo é onde alteramos o local para salvar o arquivo
    #montando o nome do arquivo
    local_save_ajustado = local_salvamento_arquivos + str(rodada)
    ##codigo para salvamento extraido do abaqus
    mdb.saveAs(pathName=local_save_ajustado)
    #processamento do arquivo
    try:
        mdb.jobs[nome_job].submit(consistencyChecking=OFF)
        #job.submit(consistencyChecking=OFF)
        #job.waitForCompletion()
    except AbaqusException, message:
        NONE
        mensagem('Nao estabilizou!')
    #
    #deletando arquivos
    #mdb.Model(name='Model-1', modelType=STANDARD_EXPLICIT)
    #del mdb.models['Model-1']
    #
    #
    #aviso de rodada concluida
    rodadasfaltantes = rodada_final-rodada
    mensagem('rodada '+ str(rodada)+' Processada com sucesso ! Faltam '+
str(rodadasfaltantes)+' Rodadas!')

```

```
#evoluindo no loop
#
rodada = rodada + 1
#
#aviso de final de processamento
mensagem('pacote processado com sucesso!')
```

APÊNDICE G – CODIGOS PARA PÓS-PROCESSAMENTO EM LOOP NO ABAQUS – ESTUDO DE CASO 1

```
from abaqus import *
from abaqusConstants import *
import __main__
import section
import regionToolset
import displayGroupMdbToolset as dgm
import part
import material
import assembly
import step
import interaction
import load
import mesh
import optimization
import job
import sketch
import visualization
import xyPlot
import displayGroupOdbToolset as dgo
import connectorBehavior
#Imports para odb
from odbAccess import openOdb
import odbAccess
#Outros imports
import csv
import os
import time
#
#
#defindo a pasta
pasta = r'D:/00_ABAQUS/RESULTADOS/HUANG/R0-50'
```

```

os.chdir(pasta)
resultado = open('resultado_modelos.csv' , 'w')
resultado.write('modelo;RF\n') #RF foi o resultado necessario na analise
#Rodada Inicial
inicial = 0
#Rodada Final
fim = 49
#
#
#inicio do Loop
#
while inicial <= fim:
    #ajustando o nome do arquivo
    job_name = pasta + r'/Rodada_' + str(inicial) + r'.odb'
    #
    #Lendo ODB
    #
    odb=openOdb(job_name)
    try:
        ultimo_frame = odb.steps['Carregamento'].frames[-1]
        #Extrabindo dados de RF1
        RF_points = ultimo_frame.fieldOutputs['RF'].values
        list_RF = []
        for q in range (len(RF_points)):
            list_RF.append(RF_points[q].magnitude)
        RF_max = list_RF[0]
        texto_resultado='R'+str(inicial)+';'+ str(RF_max)+'\n'
        resultado.write(texto_resultado)
    except:
        texto_resultado='R'+str(inicial)+';'+ 'Falhou\n'
        resultado.write(texto_resultado)
    odb.close()
    inicial = inicial+1
#

```

```
#  
resultado.close()  
#
```