



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo

RODRIGO EDUARDO MOURAES

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ESTACA
ESCAVADA E TUBULÃO CURTO, SUBMETIDOS A
CARREGAMENTO HORIZONTAL, EM SOLO
ARENOSO DA REGIÃO CENTRO-OESTE**

CAMPINAS

2024

RODRIGO EDUARDO MOURAES

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ESTACA
ESCAVADA E TUBULÃO CURTO, SUBMETIDOS A
CARREGAMENTO HORIZONTAL, EM SOLO
ARENOSO DA REGIÃO CENTRO-OESTE**

Dissertação de Mestrado apresentada à Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração de estruturas e geotécnica.

Orientador: Prof. Dr. David de Carvalho

ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA DISSERTAÇÃO DEFENDIDA PELO ALUNO RODRIGO EDUARDO MOURAES E ORIENTADO PELO PROF. DR. DAVID DE CARVALHO.

ASSINATURA DO ORIENTADOR

CAMPINAS

2024

Ficha catalográfica
Universidade Estadual de Campinas
Biblioteca da Área de Engenharia e Arquitetura
Rose Meire da Silva - CRB 8/5974

M791a Mouraes, Rodrigo Eduardo, 1976-
Análise do comportamento de estaca escavada e tubulão curto, submetidos a carregamento horizontal, em solo arenoso da região centro-oeste / Rodrigo Eduardo Mouraes. – Campinas, SP : [s.n.], 2024.

Orientador: David de Carvalho.
Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Carregamento Horizontal. 2. Prova de carga. 3. Solos arenosos. 4. Tubulão. 5. Estaca escavada. I. Carvalho, David, 1955-. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Informações Complementares

Título em outro idioma: Analysis of the behavior of bored pile and short caisson, subjected to horizontal loading, in sandy soil of the central-west region of Brazil

Palavras-chave em inglês:

Horizontal loading

Load test

Sandy soil

Caisson

Bored pile

Área de concentração: Estruturas e Geotécnica

Titulação: Mestre em Engenharia Civil

Banca examinadora:

David de Carvalho [Orientador]

Paulo Jose Rocha de Albuquerque

Jean Rodrigo Garcia

Data de defesa: 16-01-2024

Programa de Pós-Graduação: Engenharia Civil

Identificação e informações acadêmicas do(a) aluno(a)

- ORCID do autor: <https://orcid.org/0009-0008-2325-582X>

- Currículo Lattes do autor: <http://lattes.cnpq.br/4451625715579559>

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO**

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ESTACA
ESCAVADA E TUBULÃO CURTO, SUBMETIDOS A
CARREGAMENTO HORIZONTAL, EM SOLO
ARENOSO DA REGIÃO CENTRO-OESTE**

Rodrigo Eduardo Mouraes

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:

**Prof. Dr. David de Carvalho
Presidente e Orientador/FEAGRI/UNICAMP**

**Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque
FECFAU/UNICAMP**

**Prof. Dr. Jean Rodrigo Garcia
UFU**

A Ata da defesa com as respectivas assinaturas dos membros encontra-se no SIGA/Sistema de Fluxo de Dissertação/Tese e na Secretaria do Programa da Unidade.

Campinas, 23 de janeiro de 2024

Cada letra deste trabalho e cada minuto de estudo e energia para seu desenvolvimento dedico à minha mãe, dona Elza Pilla Giroto Mouraes, minha inspiração, que nunca frequentou a escola, mas, motivada pela vontade inquietante de aprender, foi capaz de entender a importância do estudo na transformação pessoal e foi espelho para toda a minha família.

A meus filhos, Tom Mouraes e Léo Mouraes, com o sincero desejo de educá-los da melhor forma possível. O amor que floresceu em meu coração com seus nascimentos superou tudo que já senti e me fez perceber que ser pai é uma das melhores coisas da vida.

Desejo que este trabalho seja, acima de tudo, um tributo ao amor, à dedicação e à importância de valorizar o aprendizado em todas as etapas da vida; e que seja inspiração para outras pessoas a nunca desistirem de seus objetivos, mesmo diante de todos os desafios.

AGRADECIMENTOS

A meu pai, seu Euphazio Mineiro Mouraes, pois jamais teria chegado aqui sem todo o seu esforço para prover minha família e sem seu exemplo de honestidade, dignidade, dedicação e foco.

À minha esposa, Amanda, que sempre esteve ao meu lado em todos os momentos.

Ao meu irmão, Flávio, pela caminhada de vida juntos.

A toda minha família que amo muito.

Ao Prof. David de Carvalho, a quem sou e sempre serei grato, pela paciência no desenvolvimento do meu trabalho, pela profunda disposição, pela gentileza em transmitir seus conhecimentos, pela dedicação e por contribuir tanto para o desenvolvimento da engenharia brasileira.

Ao Prof. Paulo José Rocha de Albuquerque, que me inspirou a desenvolver este trabalho, como exemplo de professor, pesquisador e desenvolvedor.

Às empresas Enggroup e JBR Engenharia, por acreditarem no meu trabalho.

RESUMO

Por meio das provas de carga de carregamento horizontal-(PC), em estacas e em tubulões, executados em solo arenoso da região Centro-Oeste brasileira, tornou-se possível a realização de análises comparativas de seus comportamentos, com simulações elaboradas em ferramentas computacionais, como Ftool (4.00), GEO5 (2021) e LISA (8.0.0), e métodos analíticos clássicos, como Miche (1930) e Russo (1930). Para a execução dos ensaios, utilizou-se o sistema de reação de um elemento contra, lançando-se mão da técnica de solo melhorado em um dos elementos, obtendo valores para coeficiente de reação horizontal (nh) de 5,86 MN/m³, para estaca em solo natural, 12,21 MN/m³, para estaca em solo melhorado, e 3,62 MN/m³, para o tubulão em solo natural. Para o tubulão em solo melhorado, os resultados foram inconclusivos, devido a problemas técnicos em sua execução. Os resultados mais próximos, contudo, foram obtidos pelo método analítico de Miche (1930), seguido dos programas GEO5 ($p-y$), FTool, GEO5 (Broms1946) e LISA, com as respectivas diferenças, comparados a PC, de: 0,37mm; 3,00 mm; 5,30 mm; 5,60 mm e 16,10 mm. Para o tubulão, em todos os modelos houve acentuada divergência dos resultados comparados a PC, sendo o resultado mais próximo obtido pelo programa Ftool, seguido do LISA, método Russo, GEO5 (curva $p-y$), GEO5 (Broms), com as respectivas diferenças da PC de 8,15 mm, 9,56 mm, 9,96 mm, 11,25 mm e 12,95 mm. A estaca com solo melhorado apresentou um ganho de carga de cerca de 2,5 vezes, comparado à estaca em solo natural.

Palavras-chaves: carregamento horizontal, prova de carga, solo arenoso, tubulão, estaca escavada.

ABSTRACT

Through horizontal load tests (LT) on piles and caissons, carried out in sandy soils in the Midwest region of Brazil, it became possible to conduct comparative analyses of their behavior, with simulations performed using computer tools such as Ftool (4.00), GEO5 (2021) and LISA (8.0.0), and classical analytical methods such as Miche (1930) and Russo (1930). To carry out the tests, the reaction system of a counter-element was used, using the improved soil technique in one of the elements, obtaining values for the coefficient of horizontal reaction (n_h) of 5.86 MN/m³ for the pile in natural soil, 12.21 MN/m³ for the pile in improved soil and 3.62 MN/m³ for the caisson in natural soil. The results for the improved soil pile were inconclusive due to technical problems in its execution. However, the closest results were obtained using Miche's (1930) analytical method, followed by GEO5 (p-y), FTool, GEO5 (Broms1946), and LISA programs, with respective differences from PC of 0.37 mm; 3.00 mm; 5.30 mm; 5.60 mm and 16.10 mm. For the caisson, there was a marked divergence of results in all models compared to the load test, with the closest result being obtained by the Ftool program, followed by LISA, the Russo method, GEO5 (p-y curve), GEO5 (Broms), with respective differences to PC of: 8.15 mm; 9.56 mm; 9.96 mm; 11.25 mm and 12.95 mm. The pile with improved soil showed a load gain of about 2.5 times compared to the pile in natural soil.

Keywords: horizontal loading, load test, sandy soil, caisson, bored pile.

LISTA DE FIGURAS

Figura 4-1 – Mecanismos de ruptura em estacas rígidas (topo livre e engastado) (BORN, 2019).....	27
Figura 4-2 – Mecanismos de ruptura em estacas rígidas (rótulas), segundo Born (2019).....	28
Figura 4-3 – Exemplo de estacas ativas (a) e passivas (b), por Alonso (2019).....	30
Figura 4-4 – Exemplo de estaca ativa (ALONSO, 1989).....	30
Figura 4-5 – Exemplo de estaca passiva (ALONSO, 1989).	30
Figura 4-6 – Viga sobre apoio elástico (KERR, 1978).....	32
Figura 4-7 – Modelo de reação do solo baseado na hipótese de Winkler (VELLOSO; LOPES, 2002)	32
Figura 4-8 – Reação aplicada pelo solo na estaca: pressão e carga linear (ALONSO, 1989)	34
Figura 4-9 – Variação do módulo de reação horizontal com a profundidade para solos coesivos (esquerda) e solo não coesivos (direita), adaptada de Alonso (2012).....	36
Figura 5-1 – Mapa de solos do MT, de acordo com a Seplan-MT (2020)	94
Figura 5-2 – Detalhe do mapa Pedológico da região de Nova Mutum, segundo a Seplan-MT (2001).....	94
Figura 5-3 – Unidade de mapeamento MT (SEPLAN, 2001)	95
Figura 5-4 – Relatório de sondagem do ponto 1	96
Figura 5-5 – Relatório de sondagem do ponto 2	97
Figura 5-6 – Locação dos pontos de sondagem, conforme a Mforte Engenharia (2019)	98
Figura 5-7 – Coordenadas da área da obra, de acordo com o Google Earth.....	98
Figura 5-8 – Preparação para o ensaio de carregamento rápido na estaca de 40 cm de diâmetro, por Mforte Engenharia (2019).....	100
Figura 5-9 – Preparação para o ensaio de carregamento rápido nos tubulões de 120 cm de diâmetro, por Mforte Engenharia (2019).....	100
Figura 5-10 – Preparação para execução do ensaio nas estacas de 40 cm, por Enggroup (2019).....	101
Figura 5-11 – Preparação para execução do ensaio nos tubulões, por Enggroup (2019).....	101

Figura 6-1 – Carga versus deslocamento da estaca em solo natural.....	104
Figura 6-2 – nh versus deslocamento para solo natural	105
Figura 6-3 – Carga <i>vs</i> deslocamento da estaca em solo melhorado	108
Figura 6-4 – nh versus deslocamento, para solo melhorado.....	109
Figura 6-5 – Comparação dos gráficos da estaca em solo natural e em solo melhorado	110
Figura 6-6 – Comparação dos gráficos nh <i>vs</i> deslocamento	111
Figura 6-7 – Gráfico carga versus deslocamento do tubulão solo natural.....	113
Figura 6-8 – Gráfico de nh versus deslocamento do tubulão em solo natural.....	115
Figura 7-1 – Representação do solo modelado no Ftool, (a) desenho da estaca estudada, (b) discretização do modelo em Ftool.....	119
Figura 7-2 – Modelagem, no Ftool, das estacas de 40 cm, com 12 m de profundidade, em solo natural e em solo melhorado, respectivamente	120
Figura 7-3 – Propriedades das estacas utilizadas no Ftool.....	120
Figura 7-4 – Diagramas das resultantes dos momentos fletores nas estacas, em solo natural e em solo melhorado	122
Figura 7-5 – Resultados dos deslocamentos nas estacas em solo natural e melhorado, respectivamente	123
Figura 7-6 – Profundidade em que o carregamento atua na estaca em seu deslocamento	124
Figura 7-7 – Exemplo de resultantes com relação de cores	125
Figura 7-8 – Definição de materiais do modelo no LISA 8.0.0	126
Figura 7-9 – Modelagem da estaca e do solo	127
Figura 7-10 – Modelo com carregamento e restrições.....	128
Figura 7-11 – Ponto observado no programa LISA 8.0.0, para verificação dos deslocamentos.	130
Figura 7-12 – Resultado obtido no programa LISA 8.0.0, para o carregamento de 36 kN e módulo de elasticidade $E_u = 2.1kNcm^2$	131
Figura 7-13 – Profundidade onde o carregamento deixa de atuar no deslocamento da estaca.....	132
Figura 7-14 – Representação de estaca de 40 cm e 12 m de comprimento no programa GEO5 Estacas.....	133

Figura 7-15 – Diagramas de resultantes no programa GEO5 Estacas, para o carregamento de 36 kN e coeficiente de reação horizontal de 5,86 MN/m ³	133
Figura 7-16 – Diagramas de resultantes no programa GEO5 Estacas, para o carregamento de 36 kN e coeficiente de reação horizontal de 12,21 MN/m ³	134
Figura 7-17 – Resultados no programa GEO5 Estacas, método Broms (1964), utilizando coeficiente de reação horizontal de 5,86 MN/m ³	135
Figura 7-18 – Resultados no programa GEO5 Estacas, método Broms (1964), utilizando coef. De reação horizontal de 12,21 MN/m ³	136
Figura 8-1 – Resultados aplicando o método Russo (1980), no tubulão em solo natural	137
Figura 8-2 – Representação do solo modelado no Ftool, (a) desenho do tubulão estudado, (b) discretização do modelo	138
Figura 8-3 – Modelagem no Ftool, do tubulão de 120 cm, com 6 m de profundidade, em solo natural	139
Figura 8-4 – Propriedades físicas do tubulão utilizadas no Ftool	139
Figura 8-5 – Resultados dos deslocamentos do tubulão em solo natural	140
Figura 8-6 – Profundidade do ponto de giro do tubulão	141
Figura 8-7 – Definição de materiais do modelo no LISA 8.0.0	142
Figura 8-8 – Resultado obtido no programa LISA 8.0.0, para o carregamento de 80 kN e módulo de elasticidade $E_u = 14$ MPa	144
Figura 8-9 – Ponto de giro do tubulão (z_0)	145
Figura 8-10 – Diagramas de resultantes no programa GEO5 Estacas, para o carregamento de 8 kN e coeficiente de reação horizontal de 3,62 MN/m ³	146
Figura 8-11 – Resultados no programa GEO5 Estacas, método Broms (1964), utilizando-se o coeficiente de reação horizontal de 3,62 MN/m ³	147
Figura 9-1 – Comparação dos deslocamentos com a PC em solo natural	149
Figura 9-2 – Comparação dos deslocamentos com a PC em solo natural	150
Figura 9-3 – Comparação de resultados das análises da estaca em solo melhorado	151

LISTA DE TABELAS

Tabela 4-1 – Resumo comparativo das estacas ativas e passivas, de acordo com Alonso (2019)	31
Tabela 4-2 – Comparação entre hipótese de Winkler (teoria da reação horizontal) e meio contínuo elástico (PRAKASH; SHARMA, 1990)	33
Tabela 4-3 –Valores típicos do coeficiente de reação horizontal para argilas sobre adensadas, conforme Terzaghi (1955).....	36
Tabela 4-4 – Valores típicos do coeficiente de reação horizontal para areias, segundo Terzaghi (1955)	37
Tabela 4-5 – Valores do coeficiente de reação horizontal, encontrados no Campo Experimental da Feagri, Campinas, estado de São Paulo	37
Tabela 4-6 – Valores do coeficiente de reação horizontal, de acordo com Terzaghi (1955).....	37
Tabela 4-7 – Valores do coeficiente de reação horizontal, conforme Décourt (1991)	37
Tabela 4-8 – Valores do módulo de reação horizontal K para argilas pré-adensadas, segundo Davisson (1965).....	37
Tabela 4-9 – Resultados de nh para diversos locais no Brasil, adaptada de Araújo (2013).....	38
Tabela 4-10 – Critério estabelecido com os valores dos deslocamentos horizontais admissíveis.....	41
Tabela 4-11 – Relações utilizadas para estacas elásticas (BORN, 2019)	46
Tabela 4-12 – Valor de K' e $\tan \beta$ para Miche (1930)	49
Tabela 4-13 – Coeficiente proposto por Hetényi (1946).....	50
Tabela 4-14 – Coeficientes adimensionais para o método Matlock e Reese (1961).....	56
Tabela 4-15 – Relação $ENSPT, 60$ (CLAYTON, 1986).....	87
Tabela 4-16 – Coeficiente de Poisson para tipo de solo, Albuquerque e Garcia (2020)	92
Tabela 6-1 – Resultados da prova de carga na estaca em solo natural.....	103
Tabela 6-2 – Resultados de cálculo, com os respectivos valores de nh , para estaca em solo natural.....	105

Tabela 6-3 – Valores do coeficiente de reação horizontal, de acordo com Terzaghi (1955)	106
Tabela 6-4 – Valores do coeficiente de reação horizontal, para Décourt (1991).....	106
Tabela 6-5 – Valores do coeficiente de reação horizontal, segundo Davisson (1965)	106
Tabela 6-6 – Resultados da prova de carga na estaca em solo melhorado.....	107
Tabela 6-7 – Resultados de cálculo, com os respectivos valores de nh , para estaca em solo melhorado	108
Tabela 6-8 – Tabela da prova de carga no tubulão em solo natural	112
Tabela 6-9 – Resultados de cálculo, com os respectivos valores de nh , do tubulão em solo natural.....	114
Tabela 7-1 – Resultados aplicando o método de Miche (1930) (estaca em solo natural)	116
Tabela 7-2 – Resultados aplicando o método de Miche (1930) (estaca em solo melhorado)	116
Tabela 7-3 – Módulo de elasticidade calculado para $N_{spt} = 6$, para areias	129
Tabela 7-4 – Valores típicos do Coeficiente de Poisson	129
Tabela 7-5 – Resultados dos deslocamentos obtidos no LISA 8.0.0, para cada módulo de elasticidade.....	130
Tabela 8-1 – Módulo de elasticidade calculado para $N_{spt} = 4$, para areias.....	143
Tabela 8-2 – Resultados dos deslocamentos obtidos no LISA 8.0.0, para cada módulo de elasticidade.....	145
Tabela 9-1 – Valor de nh obtidos da PC	148

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

CFA	<i>Continuous Flight Auger</i>
Ftool	<i>Two-dimensional Frame Analysis Tool</i>
MT	Mato Grosso
NBR	Norma Brasileira
PCR	prova de carga com carregamento rápido
Seplan-MT	Secretaria de Estado de Planejamento e Gestão de Mato Grosso
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

Ab	área da base
C_H^P e C_M^P	coeficientes adimensionais para reação do solo na estaca, decorrentes, respectivamente, da aplicação do carregamento lateral e do momento fletor
C_H^Q e C_M^Q	coeficientes adimensionais para cortante na estaca, decorrentes, respectivamente, da aplicação do carregamento lateral e do momento fletor
C_H^S e C_M^S	coeficientes adimensionais para as rotações na estaca, decorrentes, respectivamente, da aplicação do carregamento lateral e do momento fletor
c_u	resistência ao cisalhamento não drenado do solo
C_H^y	coeficiente dimensional para o deslocamento horizontal na estaca, devido à aplicação da força horizontal H
C_m^y	coeficiente dimensional para o deslocamento horizontal na estaca em momento fletor M
cm	centímetros
D	diâmetro da estaca
Db	diâmetro da base
Df	diâmetro do fuste
e	excentricidade na aplicação do carregamento horizontal
ϵ -	deformação do componente por unidade de comprimento
EI	rigidez flexional da estaca
E_p	módulo de elasticidade do material da estaca
E_u	módulo de elasticidade do solo
ϵ_{vol}	deformação volumétrica
F	força
f_s	atrito lateral
H	força horizontal aplicada no topo da estaca
I_p	momento de inércia da seção transversal da estaca
I_{ρ_H}, I_{ρ_M}	fatores de influência para deslocamentos devido à força horizontal e momento fletor aplicados no topo da estaca

$I_{\theta_H}, I_{\theta_M}$	fatores de influência para rotações em virtude da força horizontal e do momento fletor aplicados no topo da estaca
K	módulo de reação horizontal
K_a e K_p	coeficiente de empuxo de Rankine
K_h	coeficiente de reação horizontal
K_l	coeficiente de reação horizontal na base do tubulão ou estaca
Km	quilômetros
K_N	fator de flexibilidade
K_v	coeficiente de reação vertical do solo da base do tubulão ou estaca
l	profundidade da base
L	comprimento da estaca
L_e	comprimento equivalente
L_s	comprimento equivalente
L_u	comprimento livre
m^3	metros cúbicos
(M)	momento fletor
mm	milímetros
nh	coeficiente de reação horizontal
N_h	fator que expressa a taxa de crescimento do E_s com a profundidade similar ao coeficiente de reação horizontal do solo n_h .
N_{spt}	índice de resistência à penetração do ensaio SPT
p	reação do solo
P_a	pressão atmosférica
p_u	resistência lateral limite
(Q)	cortante
q_c	resistência de ponta
(S)	rotação
S_0	rotação da estaca em relação à superfície do terreno
S_R	grandeza adimensional
S_T	grandeza adimensional
T	fator de rigidez relativa estaca-solo, para solos não coesivos $[L]$
ν	Coefficiente do Poisson
y_A	deslocamento devido à força H_0

y_B	deslocamento devido ao momento fletor M_0
y_1	parcela do deslocamento horizontal devido à rotação (S_0) na cabeça da estaca
y_2	parcela do deslocamento horizontal em virtude do momento gerado pela excentricidade na aplicação do carregamento
y_H	deslocamento horizontal devido ao carregamento H
y_M	deslocamento horizontal devido ao momento fletor M
z	profundidade da seção da estaca [L]
γ	peso específico do solo que envolve o tubulão
ϕ	ângulo de atrito interno efetivo
ϕ	ângulo de atrito interno do solo
σ_s	tensão admissível do solo de apoio da estrutura
σ'_v	pressão vertical efetiva

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	21
2 JUSTIFICATIVA	23
3 OBJETIVOS	25
3.1 Gerais	25
3.2 Objetivos específicos	25
4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	26
4.1 Introdução	26
4.2 Estacas ativas e passivas	29
4.3 Modelo para reação do solo	31
4.4 Método de análise de deformação	33
<i>4.4.1 Método baseado no coeficiente de reação horizontal</i>	<i>33</i>
4.4.1.1 Definição relativa de rigidez da interação estaca-solo.....	42
4.4.1.2 Solução para estaca longa	43
4.4.1.2.1 Método das diferenças finitas.....	45
4.4.1.2.2 Método de Miche (1930).....	47
4.4.1.2.3 Método de Hetényi (1946)	49
4.4.1.2.4 Método Gleser (1953).....	51
4.4.1.2.5 Método Matlock e Reese (1961)	52
4.4.1.2.6 Método Davisson e Robinson (1965)	60
4.4.1.3 Solução para estacas curtas	64
4.4.1.3.1 Método Russo	64
4.4.1.3.2 Método de Matlock e Reese (1960).....	66
<i>4.4.2 Método de análise com modelo elástico</i>	<i>71</i>
4.4.2.1 Método Poulos e Davis (1980)	71
4.5 Método de análise de ruptura	73
<i>4.5.1 Método de Broms (1964)</i>	<i>74</i>
4.5.1.1 Estacas com topo livre em solos coesivos	74
4.5.1.2 Estacas com topo livre em solos não coesivos	78
4.6 Análise computacional de estacas carregadas lateralmente	81
<i>4.6.1 Descrição dos programas</i>	<i>82</i>

4.6.1.1 LISA 8.0.0.....	82
4.6.1.2 GEO5 Estacas.....	82
4.6.1.3 Ftool 4.00	83
4.7 Módulo de elasticidade.....	83
4.8 Ensaio <i>Standard Penetration Test</i> (SPT).....	85
4.9 Técnica de melhoramento de solo com cimento.....	88
4.10 Coeficiente de Poisson	90
5 MATERIAIS E MÉTODOS	93
5.1 Caracterização do solo da região estudada.....	93
5.2 Prospecção do solo para o desenvolvimento do trabalho	96
5.3 Execução de prova de carga com carregamento rápido	99
6 RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA	103
6.1 Prova de carga na estaca em solo natural	103
6.2 Prova de carga na estaca em solo melhorado.....	107
6.3 Comparação de resultados das provas de carga nas estacas.....	109
6.4 Prova de carga no tubulão em solo natural	111
7 PREVISÃO DE RESULTADOS PARA ESTACAS	116
7.1 Métodos Miche (1930)	116
7.2 Programa Ftool.....	117
7.2.1 <i>Diagrama das resultantes.....</i>	121
7.2.1.1 Momento fletor	121
7.2.2 <i>Deslocamento máximo.....</i>	122
7.3 Programa LISA 8.0.0.....	125
7.3.1 <i>Modelo.....</i>	125
7.3.2 <i>Propriedades físicas da estaca</i>	128
7.3.2.1 Módulo de elasticidade da estaca	128
7.3.2.2 Coeficiente de Poisson.....	128
7.3.3 <i>Propriedades físicas do solo</i>	129
7.3.3.1 Módulo de elasticidade do solo	129
7.3.3.2 Coeficiente de Poisson.....	129
7.3.4 <i>Resultados</i>	130
7.4 Programa GEO5 Estacas	132
7.4.1 <i>Resultados pelo método da curva p-y, em solo natural.....</i>	133

7.4.2 Resultados pelo método da curva p-y, em solo melhorado.....	134
7.4.3 Resultados pelo método Broms (1964), em solo natural.....	135
7.4.4 Resultados pelo método Broms (1964), em solo melhorado.....	136
8 PREVISÃO DE RESULTADOS PARA TUBULÃO.....	137
8.1 Método Russo (1930)	137
8.2 Programa Ftool.....	137
8.2.1 Diagrama das resultantes.....	140
8.2.1.1 Deslocamento máximo	140
8.3 Programa LISA 8.0.0.....	141
8.3.1 Propriedades físicas do solo utilizadas no modelo.....	143
8.3.2 Resultados da análise no programe Lisa 8.0.0	143
8.4 Programa GEO5 Estacas	146
8.4.1 Resultados pelo método da curva p-y, em solo natural.....	146
8.4.2 Resultados pelo método Broms (1964)	147
9 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	148
9.1 Valores de nh obtidos das provas de carga horizontais.	148
9.2 Comparação dos resultados de deslocamento da estaca para solo natural.	
.....	148
9.3 Comparação dos resultados de deslocamento do tubulão (solo natural).	149
9.4 Solo melhorado	150
9.5 Comentários sobre os dimensionamentos	152
10 CONCLUSÃO	155
11 SUGESTÃO PARA FUTURAS PESQUISAS	156
REFERÊNCIAS.....	157

1 INTRODUÇÃO

Os esforços horizontais de topo em elementos de fundação são comuns e decorrentes de vários tipos de ações transversais, como empuxos de terra, ondas marítimas, ventos, frenagens, ações sísmicas, carregamentos horizontais em estruturas, funcionamento de grandes equipamentos, dentre outros.

Tais ações estão sempre presentes em estruturas como pontes, linhas de transmissão, contenções, edifícios altos, subestações de energia, turbinas eólicas, portos marítimos, equipamentos industriais, suporte de *trackers* de placas solares etc. Segundo Kassouf (2012), o comportamento dos elementos de fundação submetidos a tais esforços depende “basicamente das propriedades dos materiais, em geral concreto e aço, da geometria do elemento estrutural de fundação e das características do solo” contido nesse sistema. Dessa forma, a capacidade de carga para o carregamento horizontal da fundação é limitada, basicamente, pelo elemento mais fraco desse sistema, ou seja, o maciço de solo ou elemento estrutural da estaca.

Segundo Silva, Faro e Souza (2020), de forma geral, “o dimensionamento da estaca, é feito baseado em dois critérios que são: fator de segurança apropriado para evitar o rompimento estrutural da estaca e deslocamentos aceitáveis (baseados na superestrutura), em função de seus carregamentos”. Para Poulos e Davis (1980), “é usual analisar os dois critérios separadamente, de forma a satisfazê-los independentemente”.

Devido à importância do dimensionamento de estacas solicitadas ao carregamento horizontal, a princípio Miche (1930) desenvolveu equações para determinar numericamente o problema de forma satisfatória, em estacas isoladas, e, posteriormente, diversos autores criaram outras formas e métodos analíticos para resolver esse tipo de problema e prever seu comportamento.

De acordo com Impe e Reese (2010),

[...] atualmente o conceito mais empregado é a Teoria de Reações do Solo, que se expandiu para estacas, baseado em estudos de viga sobre solo elástico, e módulo de reação do solo (K), que segundo Rosendo (2020), embora seja de difícil determinação matemática, pode ser obtido por meio de provas de carga horizontal.

Para Cintra (1981), “o problema de ações horizontais em estacas envolve modelagem tridimensional, que são extremamente complexas para soluções

rotineiras por parte de projetistas”. Com isso, além dos modelos matemáticos analíticos simplificados, já empregados “manualmente” há décadas na engenharia de fundações e desenvolvidos por autores já consagrados na literatura especializada, o avanço da tecnologia computacional fez com que se desenvolvessem ferramentas com o objetivo de facilitar ou prever o comportamento das estacas, com mais precisão e facilidade, sob a ótica do desenvolvimento de processamento de dados.

Nesse sentido, alguns autores propõem análises com o auxílio de *softwares* que simulam a interação solo estrutura, por meio de modelos discretizados em plataformas planas simplificadas, baseados em conceitos analíticos e em plataformas com modelos mais sofisticados, tridimensionais, baseados em resoluções de equações diferenciais, como é o caso de programas cujo ponto de partida são elementos finitos.

Vale ressaltar, portanto, que seus resultados, assim como nos métodos clássicos, dependem de parâmetros de solo, que sejam os mais representativos possíveis, de preferência extraídos *in loco*, para que se possa calibrar o modelo precisamente.

Conforme Oliveira (2020), ferramentas computacionais para precisão de deslocamentos horizontais, apesar de proporcionarem previsões mais rebuscadas no processamento de modelos numéricos, devem levar em conta fatores como modelos constitutivos e parâmetros do modelo implementado, tornando a análise complexa.

Este trabalho, além de prover o valor do coeficiente de reação horizontal (nh), analisa o comportamento das estacas e do tubulão, pelo prisma de comparação da prova de carga (PC), com modelos em ferramentas computacionais e por meio de solução analítica aplicada a esse tipo de problema.

2 JUSTIFICATIVA

O dia a dia da engenharia de fundações acarreta uma busca constante de pesquisas para resolver problemas ou melhorar a acurácia de resultados previstos em seu desenvolvimento. Em estacas ou tubulões com carregamentos horizontais, é usual a obtenção de parâmetros do solo por meio de provas de carga, buscando prover parâmetros adequados para calibragem de modelos matemáticos, de modo a interpretar, compreender e representar resultados de deslocamentos.

De acordo com a Norma Brasileira ABNT NBR 6122-2022, “a prova de carga é um ensaio que visa determinar diretamente, as características de deslocamento, resistência do terreno ou de elementos estruturais de fundação.”

Segundo Poulos e Davis (1980), “usualmente provas de carga são realizadas com o intuito de determinar a capacidade de carga última da estaca, obtendo parâmetros do solo que auxiliam em seu dimensionamento com mais precisão, além de prover subsídios para futuros projetos em solos com características similares.”

Métodos analíticos para previsão de deslocamento podem resultar em distorções de resultados previstos, como os observados por Oliveira (2017) e Silva (2017). Tais discordâncias podem estar associadas à adoção inapropriada do coeficiente de reação horizontal (nh), adotados da literatura e não extraídos do local de execução (OLIVEIRA, 2020).

Tendo em vista as afirmações dos autores, este trabalho apresenta valores do parâmetro (nh) para a região de Nova Mutum/MT, servindo para que futuros projetos de fundação tenham subsídios dimensionais para seu desenvolvimento, sem recorrer a parâmetros tabelados ou correlacionados, que possam comprometer a precisão dos resultados esperados.

Embora a região esteja em pleno desenvolvimento, sendo uma das regiões mais importantes da indústria agrícola brasileira, até o presente momento não se encontra, na literatura, tal parâmetro extraído *in loco*.

Nova Mutum localiza-se no Centro-Oeste brasileiro, no interior do estado de Mato Grosso, a cerca de 240 km da capital Cuiabá e a 240 km de Sinop, que são pontos estratégicos para a indústria agrícola brasileira. Possui economia essencialmente agrícola, com urbanização crescente, beneficiada pela indústria e

economia local. Tais características retratam, portanto, a importância da região escolhida para realizar este estudo.

Os valores dos coeficientes de reação horizontal determinados nas PC foram aplicados a metodologias de previsão de deslocamento e seus resultados foram comparados com os encontrados nas provas de carga, disponibilizando, dessa forma, para futuras pesquisas ou para análises de dimensionamentos práticos, os resultados determinados em cada aplicação.

As análises foram feitas a partir do método Miche (1930) e do método Russo, ambos desenvolvidos por meio da aplicação de suas metodologias no Excel e de programas disponíveis no mercado de desenvolvimento de *softwares*, que lançam mão de metodologias como Broms (1964), curva $p-y$, análises gráficas e elementos finitos.

3 OBJETIVOS

3.1 Gerais

- Disponibilizar os valores do coeficiente de reação horizontal (nh), obtidos nas realizações das provas de carga, realizadas no solo arenoso da região Centro-Oeste brasileira.
- Comparar os resultados das provas de carga, com análises feitas com ferramentas computacionais e métodos analíticos clássicos.

3.2 Objetivos específicos

- Oferecer parâmetros de coeficiente de reação horizontal (nh) específicos para o solo arenoso estudado, em sua condição natural e em condição de solo melhorado, por meio dos valores determinados a partir das provas de carga.
- Modelar o problema de estaca com carregamento horizontal em programas que trabalham com análises em plataformas simplificadas planas, em plataformas com modelos tridimensionais e em programas que aplicam metodologias conhecidas para o dimensionamento desse tipo de problema.
- Analisar e comparar a prova de carga e os resultados computacionais com o método analítico clássico Miche (1930), nas estacas, e com o método Russo, para tubulão.
- Comparar os valores resultantes, obtidos utilizando o valor de nh extraído *in loco*, com os valores disponibilizados na literatura.
- Comparar os valores obtidos de carga *versus* deslocamento e de coeficiente de reação horizontal das provas de carga nos elementos em solo natural e em solo melhorado.

4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O objetivo, nesta seção, é apresentar os principais conceitos envolvidos em estacas com carregamento horizontal de topo, pela ótica experimental, e demonstrar os métodos encontrados na literatura para dimensionamento desse tipo de problema.

4.1 Introdução

Estacas são elementos da fundação que garantem a estabilidade e a integridade da superestrutura, podendo elas estarem sujeitas a diversos tipos de solicitações de carregamento, entre eles axial, lateral e/ou momento fletor.

Esses esforços podem ser aplicados ao mesmo tempo ou separadamente, em cargas estáticas, cíclicas ou dinâmicas, dependendo das circunstâncias a que as fundações estão sendo submetidas. Ademais, seu dimensionamento deve garantir que a superestrutura esteja segura em relação a colapsos e movimentações excessivas.

Em casos de superestruturas especiais, como fundações de aerogeradores, segundo García *et al.* (2022), devem ser verificados requisitos como ressonância do sistema e fadiga do solo, ocasionada pelo carregamento cíclico.

Em solos moles, segundo Rosa *et al.* (2022), deve-se verificar o efeito Tchebotarioff, ocasionado em razão de seu adensamento, acarretando movimentação no maciço e posterior carregamento lateral:

Para o carregamento puramente axial, em grupos de estacas ou para estacas isoladas, pode-se empregar equações de equilíbrio estáticos, que são amplamente utilizadas para seu dimensionamento. Porém, para carregamentos laterais, o dimensionamento de estaca isolada ou de grupo de estacas, requer equações diferenciais não lineares, embora soluções lineares com certas limitações, em casos práticos, podem ser encontradas na literatura e apresentam bons resultados. (REESE; IMPE, 2011).

Ainda para Reese e Impe (2011),

[...] o problema de carregamento lateral em estacas envolve a interação estaca solo, que está relacionada a resistência do solo, em força por unidade de comprimento ao longo da estaca, dependendo

da resistência a deflexão da estaca, simultaneamente a resistência do solo.

O estudo com a interação, portanto, é necessário para encontrar uma solução adequada.

Para Kassouf (2012), a capacidade de carga da estaca está condicionada à interação estaca solo e sua ruptura está relacionada às propriedades dos materiais, em geral concreto e aço, bem como à geometria do elemento estrutural e do solo, estando seu limite de carga relacionado ao elo mais fraco desse sistema.

As mesmas considerações são apresentadas para tubulões, pois, segundo Albiero e Cintra (1996), “na literatura nacional, as fundações chamadas de tubulões são tratadas como estacas moldadas ‘in loco’, podendo a base ser ou não alargada” e neste trabalho serão tratadas da mesma forma.

Conforme Born (2019), os mecanismos de ruptura ao carregamento horizontal são dependentes de fatores como comprimento da estaca, rigidez à flexão da estaca, rigidez do solo, condição de contorno do topo e ponta da estaca.

Para estacas rígidas, ou seja, nas quais o momento fletor imposto pelo carregamento seja inferior ao momento resistente da estaca e suas resultantes, superiores ao passivo do solo ao seu redor, cria-se um movimento em torno ao seu eixo longitudinal, como pode ser observado na Figura 4-1a.

Esse tipo de deslocamento ocorre em estaca com topo livre e, para estacas com topo fixo, não há giro em seu eixo, e sim resulta em um movimento horizontal (Figura 4-1b).

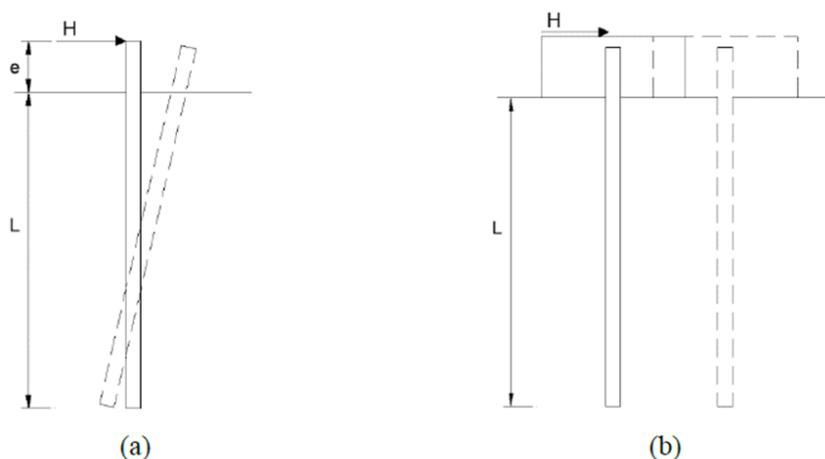


Figura 4-1 – Mecanismos de ruptura em estacas rígidas (topo livre e engastado)
(BORN, 2019)

Para estacas flexíveis, o momento fletor imposto pelo carregamento é superior ao momento resistente da estaca. Dessa forma, a estaca não se movimenta como corpo rígido, e sim se deforma até surgirem rótulas de plastificação, no ponto onde o momento fletor excedeu a resistência da estaca. Essas rótulas podem ocorrer em diferentes partes do eixo longitudinal das estacas, como demonstrado na Figura 4-2:

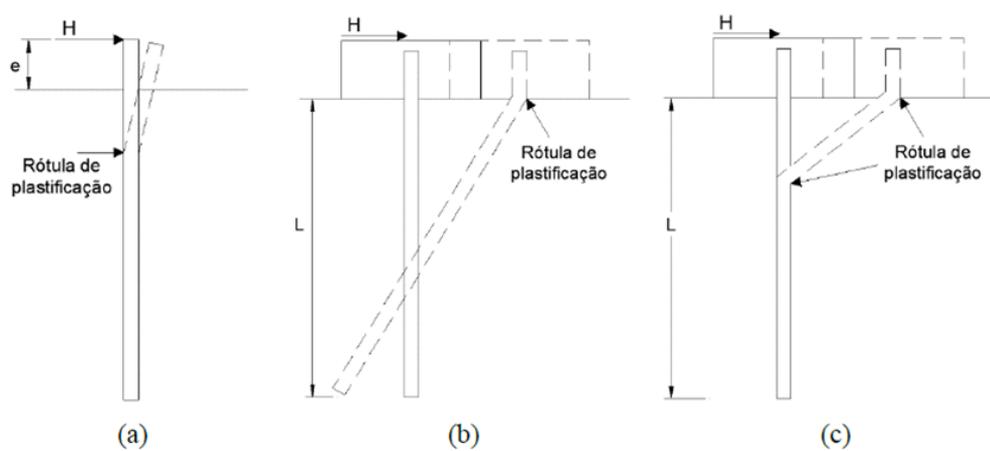


Figura 4-2 – Mecanismos de ruptura em estacas rígidas (rótulas), segundo Born (2019)

Na realização de projetos para essas fundações há duas vertentes: a primeira é o dimensionamento de estacas inclinadas, normalmente sujeitas a cargas axiais de tração ou compressão; a segunda é projetos de estacas ou tubulões verticais submetidos à solicitação de flexo-compressão ou flexo-tração, como explicam Velloso e Lopes (2002).

Em estacas e tubulões verticais, os métodos de análise de problemas de carregados laterais no topo podem ser simplificados em análise de deformação e análise de ruptura estrutural ou do solo. A ruptura do solo é verificada em relação à sua capacidade de suportar as tensões que lhe são submetidas. Já na análise de ruptura estrutural, o elemento de fundação é verificado quanto à sua capacidade de absorver os esforços externos, respeitando seus limites de fadiga estrutural.

Em relação à análise de deslocamento no topo, o elemento deve ser avaliado e garantido para que seu deslocamento não cause danos à superestrutura, excedendo o limite estabelecido no projeto estrutural.

Segundo Poulos e Davis (1980), nas fundações com carregamento horizontal o critério de dimensionamento não está relacionado à capacidade de carga última, mas sim ao deslocamento máximo, pré-estabelecido, que ela pode atingir.

Nesse sentido, de acordo com De Beer (1977), as estacas carregadas horizontalmente podem ser divididas em dois grupos: as estacas ativas e as passivas, como se analisa a seguir.

4.2 Estacas ativas e passivas

Nas estacas ativas, os esforços transversais externos (horizontais e momentos fletores) transferem esforços horizontais ao solo. Esses casos são comuns em estacas de linhas de transmissão, pórticos de subestações de energia elétrica, muros de arrimo, obras de arte, edifícios altos, estruturas portuárias etc.

As estacas passivas são aquelas cujos esforços de carregamento em seu fuste não são decorrentes dos carregamentos externos, mas de movimento do solo que a envolve, em virtude de carregamentos assimétricos na superfície. Esses casos são comuns em aterros, escavações executadas junto a estacas, em solos moles, em estruturas como muros de arrimo e em encontro de pontes.

As Figuras 4-3, 4-4 e 4-5 ilustram esse comportamento; ademais, um resumo comparativo pode ser encontrado na Tabela 4-1. Neste trabalho se aborda apenas o tema “estacas ativas”.

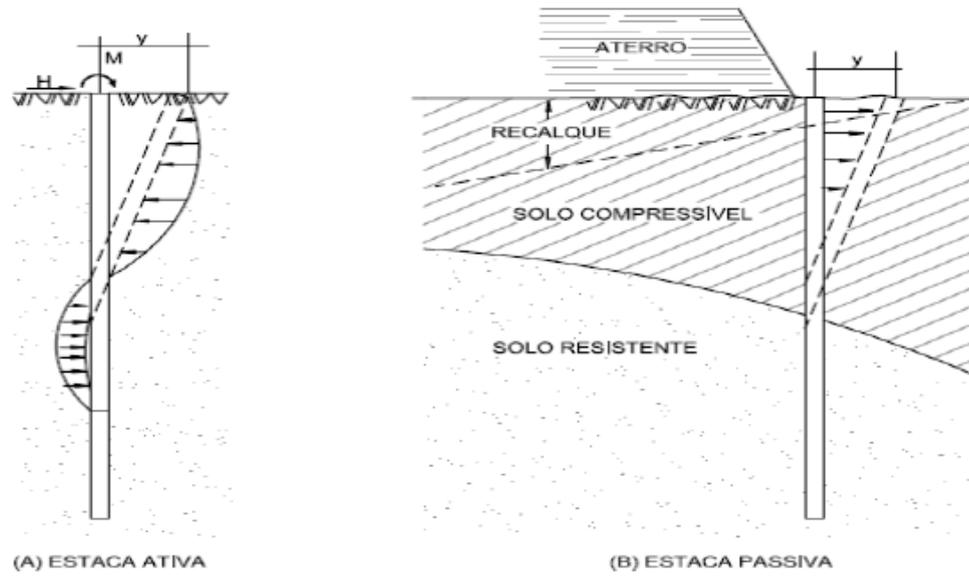


Figura 4-3 – Exemplo de estacas ativas (a) e passivas (b), por Alonso (2019)

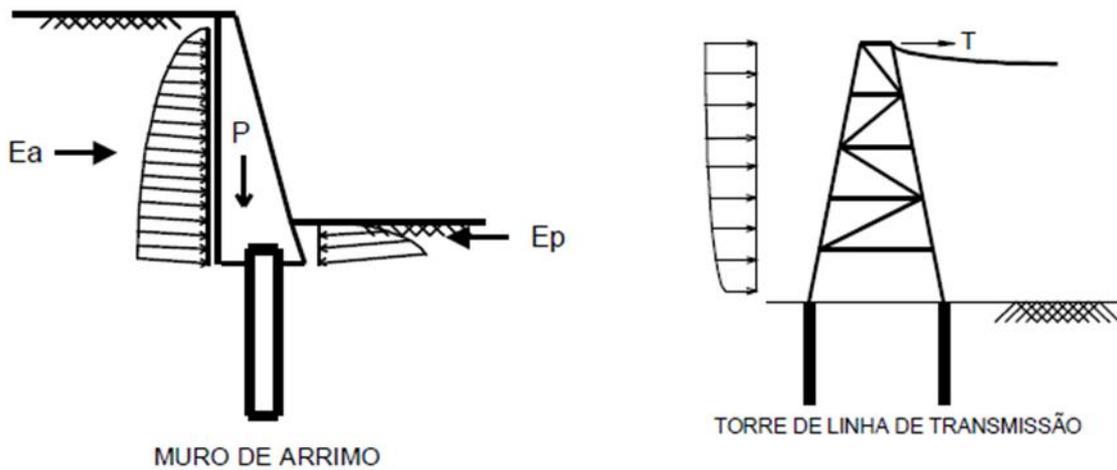


Figura 4-4 – Exemplo de estaca ativa (ALONSO, 1989)

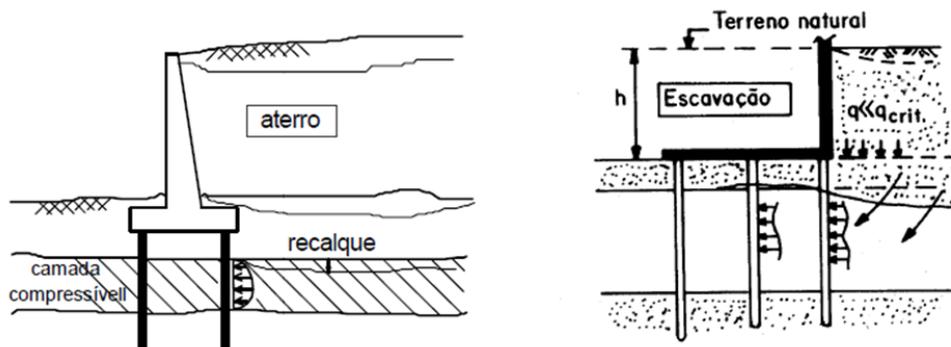


Figura 4-5 – Exemplo de estaca passiva (ALONSO, 1989).

Tabela 4-1 – Resumo comparativo das estacas ativas e passivas, de acordo com Alonso (2019)

	Estacas ativas	Estacas passivas
Intensidade e ponto de aplicação das cargas	Conhecidos <i>a priori</i>	Não conhecidos <i>a priori</i>
Ponto de atuação das cargas	Um só plano (carregamento à superfície)	Ao longo de parte do fuste (carregamento em profundidade)
Posição relativa do solo que envolve a estaca	Há descolamento no lado contrário ao do movimento da estaca (efeito de arco)	O solo está sempre em contato com a estaca (não há efeito de arco)

4.3 Modelo para reação do solo

Segundo Reese e Impe (2011), o problema de carregamento lateral em estacas envolve soluções complicadas, porque a análise bem-sucedida é sensível às características do solo ao redor do seu eixo e depende da resistência do solo e da deflexão da estaca.

Dessa forma, sua reação está condicionada a diversos fatores, tais como:

- a) o tipo de solo e suas propriedades físicas;
- b) a rigidez da estaca: seção transversal, comprimento, módulo de elasticidade de seu material, momento de inércia;
- c) tipo de solicitação: esforço estático, dinâmico, cíclico e do nível em que a solicitação está sendo aplicada;
- d) interação solo-estaca, que depende do tipo de execução da estaca;
- e) geometria da estaca e tipo de execução ou instalação da estaca;
- f) condições do topo da estaca: se estiver livre ou engastada num bloco de coroamento.

Em estacas submetidas a carregamentos horizontais, a reação do solo é proporcional a seu deslocamento e a seu carregamento.

Neste trabalho são abordados dois modelos de reação do solo, que são encontrados na literatura:

1) Teoria de reação horizontal: na qual admite-se que a estaca tem seu comportamento semelhante à reação de uma viga do tipo Euler-Bernoulli (teoria da viga clássica), apoiada em solo (Figura 4-6).

Esse modelo é a aplicação da hipótese de Winkler, em que as respostas são dadas por meio da mecânica, com solo simulado por uma série de molas horizontais, discretizadas ao longo de seu comprimento e independentes entre si (Figura 4-7). Seu comportamento é representado pelas *curvas p-y*, as quais foram criadas empiricamente, por meio do ajuste de curvas carga-deslocamento, provenientes de ensaios reais.

Vale notar que o estudo de Winkler foi elaborado em 1867 e utilizado pela primeira vez por Zimmermann em 1888, no cálculo de dormentes de trilho de trem.

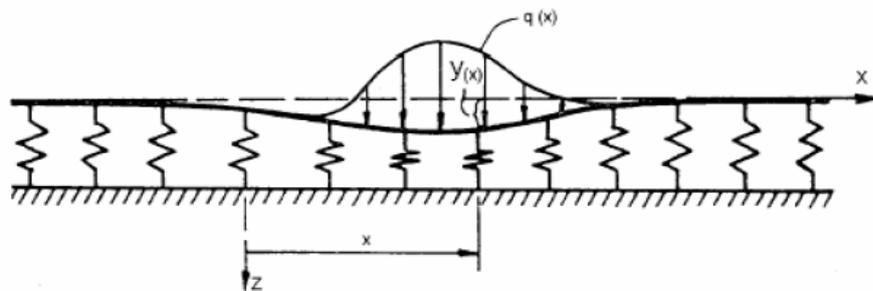


Figura 4-6 – Viga sobre apoio elástico (KERR, 1978)

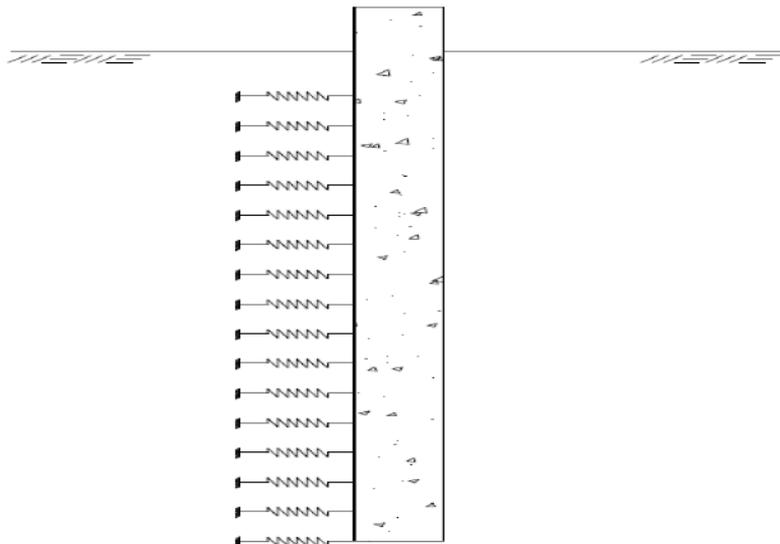


Figura 4-7 – Modelo de reação do solo baseado na hipótese de Winkler (VELLOSO; LOPES, 2002)

2) Modelo considerando o solo contínuo elástico: descreve os resultados de estudos paramétricos de respostas de estacas embutidas em meio contínuo de solo elástico (ROSENDO, 2020). Esse método caracteriza-se pela utilização do módulo de elasticidade e pelo coeficiente de Poisson do solo. Seu estudo foi elaborado utilizando técnicas numéricas como método de elementos finitos.

Os dois modelos apresentam vantagens e desvantagens e podem ser observadas na Tabela 4-2.

Tabela 4-2 – Comparação entre hipótese de Winkler (teoria da reação horizontal) e meio contínuo elástico (PRAKASH; SHARMA, 1990)

Hipótese	Vantagens	Desvantagens
Winkler	É relativamente simples; pode incorporar não linearidades; variação do coeficiente de reação com a profundidade; aplicação a solo estratificado. É usado na prática há muito tempo.	Ignora a continuidade do solo; o coeficiente de reação não é uma propriedade do solo, pois depende das dimensões da estaca e do seu deslocamento
Meio contínuo elástico	É uma hipótese mais realista. Pode fornecer soluções para módulo variável com a profundidade e solos estratificados.	É difícil determinar as deformações em um problema prático e o módulo do solo que a elas corresponde. Requer mais experiência de campo.

4.4 Método de análise de deformação

Neste trabalho se abordam métodos baseados no coeficiente de reação horizontal do solo e modelos elásticos.

4.4.1 Método baseado no coeficiente de reação horizontal

O modelo baseado na hipótese de Winkler, conhecido como método p - y , a princípio elaborado para vigas de fundação, é também estendido para os casos de escadas embutidas em solo, onde define-se a relação entre a tensão horizontal e o respectivo deslocamento, como o coeficiente de reação horizontal do solo K_h .

$$K_h = \frac{\text{tensão}_{horizontal}}{\text{deslocamento}_{horizontal}} \left(\text{dimensão } \frac{FL^{-2}}{L} \right) \quad (4.1)$$

Posteriormente, o coeficiente de reação horizontal foi definido como módulo de reação horizontal K , que é a relação entre a reação do solo, p (em unidade de força por comprimento de estaca) e o correspondente deslocamento y . Dessa forma:

$$K = p/y \text{ (dimensão } FL^2) \quad (4.2)$$

A Figura 4-8 mostra a transformação da pressão do solo sobre a estaca, em carga por unidade de comprimento:

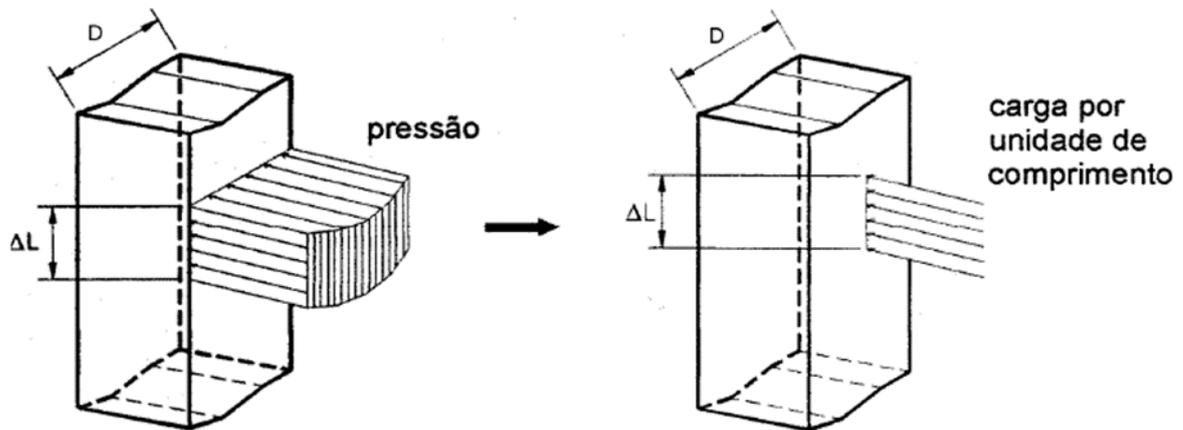


Figura 4-8 – Reação aplicada pelo solo na estaca: pressão e carga linear (ALONSO, 1989)

Segundo Alonso (2019), a equação 4.3 elimina os problemas causados pela utilização do coeficiente de reação horizontal, pois não se depende mais do diâmetro da estaca; portanto, as duas formas de tratar a reação do solo são dadas pela fórmula:

$$K = K_h D \text{ (dimensão } FL^{-2}) \quad (4.3)$$

Estudos posteriores relatam que, dependendo do tipo de solo, o módulo de reação horizontal também se altera com a profundidade, havendo a necessidade de prever essa variação.

Cintra (1981) relata que autores como Terzaghi (1955) e Matlock e Reese (1961) também compartilham a hipótese de que o módulo de reação horizontal apresenta variação com a profundidade. Por serem, porém, variações simples, não se justifica a elaboração de propostas mais complexas para previsão dessa variação, uma vez que os erros dos cálculos são baixos comparados com os envolvidos na estimativa dos valores do módulo K . Os autores complementam, ainda, que os solos superficiais são os mais solicitados pelo carregamento horizontal e, com isso, os valores de K são mais importantes nesse ponto.

Em análises em estacas submetidas a carregamento lateral, Velloso e Lopes (2010) concluíram que esse carregamento praticamente desaparece abaixo de 4 a 5 vezes o diâmetro da estaca.

Nascimento (2020), ao analisar os solos residuais, encontrou, em seus estudos, o ponto em que não há mais flexão na estaca a aproximadamente 2m, sendo quatro vezes o valor de seu diâmetro. Com esses dados, corrobora também com Reginato (2019), que chegou a resultados aproximados.

Terzaghi (1955) admitiu, para argilas sobre adensadas, que o módulo de reação horizontal do solo é constante com a profundidade.

$$K = p/y = \text{constante} \quad (4.4)$$

Para argilas normalmente adensadas e areias, K é considerado proporcionalmente crescente com a profundidade, de acordo com a Equação 4.5:

$$K = \frac{p}{y} = n_h z \quad (4.5)$$

Onde n_h é o coeficiente de reação horizontal do solo.

Esse conceito pode ser observado na Figura 4-9, que traz a visão de Alonso (2012):

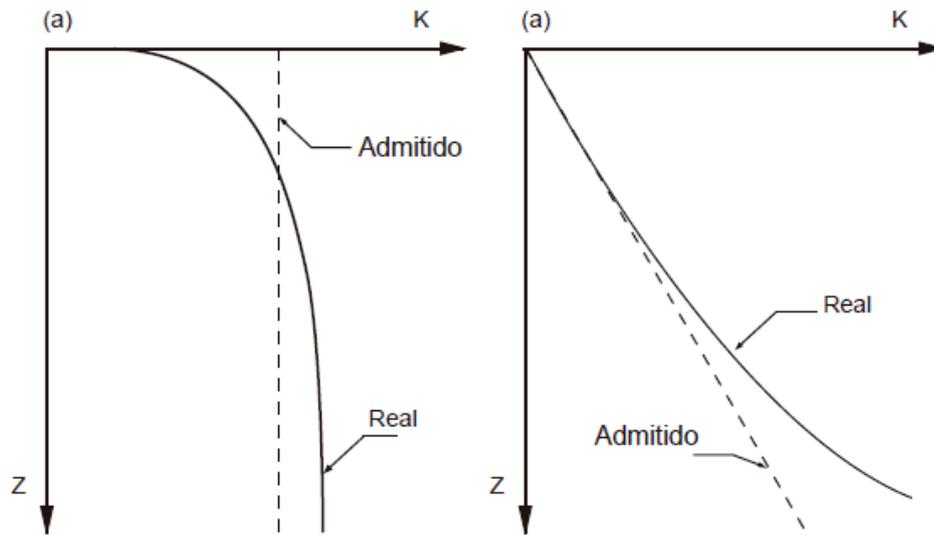


Figura 4-9 – Variação do módulo de reação horizontal com a profundidade para solos coesivos (esquerda) e solo não coesivos (direita), adaptada de Alonso (2012)

Na literatura, são encontrados valores para módulo de reação horizontal e de coeficiente de reação horizontal, como pode ser notado nas Tabelas 4-3, 4-4, 4-5, 4-6, 4-7 e 4-8, obtidos por meio de ensaios de placa, em que carregamentos são aplicados no centro de uma placa rígida, apoiada à superfície. Segundo Terzaghi (1955), os resultados obtidos por esse tipo de ensaio podem ser utilizados para obter-se o coeficiente de reação vertical e horizontal do solo.

Tabela 4-3 –Valores típicos do coeficiente de reação horizontal para argilas sobre adensadas, conforme Terzaghi (1955)

Valores de K_h encontrados na Literatura – argilas pré-adensadas			
Consistência	Resistência à compressão simples	Faixa de valores K_h	Valor recomendado K_h
	q_u (MN/m ²)	K_h (MN/m ²)	K_h (MN/m ²)
Média	0,02 - 0,04	0,7 - 4,0	0,8
Rija	0,1 - 0,2	3,0 - 6,5	5
Muito rija	0,2 - 0,4	6,5 - 13	10
Dura	> 0,4	> 13	20

Tabela 4-4 – Valores típicos do coeficiente de reação horizontal para areias, segundo Terzaghi (1955)

Valores de nh encontrados na Literatura – areias		
Compacidade	Acima do NA	Abaixo do NA
	(kN/m ³)	(kN/m ³)
Fofa	0,02 - 0,04	0,7 - 4,4
Med. Compacta	0,1 - 0,2	3,0 - 6,5
Compacta	0,2 - 0,4	6,5 - 13

Tabela 4-5 – Valores do coeficiente de reação horizontal, encontrados no Campo Experimental da Feagri, Campinas, estado de São Paulo

Valores de nh encontrados no Campo Experimental da Feagri/Unicamp (MN/m³)		
Tipo de estaca	Solo natural	Solo inundado
Escavada	26	0,57
Hélice contínua	11,27	0,24
Ômega	53,8	
Raiz	8,5	

Tabela 4-6 – Valores do coeficiente de reação horizontal, de acordo com Terzaghi (1955)

Compacidade da areia	Areia seca ou úmida	Areia submersa
	MN/m ³	MN/m ³
Fofa	2,5	1,5
Mediamente compacta	7	4,5
Compacta	18	11

Tabela 4-7 – Valores do coeficiente de reação horizontal, conforme Décourt (1991)

Compacidade da areia	Areia seca ou úmida	Areia submersa
	MN/m ³	MN/m ³
Fofa	2,6	1,5
Mediamente compacta	8	5
Compacta	20	12,5

Tabela 4-8 – Valores do módulo de reação horizontal K para argilas pré-adensadas, segundo Davisson (1965)

Valor de K (MN/m²) argilas pré-adensadas			
Consistência	qu (kPa)	Faixa de valores	Valor provável
Média	20-40	0,7-4,0	0,8
Rija	100-200	3,0-6,5	5
Muito rija	200-400	6,5-13,0	10
Dura	> 400	> 13,0	19,5

Araújo (2013) fez uma pesquisa com diversos autores que publicaram valores de coeficiente de reação horizontal em provas de cargas, em diferentes tipos de solo e estacas, cujos resultados podem ser observados na Tabela 4-9.

Tabela 4-9 – Resultados de n_h para diversos locais no Brasil, adaptada de Araújo (2013)

Autor	Local	Tipo de solo	Tipo de estaca	n_h médio (MN/m³)
Zammataro (2007)	Campinas, SP	Argiloso, laterítico e colapsível	Escavada ($\varphi = 400$ mm e $L = 12,00$ m)	12,20
Kassouf (2012)	Campinas, SP	Argiloso, laterítico e colapsível	Tubulões (φ fuste = 0,80 m, φ base = 1,60 m e $L = 9,00$ m)	12,00
Miguel (1996)	São Carlos, SP	Colapsível	Escavada ($\varphi = 0,25$ m e $L = 6,00$ m)	0,65
Cintra (1981)	São Carlos, SP	Areno Siltoso	Escavadas ($\varphi = 0,70$ m e $L = 11,20$ m)	85,00
Del Pino Junior (2003)	Ilha Solteira, SP	Areno argiloso	Escavadas ($\varphi = 320$ mm e $L = 10,00$ m)	8,00
Miranda Junior (2006)	Campinas, SP	Argiloso, laterítico e colapsível	Escavada ($\varphi = 0,40$ m e $L = 12,00$ m)	11,55
Albuquerque <i>et al.</i> (2004)	Campinas, SP	Argiloso, laterítico e colapsível	Escavadas ($\varphi = 0,40$ m e $L = 12,00$ m)	11,80

Silva, Faro e Souza (2020) fizeram um estudo comparando diversas metodologias encontradas na literatura para determinar o coeficiente de reação horizontal em estacas. Aplicaram os valores encontrados em um modelo simplificado modelado no programa Ftool (*Two-dimensional Frame Analysis Tool*) e obtiveram divergências na ordem de 6,62.

Também no intuito de estimar o comportamento das estacas utilizando esse modelo matemático, alguns autores sugerem algumas correlações para obtenção dos valores de n_h , como:

Decourt (1991), na estimativa do n_h com a correlação ao N_{spt} para areias submersas e secas respectivamente (valores em MN/m³):

$$n_h = N_{spt} \quad (4.6)$$

$$n_h = 1,6N_{spt} \quad (4.7)$$

Lopes, Souza e Soares (1994) sugerem uma relação típica para solo arenoso, bem como para o ensaio *Standard Penetration Test* (SPT):

$$n_h = 2 \cdot \frac{N_{spt}}{D} \left(\frac{MN}{m^3} \right) \quad (4.8)$$

Onde:

D = Diâmetro da estaca

Rosendo e Albuquerque (2020) apresentam uma formulação para determinar o valor de n_h , baseada nas características geométricas da estaca e nos resultados do ensaio CPT:

$$n_h = \frac{\left(0,43q_c^{0,38} e^{\frac{6,53q_c^{0,025}}{f_s^{0,02}}} \sqrt{E_p I_p D} \right)}{f_s^{0,18} H} \left(\frac{kN}{m^3} \right) \quad (4.9)$$

Onde:

E_p = módulo de elasticidade do material da estaca;

I_p = momento de inércia da seção transversal da estaca;

D = diâmetro da estaca;

q_c = resistência de ponta;

f_s = atrito lateral.

Navy (1962 apud MIGUEL, 1996) propõe um ábaco com valores de n_h , para areias moles e argilas, em função da capacidade relativa da areia ou da resistência à compressão simples da argila.

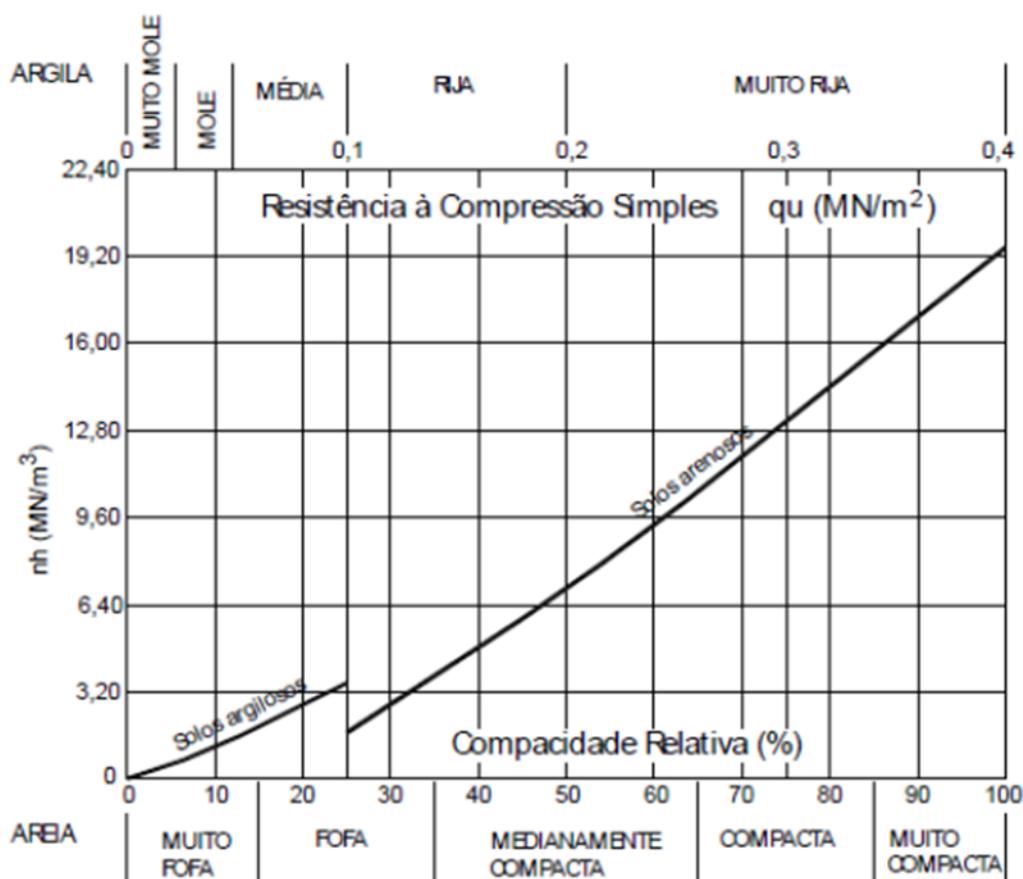


Figura 4-10 – Determinação de coeficiente de reação horizontal do solo, de acordo com Navy (1962 apud MIGUEL, 1996)

É importante notar que a obtenção dos valores de nh , por correlações, ou por tabelas, é sugerida pelos autores como “estimativas” para a prática da engenharia de fundações, haja vista a existência de consideráveis variações dos valores encontrados por variados autores para o mesmo tipo de solo.

Dessa forma, uma das maiores dificuldades na aplicação do modelo de reação horizontal, para previsão do comportamento das estacas, é a obtenção de valores confiáveis do módulo de reação horizontal, a partir de valores precisos do coeficiente de reação horizontal nh , que só pode ser obtido por adequadas provas de carga *in loco*.

Segundo Reese e Impe (2011), a determinação do módulo de reação horizontal por meio de provas de carga foi implementada na década de 1950, quando plataformas *offshore* estavam sendo instaladas no mar, em número significativo, e havia a necessidade de se obter uma solução da resposta do solo, a deflexão lateral

da estaca, em virtude desse tipo de carregamento. Para isso, foi feita uma série de experimentos em estacas instrumentadas e de tamanho real, com carregamentos estáticos e cíclicos, para medir o momento fletor ao longo de seu comprimento.

Esses experimentos, e outros posteriores, permitiram a produção do método de previsão da curva p - y , implementada utilizando conceitos de mecânica dos solos e mecânica estrutural.

Posteriormente, foi implementado o método de previsão por meio das curvas p - y , para diversos tipos de solos, obtendo excelentes resultados nas respostas em diversos tipos de estacas ensaiadas.

Para se determinar o valor do módulo de reação horizontal do solo, por meio das provas de carga e da curva p - y , é necessário obter o módulo secante no nível de mobilização esperado ou em nível de deslocamento horizontal admissível. Embora não haja um critério pré-determinado de deslocamento para obtenção do valor de n_h , alguns autores, como Gentil (2006) e Kassouf (2012), justificam o intervalo de 6 a 12 mm, baseados no calculado de interpolação linear, desprezando valores iniciais altos, por estarem contra a segurança, e valores muito baixos, por estarem a favor da segurança. A Tabela 4-10 mostra os critérios estabelecidos de deslocamento para obtenção de n_h , dotados por diversos autores.

Tabela 4-10 – Critério estabelecido com os valores dos deslocamentos horizontais admissíveis

Autores	Deslocamento mm
Miranda Júnior, Carvalho e Albuquerque (2008) e Cintra (1981)	4 a 8
Miguel (1996), Albuquerque (1996), Menezes <i>et al.</i> (2004), Zammataro (2007), Kassouf (2012) e Almeida (2008)	6 a 12
Alizadeh e Davisson (1970)	6,35 a 12,70
Miguel (1996) e Almeida (2008) (solos sem inundação)	6 a 12
Alonso (1998)	10 a 15

Como o deslocamento no topo da estaca é muito maior se comparado ao seu corpo, José de Lima (2001) propôs uma média dos coeficientes de reação horizontal, a partir da estabilização da curva y_0 vs n_h , onde y_0 é o deslocamento horizontal na superfície.

4.4.1.1 Definição relativa de rigidez da interação estaca-solo

A rigidez entre a interação do sistema estaca-solo contempla simultaneamente o comportamento do solo que envolve a estaca e suas propriedades elásticas.

Esse sistema foi estudado por diversos autores, que criaram fatores para quantificar essa propriedade. Um dos fatores mais utilizados é o proposto por Matlock e Reese (1961), os quais relatam que o comportamento da estaca é influenciado até a profundidade de T e R, dependentes do tipo de solo, e propõem:

a) para areias:

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}} \quad (4.10)$$

b) para argilas:

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{K}} \quad (4.11)$$

Com a aplicação dessas expressões, pode-se classificar a estaca como longa ou curta, pelos seguintes limites:

L/T ou $L/R < 4$ (estaca curta)

L/T ou $L/R \geq 4$ (estaca longa)

A diferença de estacas longas e curtas está no comportamento da estaca com sua interação com o solo. Em estacas longas, a linha elástica, após ser aplicado o carregamento, é apresentada na Figura 4-11. Em estacas longas, a ponta é nula e, em determinada profundidade, o momento fletor deixa de agir.

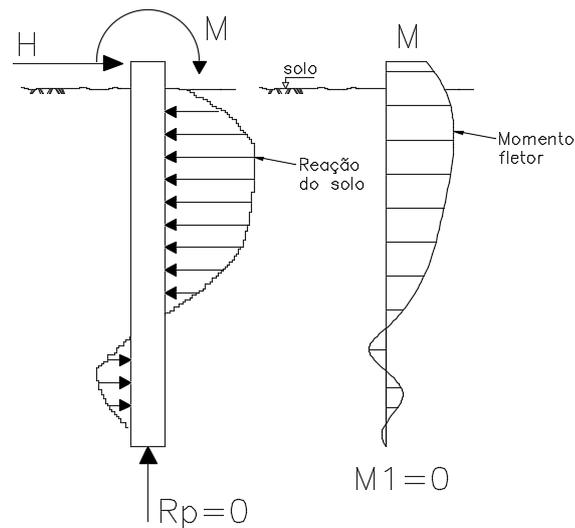


Figura 4-11 –Linha elástica estacas longas, redesenhada de Alonso (1989)

Em estacas curtas, a ponta é fundamental para o equilíbrio de forças, bem como o momento fletor em toda a sua extensão, uma vez que se admite seu deslocamento como corpo rígido (Figura 4-12).

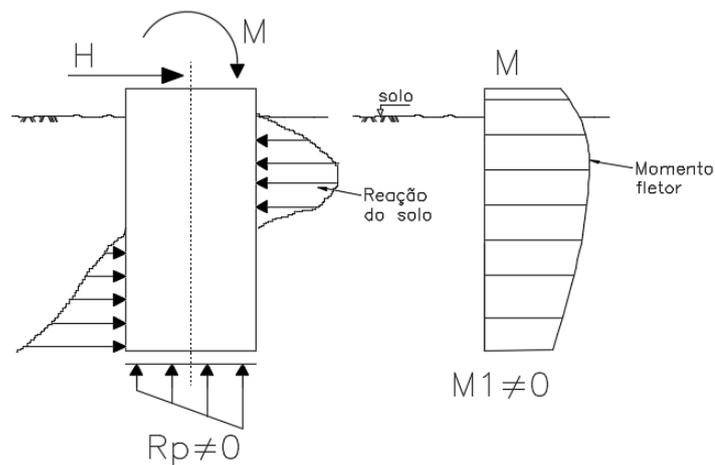


Figura 4-12 – Interação de estaca ou tubulão curto com o solo, redesenhada de Alonso (1989)

4.4.1.2 Solução para estaca longa

Segundo Alonso (2019), a equação de uma estaca longa imersa em meio elástico e com carregamento lateral, momento fletor e axial (P), é representada pela Equação 4.12.

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + P \frac{d^2 y}{dz^2} + Ky = 0 \quad (4.12)$$

Segundo Rosendo (2020), na estaca com carregamento lateral, como demonstrado na Figura 4-13, o comportamento pode ser representado por uma equação diferencial, cuja primeira parte corresponde à deflexão da estaca e o segundo termo, à hipótese de Winkler para solo elástico-linear, adotando a hipótese de viga Bernoulli. Dessa forma:

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + Ky(z) = 0 \quad (4.13)$$

Onde:

E_p = módulo de elasticidade da estaca;

I_p = momento de inércia da estaca;

K = módulo de reação do solo.

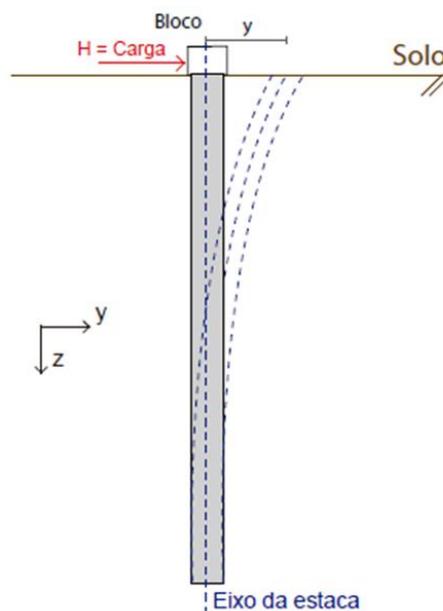


Figura 4-13 – Estaca isolada sob carregamento horizontal no topo, segundo Rosendo (2020)

Levando em consideração o comportamento não linear do solo, substituindo as molas lineares por não lineares e seguindo a premissa de que a reação

do solo p , em qualquer ponto ao longo da estaca, está condicionada a seu deslocamento no ponto y , tem-se as Equações 4.14 e 4.15:

$$p = (k_h \cdot D) \cdot y \quad (4.14)$$

Onde:

D = diâmetro da estaca.

$$p = f(y) \quad (4.15)$$

As soluções para a equação diferencial 4.13 podem ser dadas pelo método das diferenças finitas ou também por metodologias estudadas por diversos autores, como Miche (1930), Hetenyi (1946), Gleser (1953), Matlock e Reese (1961) e Davisson e Robinson (1965), que serão apresentados na sequência.

4.4.1.2.1 Método das diferenças finitas

Resolvendo a equação diferencial pelo método das diferenças finitas, pode-se representar diversas curvas para a análise de uma estaca longa (Figura 4-14).

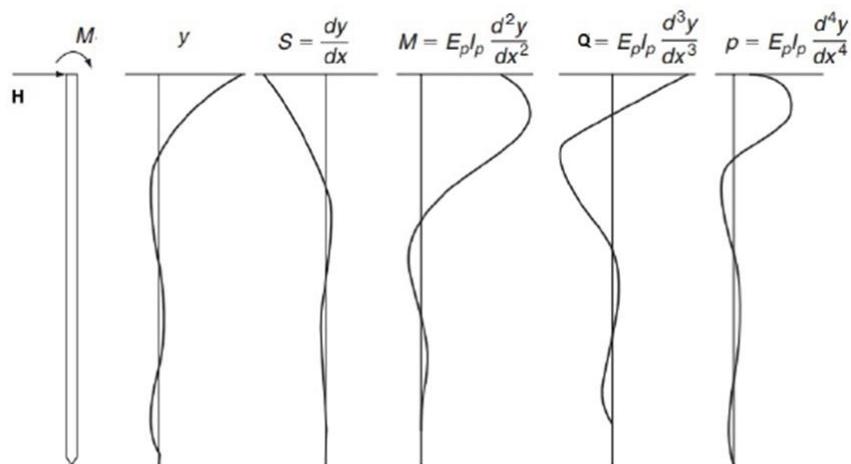


Figura 4-14 – Diagrama de esforços e deformações em estacas longas (IMPE; REESE, 2010)

As curvas apresentadas são resultado típico que representam, respectivamente, carregamento, deslocamento, rotação, momento fletor, esforço cortante e reação do solo.

Tabela 4-11 – Relações utilizadas para estacas elásticas (BORN, 2019)

Variável	Fórmula	Unidade
Comprimento ao longo da estaca	z	L
Deslocamento	y	L
Rotação	$s = \frac{dy}{dz}$	-
Curvatura	$k = \frac{d^2y}{dz^2}$	1/L
Momento Fletor	$M = EI \frac{d^2y}{dz^2}$	FL
Força Cortante	$SF = EI \frac{d^3y}{dz^3}$	F
Reação do solo	$p = EI \frac{d^4y}{dz^4}$	FL

Como pode ser observado na Figura 4-15, para a análise por meio do método das diferenças finitas, a estaca é dividida em n segmentos iguais, pois, com isso, as equações diferenciais podem ser representadas em termos de diferenças finitas.

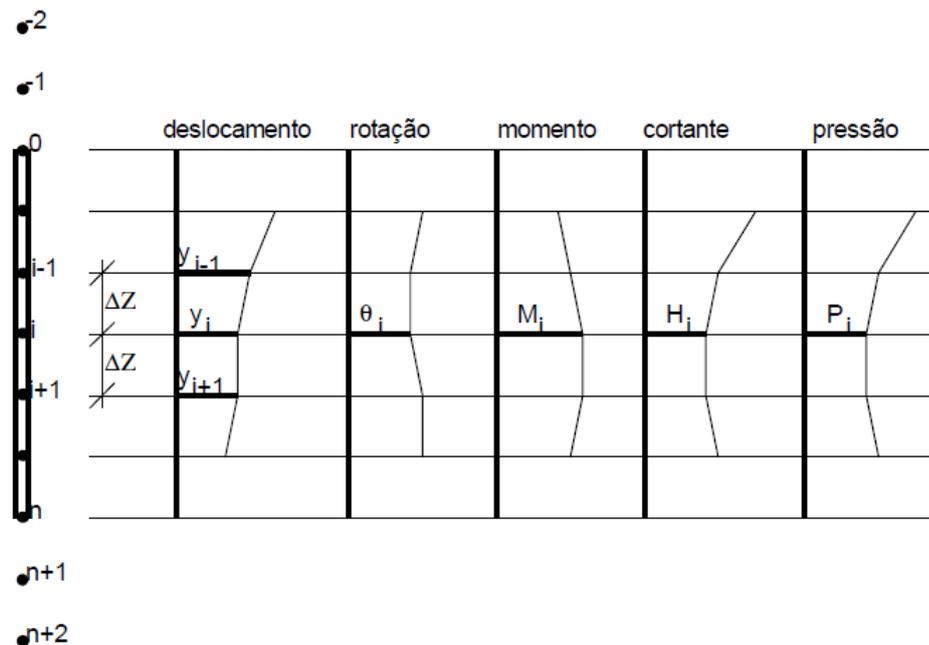


Figura 4-15 – Divisão da estaca para análise de diferenças finitas (ALONSO, 2019).

Onde:

$$\theta_i \cong tg\theta_i = \frac{dy}{dz} = \frac{y_{i+1} - y_{i-1}}{2\Delta z} \quad (4.16)$$

$$M_i = E_p I_p \frac{d^2 y}{dz^2} = E_p I_p \frac{y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1}}{\Delta z^2} \quad (4.17)$$

$$H_i = E_p I_p \frac{d^3 y}{dz^3} = E_p I_p \frac{y_{i+2} - 2y_{i+1} + 2y_{i-1} - y_{i-2}}{\Delta z^3} \quad (4.18)$$

$$P_i = E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} = E_p I_p \frac{y_{i+2} - 4y_{i+1} + 6y_i - 4y_{i-1} - y_{i-2}}{\Delta z^4} \quad (4.19)$$

Segundo Tarozzo (2019), aplicando-se as Equações 4.16 a 4.19 aos nós 1 a n-1, obtém-se n-1 equações, com n+5 incógnitas, faltando mais seis equações. As condições de contorno são representadas pelas Equações 4.16 a 4.19, sendo duas do topo da estaca e duas da ponta. Por fim, o equilíbrio estático gera mais duas equações fictícias $\sum H = 0$ e $\sum M = 0$. Desse modo, resulta em um sistema de n+5 equações, que solucionam os valores de n+5 deslocamentos, porém, os nós -2, -1, n+1 e n+2 possuem deslocamento fictício na análise.

4.4.1.2.2 Método de Miche (1930)

Segundo Velloso e Lopes (2010), Miche (1930) foi pioneiro em resolver analiticamente o problema de carregamento horizontal para estacas longas e curtas, considerando a deformabilidade da estaca e o coeficiente de reação horizontal do solo, variando linearmente com a profundidade. Para isso, o autor utilizou a teoria de viga sobre base elástica, cujo diagrama pode ser observado na Figura 4-16.

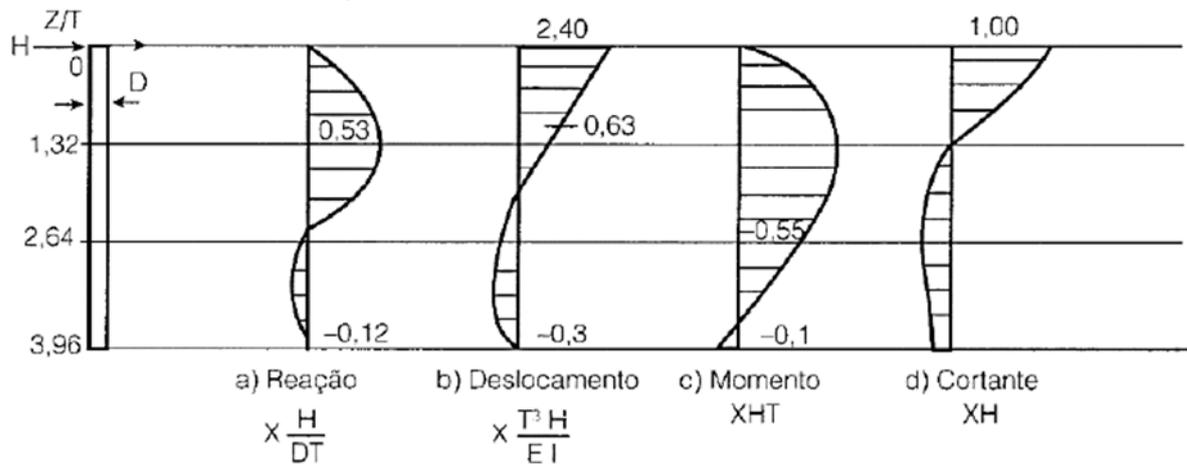


Figura 4-16 – Diagramas de esforços proposto por Miche (ALONSO, 2019).

Ao fazer isso, obteve as seguintes equações para:

- Deslocamento horizontal na superfície do terreno:

$$y_0 = 2,4 \left(\frac{HT^3}{EI} \right) \quad (4.20)$$

Em que:

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{Kd}} = \sqrt[5]{\frac{EI}{nh}} \quad (4.21)$$

- Momento fletor máximo:

$$\text{Para estacas flexíveis, } L/T \geq 4 \quad M_{max} = 0,79HT \quad (4.22)$$

$$\text{Para estacas rígidas, } L/T < 1,5 \quad M_{max} = 0,25HT \quad (4.23)$$

Ou seja, a uma profundidade de $4T$, os momentos fletores e cortantes são desprezados; já para estacas rígidas, a profundidade é de $1,5T$. O M_{max} ocorre a uma profundidade de $1,32T$, como pode ser notado na Figura 4-17.

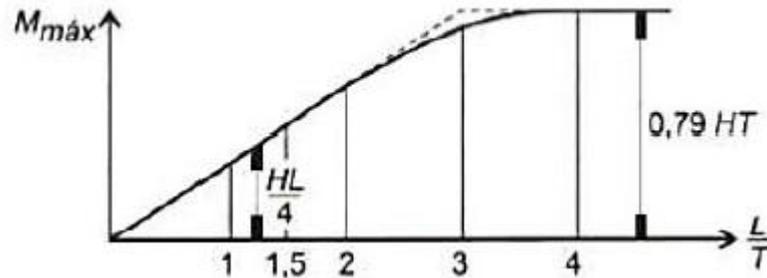


Figura 4-17 – Momento fletor máximo pelo método Miche (VELOSO; LOPES, 2010)

Para que a estaca seja aceitável, o valor de $tg\beta = 2,4 \frac{H_0}{dt^2}$ não deve exceder os limites mostrados na Tabela 4-12:

Tabela 4-12 – Valor de K' e $tg\beta$ para Miche (1930)

Solo	K' (kg/cm ⁴)	$tg\beta$ (kgf/cm ³)
Areia limpa (saturada)	< 0,150	0,025
Argila (saturada)	0,015	0,05
Lodo (saturado)	0,0015	-

No trabalho realizado por Kassouf (2012) em tubulões instrumentados, o autor obteve resultados muito próximos aos obtidos por Miche e conclui que “desde que se utilize o coeficiente de reação horizontal adequado, o método de Miche (1930) é apropriado para previsões de deslocamento em tubulões”.

4.4.1.2.3 Método de Hetényi (1946)

Também baseado no modelo de viga sobre base elástica, o autor propõe solução analítica ao problema, considerando a estaca infinita ($L/\beta > 4$), com o coeficiente de reação horizontal do solo constante com a profundidade.

Hetényi estudou os casos de estacas com carregamento horizontal H e momento fletor M , aplicados a nível do terreno, e obteve as expressões para deslocamento no topo da estaca, momento fletor e cortante, para certa profundidade i .

$$y_i = \frac{2H\lambda}{K} D_\lambda + \frac{2D\lambda^2}{K} C_\lambda \quad (4.24)$$

$$M_i = \frac{H}{\lambda} B_\lambda + M A_\lambda \quad (4.25)$$

$$Q_i = H C_\lambda + 2 M B_\lambda \quad (4.26)$$

Onde:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K}{4E_p I_p}} \quad (4.27)$$

A aplicação dos métodos é válido para estacas longas, em que seu comprimento L mínimo, é limitado pela expressão $L \geq \frac{4}{\lambda}$ e os valores de A_λ , B_λ , C_λ e D_λ são encontrados na Tabela 4-13.

Tabela 4-13 – Coeficiente proposto por Hetényi (1946)

λz	A_λ	B_λ	C_λ	D_λ
0	1	0	1	1
0,1	0,9906	0,0903	0,8100	0,9003
0,2	0,9651	0,1627	0,6398	0,8024
0,5	0,8231	0,2908	0,2414	0,5323
0,7	0,6997	0,3199	0,0599	0,3798
$\pi/4$	0,6448	0,3224	0	0,3224
1,0	0,5083	0,3096	- 0,1109	0,1987
1,5	0,2384	0,2226	- 0,2068	0,0158
$\pi/2$	0,2079	0,2079	- 0,2079	0
2,0	0,0667	0,1230	- 0,1793	- 0,0563
$3/4 \pi$	0	0,0671	- 0,1342	- 0,0671
2,5	- 0,0166	0,0492	- 0,1149	- 0,0658
3,0	- 0,0422	0,0071	- 0,0563	- 0,0493
π	- 0,0432	0	- 0,0432	- 0,0432
3,5	- 0,0388	-0,0106	- 0,0177	- 0,0283
$5/4 \pi$	- 0,0278	-0,0140	0	- 0,0139
4,0	- 0,0258	-0,0139	0,0019	- 0,0120

Para a determinação do deslocamento no topo da estaca a nível do terreno, onde $z=0$, tem-se:

$$y_0 = \frac{2H\lambda}{K} + \frac{2M\lambda^2}{K} \quad (4.28)$$

O momento fletor máximo ocorre à profundidade de $\lambda.z=0,7$, portanto, seu valor é representado pela expressão:

$$M_0 = \frac{H}{\lambda} 0,32 + M0,7 \quad (4.29)$$

4.4.1.2.4 Método Gleser (1953)

Baseado no método das diferenças finitas, o autor desenvolveu um processo de cálculo para os deslocamentos sofridos pela estaca. Nesse sentido, a estaca de comprimento L é dividida em elementos iguais t , sendo o nó 1, na ponta, e o nó t , no topo da estaca.

A partir das expressões abaixo, calculam-se os coeficientes A e B , onde K_m é o coeficiente de reação horizontal em cada um dos t elementos da estaca.

$$A_m = K_m \frac{b}{EI} \left(\frac{L}{t}\right)^4 \quad (4.30)$$

$$B_1 = \frac{2}{2 + A_0} \quad (4.31)$$

$$B_2 = \frac{1}{5 + A_1 - 4B_1} \quad (4.32)$$

$$B_3 = B_2(4 - 2B_1) \quad (4.33)$$

$$B_4 = \frac{1}{6 + A_2 - B_1 - B_3(4 - 2B_1)} \quad (4.34)$$

$$B_5 = B_4(4 - B_3) \quad (4.35)$$

$$m = 3at \quad (4.36)$$

$$B_{2m} = \frac{1}{6 + A_m - B_{2m-4} - B_{2m-1}(4 - B_{2m})} \quad (4.37)$$

$$B_{2m+1} = B_{2m}(4 - B_{2m-1}) \quad (4.38)$$

$$B_{2t+2} = -\frac{L^2 M_t}{t^2 E I B_{2t} (2 - 2B_{2t-1})} \quad (4.39)$$

$$B_{2t-2} = \frac{B_{2t-2} - 1 + B_{2t+1} (2 - B_{2t-1})}{B_{2t} (2 - B_{2t-1})} \quad (4.40)$$

Gleser (1953) propõe equações para estacas com topo livre e com topo engastado, porém, neste trabalho, aborda-se apenas o tema de estacas com topo livre. Para essa condição, calculam-se os deslocamentos Y_η para cada elemento da estaca, seguindo as equações:

Topo livre:

$$Y_{t+1} = \frac{-\frac{2H_t L^3}{t^3 E I} - B_{2t+2} + B_{2t+2} B_{2t} (2B_{2t-1} + B_{2t-4} - B_{2t-3} B_{2t-1})}{-B_{2t-3} + 2 + [(2 - B_{2t-3})B_{2t-1} + B_{2t-4}] [B_{2t} B_{2t+3} - B_{2t+1}] + (2 - B_{2t-3})B_{2t-2}} \quad (4.41)$$

$$Y_{t+2} = -B_{2t+2} + B_{2t+3} Y_{t+1} \quad (4.42)$$

$$Y_m = -B_{2m} Y_{m+2} + B_{2m+1} Y_{m+1} \quad (4.43)$$

$$Y_2 = -B_4 Y_4 + B_5 Y_3 \quad (4.44)$$

$$Y_1 = -B_2 Y_3 + B_3 Y_2 \quad (4.45)$$

$$Y_o = -B_1 Y_2 + 2B_1 Y_1 \quad (4.46)$$

Após os deslocamentos calculados, pode-se calcular a rotação, o momento fletor, cortante e a pressão pelas Equações 4.16 a 4.19.

4.4.1.2.5 Método Matlock e Reese (1961)

Segundo Araújo (2013), Matlock e Reese (1961) propuseram um método para estacas verticais com topo livre, submetidas a carregamento lateral e momento fletor. Por meio de um método simplificado, coeficientes adimensionais calculam o

deslocamento horizontal, o momento fletor, o esforço cortante, a rotação e a reação do solo para o caso do módulo de reação horizontal K , variando linearmente com a profundidade, em estacas flexíveis ($L/T > 4$).

Esse método possibilita obter solução analítica para os deslocamentos ao longo da estaca, tornando o processo de análise dos resultados de prova de carga lateral bastante simplificado. No entanto, não leva em consideração o possível comportamento não linear do sistema, pela deformação não linear do solo ou pelo eventual deslocamento do solo, na parte superior da estaca (BARROS *et al.*, 2010).

A estimativa do deslocamento Y , é determinada utilizando os seguintes parâmetros: z = profundidade da seção da estaca [L]; T = fator de rigidez relativa estaca-solo, para solos não coesivos [L]; L = comprimento da estaca [L]; EI = rigidez flexional da estaca [FL^2]; H = força horizontal aplicada no topo da estaca [F]; e momento fletor aplicado ao topo da estaca [FL^2].

Segundo Cintra (1981), admitindo-se que o comportamento da estaca seja elástico e seus deslocamentos sejam relativamente pequenos em comparação ao diâmetro da estaca, o deslocamento total (y) pode ser obtido pelos efeitos de superposição dos carregamentos na estaca, que, posteriormente, devem ser sobrepostos (Figura 4-18).

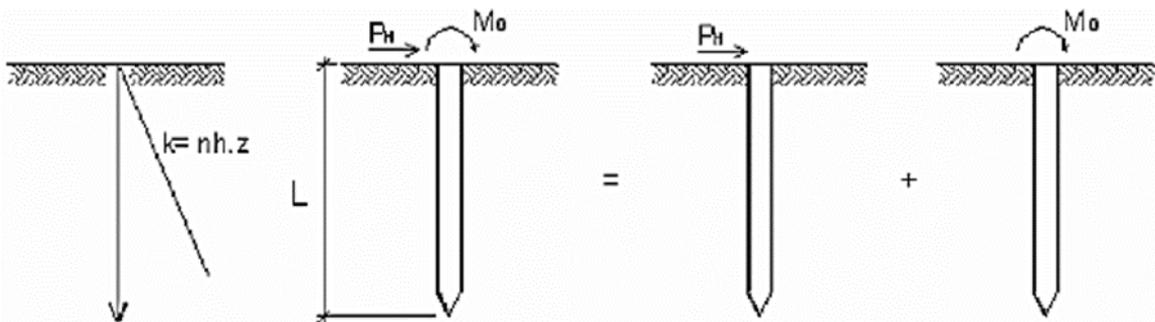


Figura 4-18 – Princípio da superposição de efeitos Cintra (1981)

Onde:

y_H é o deslocamento horizontal devido ao carregamento H , e y_M é o deslocamento horizontal devido ao momento fletor M ; logo, o deslocamento total é a soma das duas parcelas de carregamento.

$$yt = yH + hM \quad (4.47)$$

Aplicando-se os princípios da análise dimensional, obtém-se a solução para o deslocamento horizontal da estaca para determinada profundidade z .

$$y = y_H + y_M = \frac{HT^3}{EI} C_H^y + \frac{M_0 T^2}{EI} C_m^y \quad (4.48)$$

Em que:

C_H^y e C_m^y = coeficientes dimensionais para os deslocamentos horizontais na estaca, devido à aplicação da força horizontal H e momento fletor M . O fator T é dado pela Equação 4.49.

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}} \quad (4.49)$$

As demais equações para rotação (S), momento fletor (M), cortante (Q) e reação do solo podem ser obtidas analogamente.

$$S = S_H + S_m = \frac{HT^2}{EI} C_H^S + \frac{M_0 T}{EI} C_m^S \quad (4.50)$$

Onde:

C_H^S e C_m^S são coeficientes adimensionais para as rotações na estaca, decorrentes, respectivamente, da aplicação do carregamento lateral e do momento fletor.

$$M = M_H + M_M = HTC_H^M + M_0 C_M^M \quad (4.51)$$

Onde:

C_H^M e C_M^M são coeficientes adimensionais para momento fletor na estaca, decorrentes, respectivamente, da aplicação do carregamento lateral e do momento fletor.

$$Q = Q_H + Q_M = HC_H^Q + \frac{M_0}{T} C_M^Q \quad (4.52)$$

Onde:

C_H^Q e C_M^Q são coeficientes adimensionais para cortante na estaca, decorrentes, respectivamente, da aplicação do carregamento lateral e do momento fletor.

$$P = P_H + P_M = \frac{H}{T} C_H^P + \frac{M_0}{T^2} C_M^P \quad (4.53)$$

Onde:

C_H^P e C_M^P são coeficientes adimensionais para reação do solo na estaca, decorrentes, respectivamente, da aplicação do carregamento lateral e do momento fletor.

Os coeficientes adimensionais são encontrados na literatura, conforme Tabela 4-14, e são calculados reescrevendo-se a equação diferencial de estacas longas, separando-a e admitindo os efeitos de superposição de equações para momento fletor e força horizontal. Os coeficientes adimensionais são substituídos na equação e é necessário especificar uma função do coeficiente de reação horizontal do solo, incluindo uma definição do fator de rigidez relativa T , e resolver as equações diferenciais das variáveis adimensionais (MIRANDA JR., 2006).

Tabela 4-14 – Coeficientes adimensionais para o método Matlock e Reese (1961)

$Z=z/T$	C_H^y	C_H^s	C_H^M	C_H^Q	C_H^P	C_M^y	C_M^s	C_M^M	C_M^Q	C_M^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	-0,678	0,885	-0,312	-0,403
1,0	0,962	-1,197	0,727	0,295	-0,662	0,364	-0,792	0,852	-0,350	-0,364
1,2	0,738	-1,047	0,767	0,109	-0,385	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	0,668	-0,456	-0,157
1,6	0,381	-0,741	0,746	-0,193	-0,609	0,029	-0,354	0,594	-0,477	-0,047
1,8	0,247	-0,596	0,696	-0,298	-0,443	-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	0,039	-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

Na Figura 4-19 apresenta-se a convenção de sinais, com as respectivas respostas de um perfil usual do problema, enquanto a Figura 4-20 traz o diagrama de resultantes de estaca longa segundo Matlock e Reese (1961).

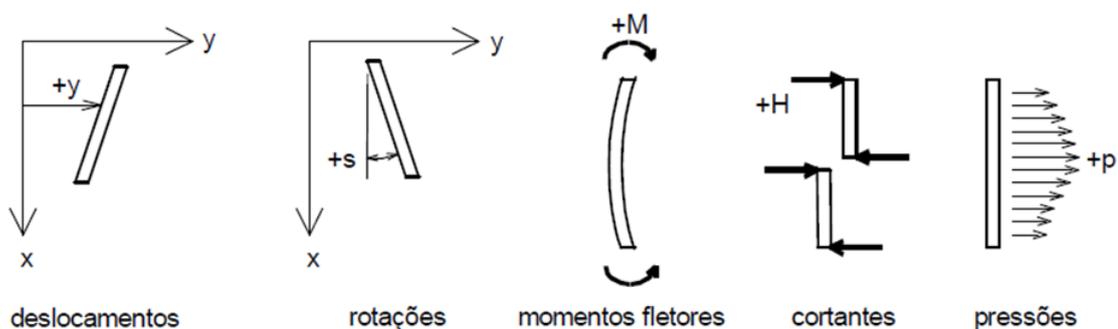


Figura 4-19 – Convenção de sinais de acordo com Matlock e Reese (1961)

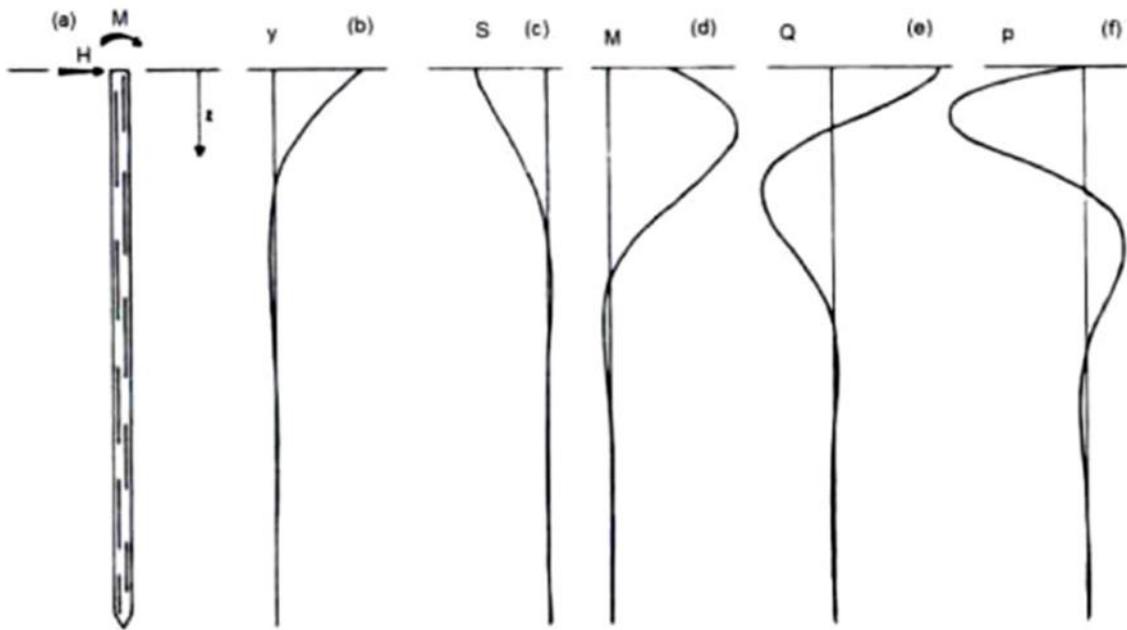


Figura 4-20 – Diagrama de resultantes de estaca longa: (a) carregamento, (b) deslocamento, (c) rotação, (d) momento fletor, (e) esforço cortante, (f) reação do solo, conforme Matlock e Reese (1961)

Alizadeh e Davisson (1970), utilizando a expressão de Matlock e Reese (1961), mostraram em seus estudos, uma relação entre o coeficiente de reação horizontal $[(\eta)]_h$ e o deslocamento horizontal no topo da estaca y_0 .

$$y = y_H + y_M = \frac{HT^3}{EI} C_H^y + \frac{M_0 T^2}{EI} C_m^y \quad (4.54)$$

De acordo com a Tabela 4-14, para o deslocamento inicial devido à força horizontal tem-se o coeficiente adimensional para esse caso, $C_H^y = 2,435$. Dessa forma, tem-se:

$$y_0 = \frac{2,435(HT^3)}{EI} \quad (4.55)$$

Substituindo a equação do fator T na equação e isolando o η_h , tem-se:

$$\eta_h = 4,42 \frac{H^{\frac{5}{3}}}{y_0^{\frac{5}{3}}(EI)^{\frac{2}{3}}} \quad (4.56)$$

Obtendo os valores de y_0 e H de uma prova de carga, com a Equação 4.56, é possível obter os valores do coeficiente de reação horizontal do solo para cada ciclo de carregamento.

Em Cintra (1981), o autor adequou a Equação 4.56, e, anteriormente, considerava que a obtenção dos deslocamentos e das cargas eram realizadas junto à superfície do terreno, para um carregamento capaz de produzir uma excentricidade e , devido ao carregamento horizontal ser aplicado acima da superfície do terreno, no ponto onde seria feita a leitura do deslocamento horizontal da estaca, chamado de y_t .

Cintra (1981), utilizando a proposta de Kocsis (1971), explica que o deslocamento horizontal final y_t é obtido por três parcelas de deslocamentos, originando as seguintes expressões:

$$y_t = y_0 + y_1 + y_2 \quad (4.57)$$

$$y_1 = -S_0 e \quad (4.58)$$

$$y_2 = \frac{He^3}{3EI} \quad (4.59)$$

Onde:

y_1 = parcela do deslocamento horizontal devido à rotação (S_0), na cabeça da estaca.

y_2 = parcela do deslocamento horizontal em virtude do momento gerado pela excentricidade na aplicação do carregamento.

S_0 = rotação da estaca em relação à superfície do terreno. Os coeficientes adimensionais de superfície são dados por Matlock e Reese (1961).

e = Excentricidade na aplicação do carregamento horizontal.

Para os casos em que há, simultaneamente, momento fletor e carregamento horizontal, Matlock e Reese (1961) propõem as equações de deslocamento horizontal à superfície e rotação à superfície, respectivamente:

$$y_0 = 2,435.H.\frac{T^3}{EI} + 1,623.H.e.\frac{T^2}{EI} \quad (4.60)$$

$$S_0 = 1,623.H.\frac{T^2}{EI} - 1,750.H.e.\frac{T}{EI} \quad (4.61)$$

Pode ser obtido o valor de T , por tentativa, resultando em um par de valor de y_0 e η_h , para cada estágio de carregamento da prova de carga (CINTRA, 1981).

Posteriormente, a equação de deslocamento y_0 foi adaptada por Miguel (1996) para as situações em que são necessárias leituras do deslocamento horizontal acima de onde é feita a aplicação da força.

O valor de y_0 é o deslocamento na superfície de onde a estaca está arrasada. Como exemplo de leituras, na Figura 4-21a, ela é realizada a uma distância e do ponto de aplicação de força, resultando em uma somatória de deslocamento y_t onde:

$$y^3 = \frac{He^2e'}{EI} \quad (4.62)$$

$$y_t = y_0 + y_1 + y_2 + y_3 \quad (4.63)$$

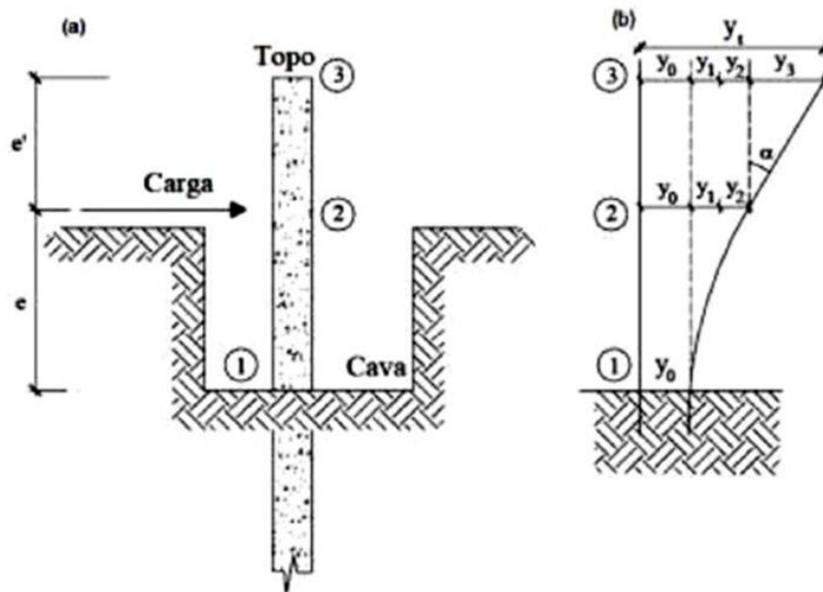


Figura 4-21 – Decomposição final do deslocamento horizontal y_t , de acordo com Almeida (2008)

4.4.1.2.6 Método Davisson e Robinson (1965)

Os autores apresentam uma solução para estacas com comprimento maior que $4R$ ou $4T$, com topo livre, carregamento horizontal, vertical e momento fletor, para estacas com prolongamento acima do nível do terreno (Figura 4-22).

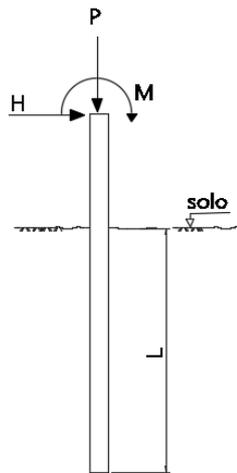


Figura 4-22 – Situação estudada por Davisson e Robinson (1965)

Para isso, Davisson e Robinson (1965) substituíram a estaca real por uma equivalente com comprimento L_s , que, somado ao comprimento livre L_u , formam uma haste com comprimento $L_e = L_u + L_s$, com o mesmo deslocamento y_t ou a mesma carga crítica de flambagem da estaca real (Figura 4-23).

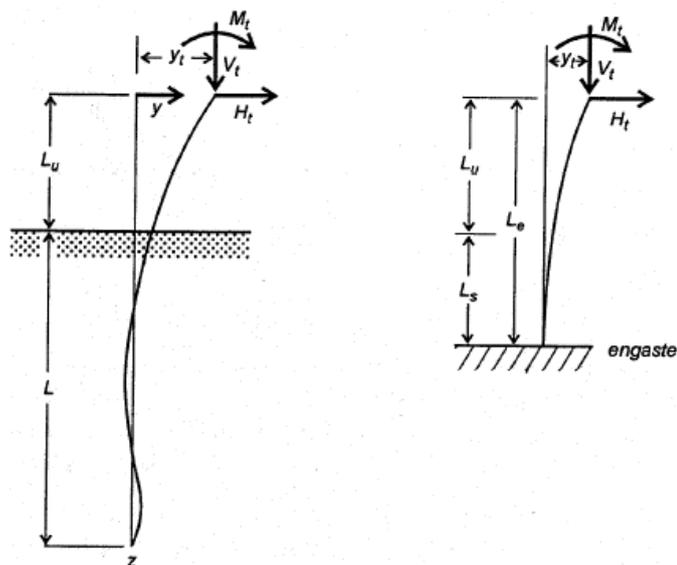


Figura 4-23 – Estaca equivalente, de Davisson e Robinson (1965)

A equação diferencial de uma viga sobre base elástica submetida a carregamento axial V_t é:

$$E_p I \frac{d^4 y}{dz^4} + V_t \left(\frac{d^2 y}{dz^2} \right) + K_h y = 0 \quad (4.64)$$

Para o comprimento acima do terreno, o valor de K_h é igual a zero. Para a parte sob o terreno há 2 casos, um onde os valores de K são constantes e outro que varia com a profundidade $K = \eta_h z$.

a) Caso $K = \text{constante}$

Adotando que:

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p I_P}{K_h}} \quad L = \frac{z}{R} \quad U = \frac{V_t R^2}{E_p I_P}$$

E reescrevendo a Equação diferencial 4.65, tem-se:

$$\frac{d^4 y}{dL^4} + U \left(\frac{d^2 y}{dL^2} \right) + y = 0 \quad (4.66)$$

Introduzindo as grandezas adimensionais, representadas na Figura 4-24, tem-se

$$L_{max} = \frac{L}{R} \quad S_r = \frac{L_s}{R} \quad J_R = \frac{L_u}{R}$$

O comprimento equivalente será $L_e = (S_R + J_R)R$.

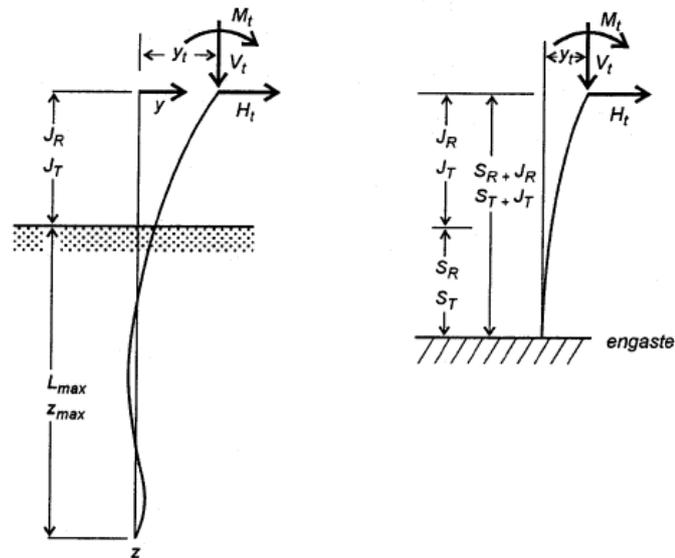


Figura 4-24 – Representação adimensional da estaca, para Davisson e Robinson (1965)

Os valores de J_T , S_T , S_R e J_R são obtidos da Figura 4-25:

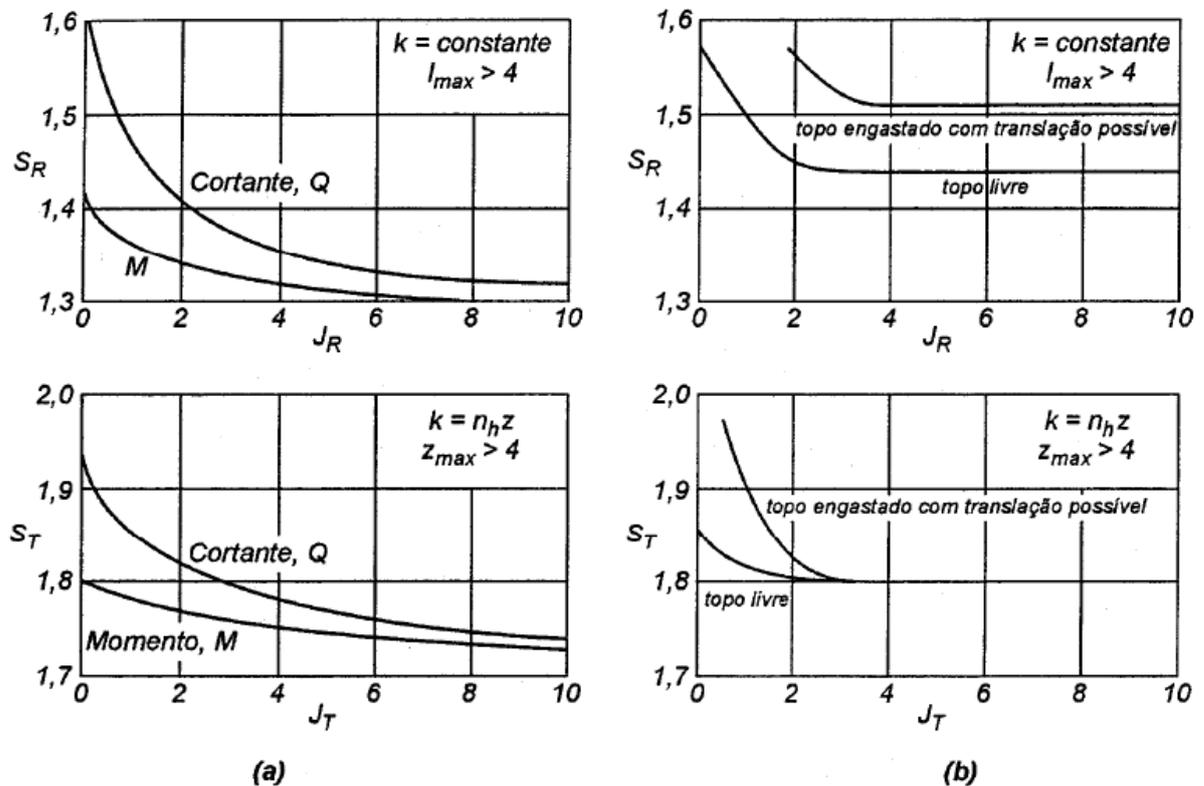


Figura 4-25 – Determinação de valores de S_T e S_R , para o método de Davisson e Robinson (1965), em situações de flexão e flambagem (ALONSO, 2019).

Segundo Miranda Júnior (2006), para uma ampla variação de J_R , o valor de S_R varia entre 1,3 e 1,6 e, na maior parte dos casos, pode-se adotar $S_R = 1,33$.

A carga crítica da flambagem será dada por:

$$V_{crit} = \frac{\pi^2 E_P I_P}{4R^2 (S_R + J_R)^2} \quad (4.67)$$

Pela Figura 4-26b, obtém-se S_R , demonstrando $J_R > 2$, podendo-se adotar $S_R = 1,5$ (extremidade inferior considerada livre e o topo engastado):

b) Caso $K_h = n_h z$

Adotando:

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_P I_P}{n_h}} \quad z = \frac{z}{T} \quad V = \frac{V_t T^2}{E_P I_P}$$

Ao reescrever-se a equação diferencial da viga sobre base elástica em função dos coeficientes adotados, tem-se:

$$\frac{d^4 y}{dL^4} + V \left(\frac{d^2 y}{dz^2} \right) + Zy = 0 \quad (4.68)$$

Com as seguintes grandezas adimensionais:

$$Z_{max} = \frac{L}{T} \quad S_T = \frac{L_s}{T} \quad J_T = \frac{L_u}{T}$$

Segundo Miranda Júnior (2006), adotando os mesmos critérios anteriores, os resultados indicam, na Figura 4-25a, flexão, e Figura 4-25b, flambagem. Verificou-se que, para a flexão, na maior parte dos casos pode-se adotar $S_T = 1,75$, e, para a flambagem, analogamente $S_T = 1,8$.

4.4.1.3 Solução para estacas curtas

4.4.1.3.1 Método Russo

Segundo Alonso (1989), esse é o método mais difundido para dimensionamento de tubulões ou estacas curtas e a solução é obtida para o topo livre, com módulo de reação horizontal crescendo com a profundidade.

A partir de três equações de equilíbrio da estática, admitindo-se que a estaca se comporta como corpo rígido, tem-se as equações de equilíbrio horizontal, vertical e de giro, às quais o solo responde com pressões proporcionais ao deslocamento (Figura 4-26):

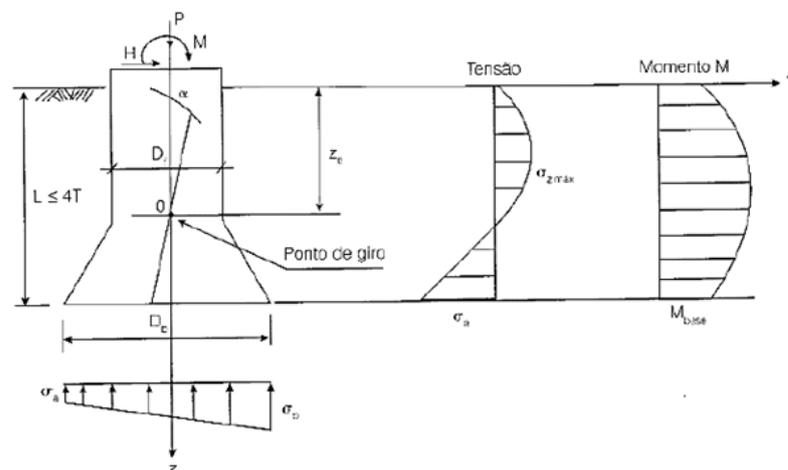


Figura 4-26 – Esquema da solução pelo método Russo (ALONSO, 2019).

As equações de equilíbrio das estáticas são, respectivamente, deslocamento horizontal no topo Δy , deslocamento vertical do topo Δz e rotação α :

$$\Delta y = \frac{2H}{K_l l D_f} + \frac{2}{3} l \alpha \quad (4.69)$$

$$\Delta z = \frac{P}{K_p A_b} \quad (4.70)$$

$$\alpha = \frac{2Hl + 3M}{\frac{1}{12} K_l l^3 D_f + \frac{3}{16} K_v A_b D_b^2} \quad (4.71)$$

As pressões ao longo do fuste e da base são dadas pela expressão:

$$\sigma_z = \frac{K_l}{l} z \Delta y + \frac{K_l}{l} z^2 \alpha \quad (4.72)$$

Onde os valores máximos são obtidos por:

$$\sigma_{zmax} = -\frac{K_l \Delta y^2}{4 \alpha l} \quad (4.73)$$

$$\sigma'_a = K_l (l \alpha - \Delta y) \quad (4.74)$$

$$\sigma_{a,b} = \frac{P}{A_b} \pm \frac{K_v D_b}{2} \alpha \quad (4.75)$$

Segundo Velloso e Lopes (2010), as tensões verticais na base da estaca ou tubulão $\sigma_{a,b}$ devem ser compatíveis com a resistência do solo nesse ponto.

Em que:

$$K_l = \frac{n_h l}{D_f} \quad (4.76)$$

Onde:

K_l = coeficiente de reação horizontal na base do tubulão ou estaca.

K_v = coeficiente de reação vertical do solo da base do tubulão ou estaca.

z = profundidade de cálculo.

l = profundidade da base.

A_b = área da base.

D_b = diâmetro da base.

D_f = diâmetro do fuste.

O ponto de giro é dado por:

$$z_0 = \frac{\Delta y}{\alpha} \quad (4.77)$$

Para garantir a estabilidade é necessário entender as seguintes condições:

$$\sigma'_a < \gamma l(K_p - K_a) \quad (4.78)$$

$$\frac{\sigma_a + \sigma_b}{2} \leq \sigma_s \quad (4.79)$$

$$\sigma_b \leq 1,3 \sigma_s \quad (4.80)$$

Onde:

γ = peso específico do solo que envolve o tubulão;

k_a e K_p = coeficiente de empuxo de Rankine; $K_a = tg^2(45 - \phi \cdot \sigma_s/2)$; $K_p = \frac{1}{K_a}$;

ϕ = ângulo de atrito interno do solo;

σ_s = tensão admissível do solo de apoio da estrutura.

As equações de momento fletor e cortante ao longo do fuste são, respectivamente:

$$M_z = M + Hz + \frac{n_h}{12}(\alpha z^4 - 2\Delta yz^3) \quad (4.81)$$

$$H_z = H + \frac{n_h}{6(2\alpha z^3 - 3\Delta yz^2)} \quad (4.82)$$

Segundo Timmerman (1980), resolvendo a equação da cortante para $H_z = 0$ pode-se obter o ponto onde o momento fletor é máximo.

4.4.1.3.2 Método de Matlock e Reese (1960)

Matlock e Reese (1960) propuseram a solução para estacas curtas, principalmente para $Z_{m\acute{a}x} < 2$, mas, em casos estudados posteriores, para $Z_{m\acute{a}x} = 3$, os resultados foram satisfatórios. Nesse contexto, a solução para o caso de estacas com $Z_{m\acute{a}x} < 2$ é apresentada a seguir.

Ao decompor-se o carregamento, assim como no método dos autores, para estacas longas tem-se:

$$y = y_A + y_B \quad (4.83)$$

Onde:

y_A = deslocamento devido a força H_0 ;

y_B = deslocamento devido momento fletor M_0 .

Ao levar-se em consideração o regime elástico linear, em que o deslocamento é diretamente proporcional ao carregamento, tem-se:

$$\text{Caso A} \quad y_A = y_A(x, L, K, J, H_0) \quad (4.84)$$

$$\text{Caso B} \quad y_B = y_B(x, L, K, J, M_0) \quad (4.85)$$

Ao dimensionalizar os parâmetros:

$$\text{Caso A} \quad \frac{y_A J L}{H_0} \quad \frac{x}{L} \quad \frac{K}{J} \quad (4.86)$$

$$\text{Caso B} \quad \frac{y_B J L^2}{M_0} \quad \frac{x}{L} \quad \frac{K}{J} \quad (4.87)$$

Onde:

$$\text{Coeficiente de profundidade:} \quad h = \frac{x}{L} \quad (4.88)$$

$$\text{Função módulo do solo:} \quad \phi(h) = \frac{K}{J} \quad (4.89)$$

$$\text{Coeficiente de deslocamento para o caso A} \quad a_y = \frac{y_A J L}{H_0} \quad (4.90)$$

$$\text{Coeficiente de deslocamento para o caso B} \quad b_y = \frac{y_B J L^2}{M_0} \quad (4.91)$$

Ao aplicar o princípio da superposição, obtém-se os deslocamentos totais:

$$\text{Deslocamento (L)} \quad y = \left(\frac{H_0}{JL}\right) a_y + \left(\frac{M_0}{JL^2}\right) b_y \quad (4.92)$$

Analogamente, pode ser obtido:

Rotação:
$$s = s_A + s_B = \left(\frac{H_0}{JL^2}\right)a_s + \left(\frac{M_0}{JL^3}\right)b_s \quad (4.93)$$

Momento fletor (FL):
$$M = M_A + M_B = (H_0L)a_m + (M_0)b_m \quad (4.94)$$

Cortante (F):
$$V = V_A + V_B = (H_0)a_v + \left(\frac{M_0}{L}\right)b_v \quad (4.95)$$

Reação do solo (FL^{-1}):
$$p = p_A + p_B = \left(\frac{H_0}{L}\right)a_p + \left(\frac{M_0}{L^2}\right)b_p \quad (4.96)$$

Aplicando $K = -\frac{p}{y}$ à Equação 4.96 tem-se:

$$\phi(h) = -\frac{p}{yJ} \quad (4.97)$$

Ao analisar-se os casos A e B, tem-se:

Caso A
$$\phi(h) = \frac{P_A}{y_A J} \quad (4.98)$$

Caso B
$$\phi(h) = \frac{P_B}{y_B J} \quad (4.99)$$

Ao aplicar-se a equação de deslocamento e de reação do solo, tem-se:

Caso A
$$\phi(h) = \frac{\left(\frac{H_0}{L}\right)a_p}{\left(\frac{H_0}{JL}\right)a_y J} = -\frac{a_p}{a_y} \quad (4.100)$$

Caso B
$$\phi(h) = \frac{\left(\frac{H_0}{L}\right)b_p}{\left(\frac{H_0}{JL^2}\right)b_y J} = -\frac{b_p}{b_y} \quad (4.101)$$

Considerando que o comportamento da estaca curta é como corpo rígido, tem-se:

$$y = y_0 + sx \quad (4.102)$$

Onde

y_0 = deslocamento no topo.

A reação do solo para ($K=p/y$) torna-se:

$$p = -Ky_0 - Ksx \quad (4.103)$$

A cortante ao longo do fuste é dada por:

$$V = H_0 + \int_0^x p dx \quad (4.104)$$

Aplicando as Equações 4.103 a 4.104:

$$V = H_0 - y_0 \int_0^x K dx - s \int_0^x K x dx \quad (4.105)$$

A equação de momento fletor é:

$$M = H_0 + V_x - \int_0^x p x dx \quad (4.106)$$

Da mesma forma, aplicando a Equação 4.103 à equação de momento fletor:

$$M = M_0 + V_x + y_0 \int_0^x K x dx - s \int_0^x K x^2 dx \quad (4.107)$$

Considerando as condições de contorno M e V , não nulos na ponta da estaca ($x=L$), rescrevendo as Equações 4.106 e 4.107 tem-se:

$$H_0 = y_0 \int_0^L K dx + s \int_0^L K x dx \quad (4.108)$$

$$M_0 = y_0 \int_0^L K x dx + s \int_0^L K x^2 dx \quad (4.109)$$

As equações M_0 e V_0 , quando resolvidas simultaneamente, fornecem o deslocamento no topo y_0 e a rotação s .

Para definir a função $\phi(h)$, é necessário estabelecer o módulo K do solo, em função da profundidade, e os autores apresentam duas variações do K com a profundidade:

$$\text{Variação 1} \quad K = kx^n \quad (4.110)$$

$$\text{Variação 2} \quad K = k_0 + k_1x + k_2x^2 \quad (4.111)$$

Para a variação 1, tem-se:

Definindo a constante J como:

$$J = kL^n \quad (4.112)$$

Desse modo, ao reescrever a função do módulo do solo tem-se:

$$\phi(h) = \frac{k \cdot x^n}{k \cdot L^n} \quad (4.113)$$

Como $h = \frac{x}{L}$ Equação 4.88:

$$\phi(h) = hn \quad (4.114)$$

Para a variação 2:

Substituindo a Equação 4.111, em 4.89, tem-se:

$$\phi(h) = \frac{k_0}{k_1L} + \frac{k_1x}{k_1L} + \frac{k_2x^2}{k_1L} \quad (4.115)$$

Ou

$$\phi(h) = r_0 + h + r_2 h^2 \quad (4.116)$$

Onde:

$$r_0 = \frac{k_0}{k_1 L} \text{ e } r_2 = \frac{k_2 L}{k_1} \quad (4.117)$$

Da mesma forma que para estacas longas, os autores sugerem a utilização da função módulo do solo de forma simplificada, justificando que, na maioria dos casos, eles são suficientes:

$$\phi(Z) = r_0 + Z \text{ e } \phi(Z) = r_0 + Z^2 \quad (4.118)$$

4.4.2 Método de análise com modelo elástico

Embora diversos autores já tenham desenvolvido trabalhos considerando o solo um meio elástico contínuo, o método mais empregado e difundido hoje é o de Poulos e Davis (1980), que apresentam uma estimativa de resistência para estacas longas e curtas, sujeitas a esforços de carregamento lateral e momento fletor, para solos argilosos e arenosos.

4.4.2.1 Método Poulos e Davis (1980)

Poulos e Davis (1980), para solos arenosos, apresentam gráficos para determinar o momento fletor máximo, em estacas com topo livre, além da condição de plastificação do solo.

Para o módulo de elasticidade, variando com a profundidade, tem-se:

$$E_s = N_h z \quad (4.119)$$

A equação do fator de flexibilidade K_N , da estaca é definida por:

$$K_N = \frac{E_P I_P}{N_h L^5} \quad (4.120)$$

Para estacas com topo livre, as equações de deslocamento e rotação são calculadas respectivamente por:

$$\rho = \frac{H_0}{n_h L^2} (I'_{\rho M}) \quad (4.121)$$

$$\theta = \frac{H_0}{n_h L^3} \left(I'_{\theta M} + \frac{e}{L} I'_{\theta M} \right) \quad (4.122)$$

$I'_{\rho H}, I'_{\rho M}$ = fatores de influência para deslocamentos devido à força horizontal e momento fletor aplicados no topo da estaca;

$I'_{\theta H}, I'_{\theta M}$ = fatores de influência para rotações em virtude da força horizontal e do momento fletor aplicados no topo da estaca;

N_h = fator que expressa a taxa de crescimento do E_s com a profundidade similar ao coeficiente de reação horizontal do solo n_h .

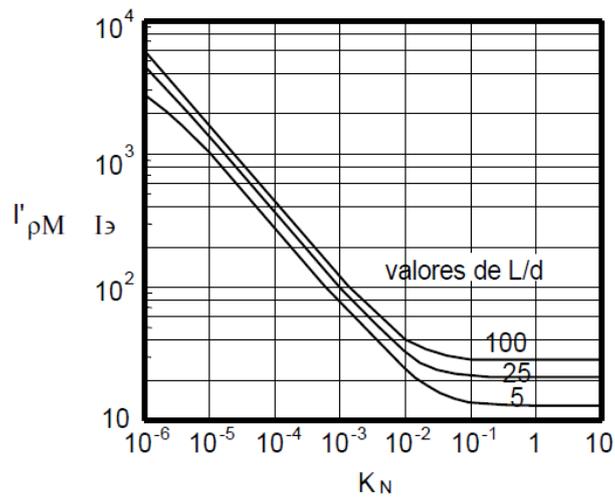


Figura 4-27 – Valores de $I'_{\rho M}$ e $I'_{\theta H}$ com topo livre e E_s crescente com a profundidade, segundo Poulos e Davis (1980)

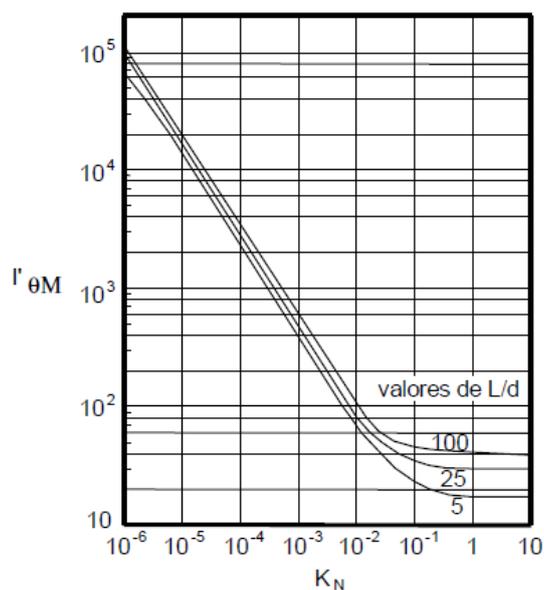


Figura 4-28 – Valores de $l'_{\theta M}$ com topo livre e E_s crescente com a profundidade, de acordo com Poulos e Davis (1980)

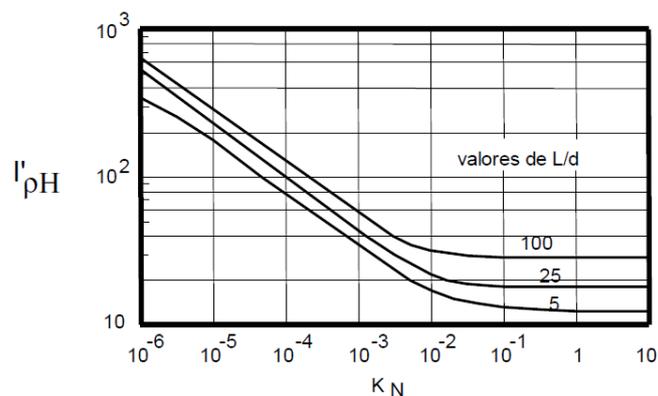


Figura 4-29 – Valores de $l'_{\rho H}$ com topo livre e E_s crescente com a profundidade, conforme Poulos e Davis (1980)

4.5 Método de análise de ruptura

Nesse tipo de análise, a capacidade de carga lateral admissível da estaca não se limita a determinado deslocamento horizontal, decorrente do carregamento lateral, ou seja, nesse contexto, a ruptura é independente de deslocamento lateral.

4.5.1 Método de Broms (1964)

Em seus estudos de estimativa de capacidade de carga em estacas, Broms (1964a, 1964b) publicou dois trabalhos para solos coesivos e não coesivos, para estacas longas, curtas e intermediárias, com topo livre e engastado.

Segundo Miranda Júnior (2006), para classificação das estacas quanto ao cálculo e flexibilidade considera-se a forma de ruptura como critério de cálculo, assim como demonstrado na Figura 4-30, que mostra a plastificação do material da estaca, na Figura 4-30a, rotação, na Figura 4-30b, plastificação em 2 seções, na Figura 4-30c, plastificação e rotação, na Figura 4-30d, e translação, na Figura 4-30e.

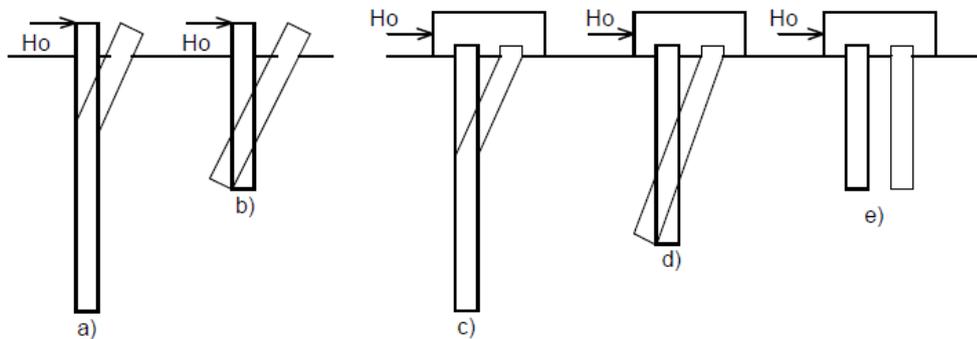


Figura 4-30 – Formas de ruptura das estacas (BROMS, 1964a)

4.5.1.1 Estacas com topo livre em solos coesivos

De acordo com o gráfico da Figura 4-31, Broms (1964a) sugere uma distribuição de resistência máxima no solo.

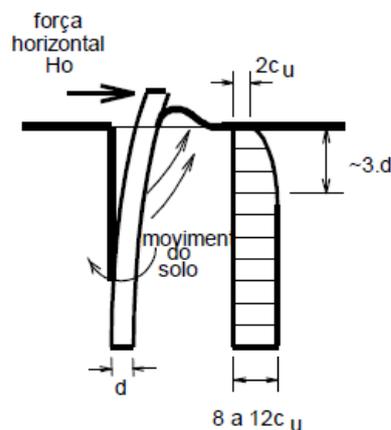


Figura 4-31 – Distribuição da resistência lateral em argilas (BROMS, 1964a).

Broms (1964a) simplifica o gráfico na Figura 4-32, apresentada a seguir, admitindo resistência nula da superfície do terreno até a profundidade de $1,5 d$ e $p_u = 9c_u d$ a partir desse ponto (Figura 4-32), onde c_u é a resistência ao cisalhamento não drenado do solo e p_u a resistência lateral limite.

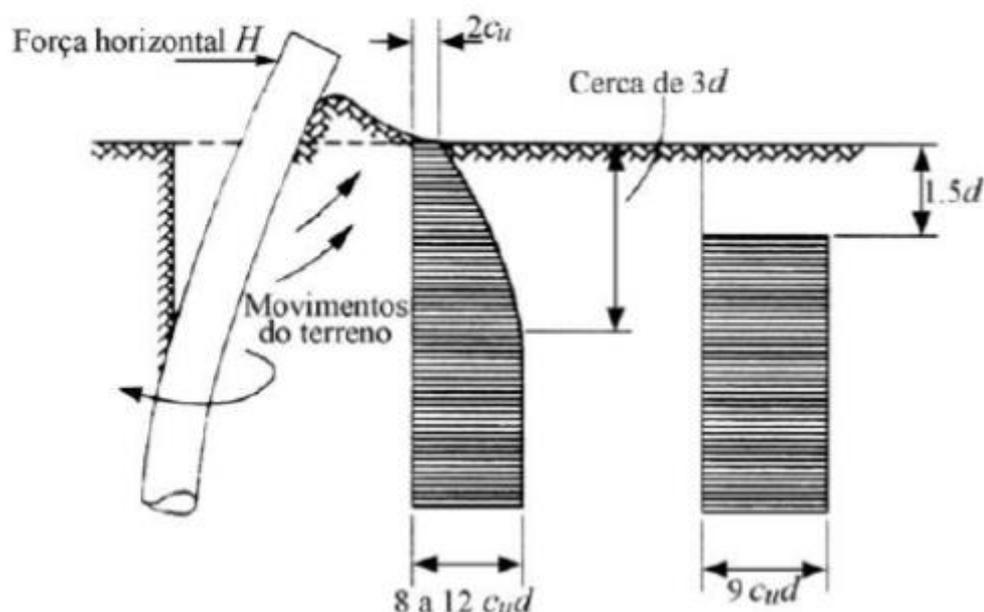


Figura 4-32 – Gráfico com simplificação da reação do solo, conforme Broms (1964a)

Alguns autores como Randolph e Houlsby (1984) argumentam que a premissa da simplificação proposta por Broms (1964a) é largamente empírica e que o autor não apresenta justificativa teórica para ela.

Como o diagrama de distribuição de reação do solo depende dos deslocamentos sofridos pela estaca, que estão sujeitos ao mecanismo de ruptura, calcula-se o valor de f , que define a seção onde ocorrerá o máximo momento fletor, obtido pela expressão:

$$f = \frac{H_u}{9c_u d} \quad (4.123)$$

O momento máximo pode ser calculado, para estacas curtas e longas, pela equação:

$$M_{m\acute{a}x} = H_u(e + 1,5d + 0,5f) \quad (4.124)$$

Nesse sentido, o diagrama de ruptura para estacas longas pode ser observado na Figura 4-33.

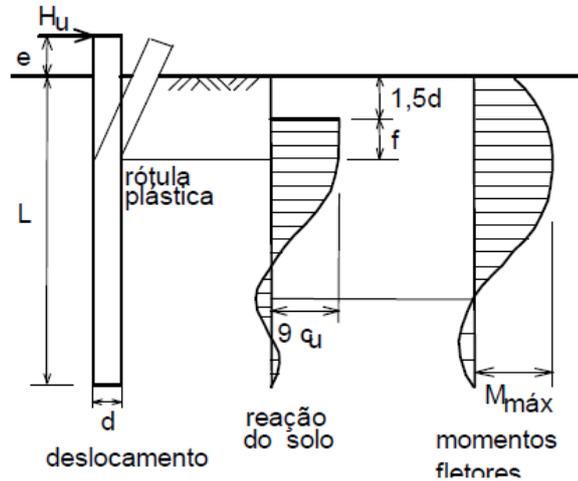


Figura 4-33 – Diagrama de ruptura, estacas longas, topo livre, em solos coesivos, segundo Broms (1964a)

Para estacas longas, o autor substitui o momento máximo $M_{m\acute{a}x}$, da expressão 4.125, pelo momento de plastificação do material da estaca M_{plast} e substitui o f , pois, dessa forma, se obtém a máxima cortante lateral, H_u .

Para estacas curtas, o diagrama de ruptura pode ser observado na Figura 4-34:

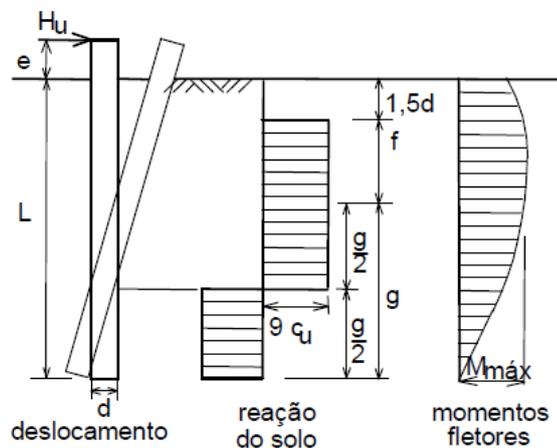


Figura 4-34 – Diagrama de ruptura, estacas curtas, topo livre, em solos coesivos, de acordo com Broms (1964a)

Para este caso, o momento fletor máximo é dado pela equação.

$$M_{m\acute{a}x} = 2,25 \cdot d \cdot g^2 \cdot c_u \quad (4.125)$$

Substituído na expressão 4.124, se obtém o valor da máxima cortante lateral, H_u .

Nas Figuras 4-35 e 4-36, Broms (1964a) apresenta, respectivamente, os gráficos para estacas longas e curtas, para soluções adimensionais.

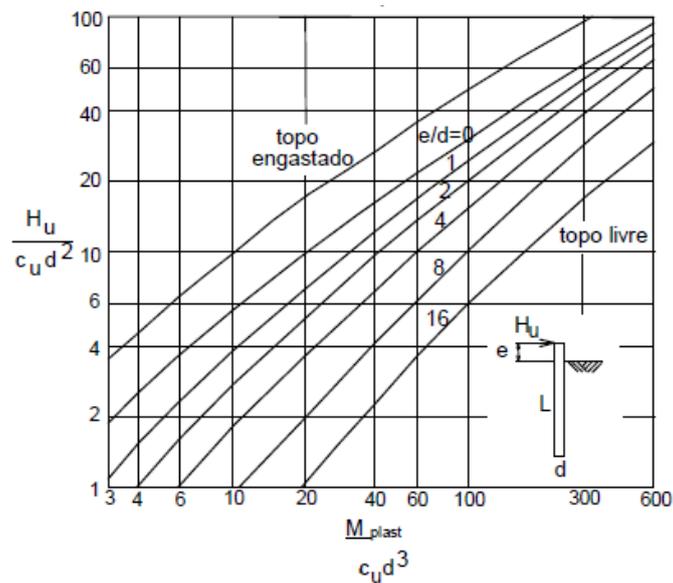


Figura 4-35 – Resistência lateral máxima; estacas longas, topo livre, solos coesivos (BROMS, 1964a)

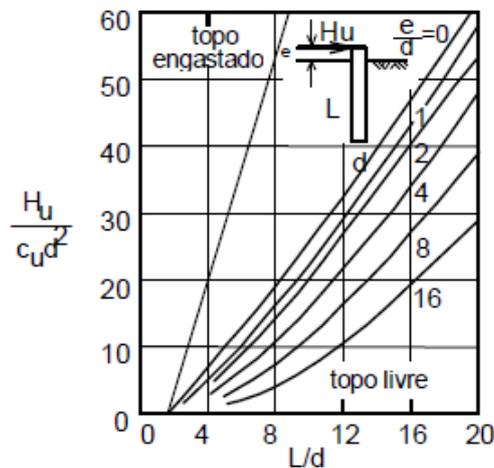


Figura 4-36 – Resistência lateral máxima; estacas curtas, topo livre, solos coesivos (BROMS, 1964a)

4.5.1.2 Estacas com topo livre em solos não coesivos

O autor sugere, para solos não coesivos, que o empuxo passivo na face frontal da estaca seja três vezes o valor do empuxo passivo de Rankine e que o empuxo ativo, atuante na face oposta, seja desconsiderado.

Segundo Tarozzo (2020), a mobilização do empuxo passivo na superfície ocorre assim que a rotação, devido ao carregamento horizontal no topo, exceda aproximadamente 0,002 rad., para solos mais compactos, e 0,006 rad., para solos mais fofos.

$$p_u = 3\sigma'_v k_p \quad (4.126)$$

Onde

σ'_v = pressão vertical efetiva;

ϕ = ângulo de atrito interno efetivo.

O coeficiente de empuxo passivo de Rankine, k_p , pode ser calculado pela expressão:

$$k_p = \frac{1 + \text{sen}\phi'}{1 - \text{sen}\phi'} \quad (4.127)$$

Também, para solos não coesivos, Broms (1964b), admite que o peso específico do solo é constante com a profundidade, os deslocamentos são suficientes para mobilização total da resistência lateral da estaca e, para a resistência máxima do solo, o formato da estaca não tem influência.

ESTACAS LONGAS

Para dimensionar estacas longas, o autor propõe o diagrama da Figura 4-37, apresentando a reação do solo e o momento fletor para estacas longas:

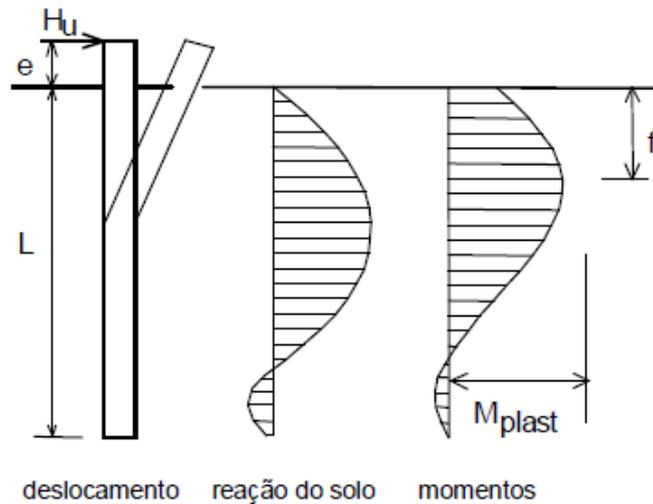


Figura 4-37 – Diagrama de reação do solo e de momento fletor, estacas longas, (BROMS, 1964b)

Para isso, segue a mesma premissa já apresentada anteriormente de que a estaca é considerada longa admitindo-se $M_{m\acute{a}x} \geq M_{pl\acute{a}s}$. Para este caso adota-se $M_{m\acute{a}x} = M_{pl\acute{a}s}$ (Equação 4.130):

$$H_u = \frac{0,5\gamma d L^3 k_p}{e + L} \quad (4.128)$$

$$M_{m\acute{a}x} = H_u \left(e + \frac{2}{3}f \right) \quad (4.129)$$

Para H_u , sendo a carga máxima horizontal o menor dos valores obtidos nas Equações 4.128 e 4.129.

Ainda, o ponto onde ocorre o momento fletor máximo pode ser obtido pela Equação 4.130.

$$H_u = \frac{3}{2}\gamma d k_d f^2 \therefore f = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{d k_p \gamma}} \quad (4.130)$$

Broms (1964b) apresenta a solução adimensional na Figura 4-38.

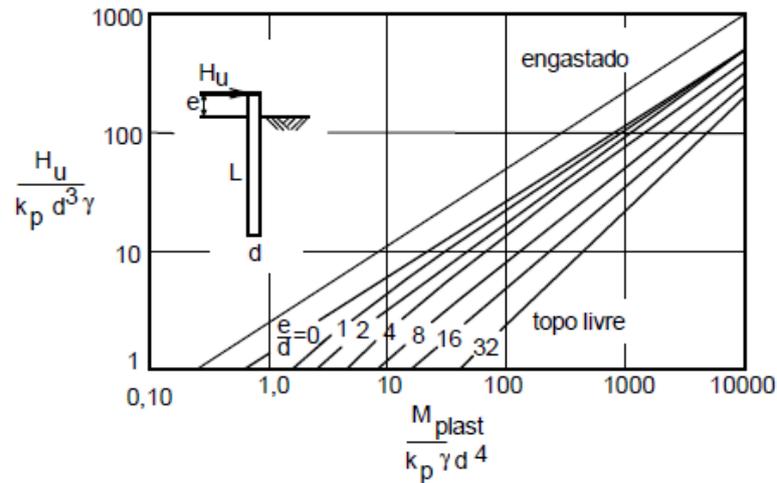


Figura 4-38 – Resistência lateral máxima, estacas longas, solos não coesivos (BROMS, 1964b)

ESTACAS CURTAS

No diagrama da Figura 4-39, Broms (1964b) apresenta a reação do solo e o momento fletor para estacas curtas:

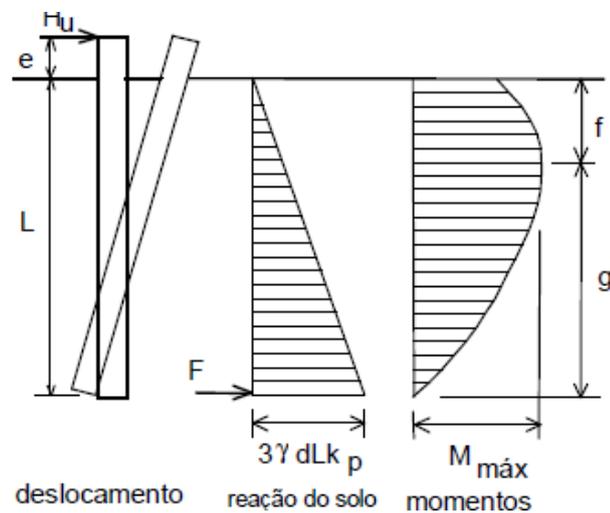


Figura 4-39 – Diagrama de reação do solo e de momento fletor, estacas curtas (BROMS, 1964b).

Para esse caso, o somatório dos momentos fletores em relação à ponta da estaca é obtido pela Equação 4.129 e as pressões geradas no final da estaca são substituídas pela força F .

A solução adimensional é dada pela Figura 4-40.

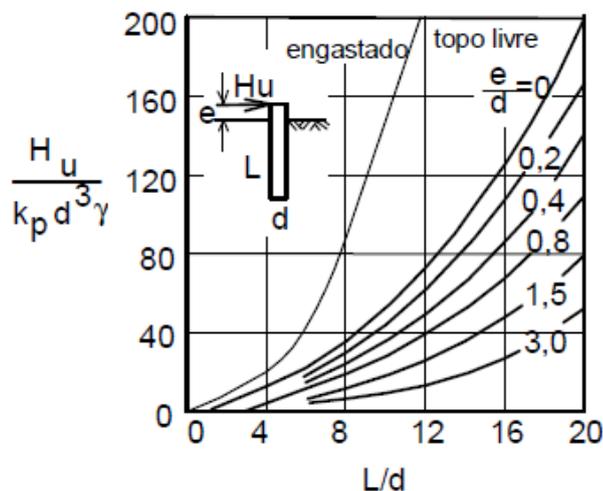


Figura 4-40 – Resistência lateral máxima, estacas curtas, solos não coesivos (BROMS, 1964b).

4.6 Análise computacional de estacas carregadas lateralmente

A análise do problema de estaca carregada lateralmente com o auxílio de ferramentas computacionais é empregada na prática da engenharia de fundações há algum tempo. Seus desenvolvedores lançam mão de diversas metodologias, entre elas as baseadas em elementos finitos ou formulações analíticas, com análises em plataformas planas ou em plataformas tridimensionais.

Independentemente do *software* empregado para simulações do comportamento da estaca, suas respostas de análises estão diretamente relacionadas a dois fatores:

- 1) modelo adequado, que represente o mais fielmente possível o comportamento: estaca solo e carregamento;
- 2) qualidade dos parâmetros de entrada de dados que caracterizem o sistema (propriedades físicas e paramentais).

Neste trabalho, as análises computacionais são feitas pelos programas: LISA (aplicação de técnicas numéricas de elementos finitos com modelos tridimensionais), GEO5 Estacas (aplicação de formulações analíticas), e pelo programa Ftool, (análise plana, simulando o comportamento do solo por molas).

4.6.1 Descrição dos programas

Nesta seção, explana-se sobre as singularidades de cada programa utilizado, no estudo, para desenvolvimento deste trabalho.

4.6.1.1 LISA 8.0.0

O programa LISA 8.0.0 é um *software* para a análise por elementos finitos de modelos tridimensionais, aplicado em distintas áreas, entre elas as de estruturas, acústica, térmica, hidráulica, eletromagnetismo, produzido pela empresa, LISA – *Finite Element Technologies* (Sonnenhof Holdings).

Ele é um programa que utiliza as propriedades físicas dos materiais para análise linear, como coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade, em análise estática ou dinâmica, cujos modelos podem ser refinados em até 100.000 nós para sua análise.

É importante notar que o programa faz apenas análise linear, ou seja, não leva em consideração a não linearidade relativa dos materiais. Segundo Sousa (2014), em resultados com pequenas deformações, até determinado carregamento, a análise linear é suficiente para obter-se resultados conclusivos. Contudo, quando os deslocamentos são maiores ou mais significativos, geralmente a rigidez do modelo pode mudar conforme se deforma e, com isso, os resultados podem ser divergentes ao se comparar os dois tipos de análises.

4.6.1.2 GEO5 Estacas

O programa GEO5 é desenvolvido pela empresa FINE e possui diversos módulos, com ferramentas dedicadas às áreas de geotecnia. O módulo “estacas” faz análise da capacidade de carga axial e horizontal em estaca isolada, para diversos tipos de cossões, para estaca escavada, cravada ou CFA (*Continuous Flight Auger*), conhecidas no Brasil como hélice contínua.

O programa utiliza o método *p-y* para dimensionar a estaca ao carregamento horizontal, que, a princípio, na definição padrão para dimensionamento, subdivide a estaca em 30 segmentos e, para cada segmento, o programa define os valores do módulo de reação, forças internas e deformações.

4.6.1.3 Ftool 4.00

O programa Ftool (*Two-dimensional Frame Analysis Tool*) foi idealizado pelo Prof. Luiz Fernando Martha, do Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio, juntamente com o instituto de desenvolvimento de *software* técnico-científico, há cerca de 25 anos. O programa é utilizado no Brasil em análises de estruturas modeladas com carregamentos distribuídos e/ou pontuais, que, por meio de desenhos unifilares, possibilitam visualizações gráficas de momento fletor, cortante, deformações e compressão axial.

Seus gráficos de resultantes sintetizam respostas dos modelos estruturais elaborados em plataforma plana, considerando as propriedades dos materiais.

O *software* pode ser empregado em diversos tipos de estruturas, tendo em conta as propriedades físicas do material em estudo, como módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson.

4.7 Módulo de elasticidade

As deformações específicas sofridas em materiais isotrópicos e homogêneos são proporcionais independentemente da direção da aplicação de determinada tensão. No entanto, se essas deformações desaparecem quando a tensão é removida, dizemos que o material tem comportamento elástico e o maior valor de tensão, que cause essas deformações, é chamado de limite de elasticidade e proporcionalidade do material. As deformações sofridas acima desse limite são irreversíveis e conhecidas como deformações plásticas. Essas deformações ocorrem devido à energia recebida durante seu carregamento ser dissipada no interior do material, perdendo a propriedade de retornar ao estado de origem (DE BEER *et al.*, 2015).

Respeitando esses limites, pode-se prever o comportamento da tensão deformação, aplicado à lei de Hooke.

$$\sigma = E \epsilon \quad (4.131)$$

$$\epsilon = \frac{\Delta L}{L} \quad (4.132)$$

Onde:

- σ = tensão;
- E = módulo de elasticidade;
- ϵ = deformação específica;
- L = comprimento.

Como pode ser observado na Equação 4.131, seguindo a teoria da elasticidade, para materiais isotrópicos e elástico lineares, a variação da deformação sofrida decorrente de uma dada tensão é proporcional ao módulo de elasticidade E do material e seu comportamento é linear se o módulo for constante até o limite de elasticidade e proporcionalidade.

Segundo De Beer *et al.* (2015), em relação à aplicação da Lei de Hooke para materiais com comportamento anisotrópico, heterogêneo e elástico não linear, o módulo de elasticidade é variável com a alteração de seu estado de tensão. Para esses materiais, a equação de Hooke continua válida, porém, o módulo de elasticidade se altera, sendo assim, as respostas do deslocamento a uma dada tensão não se mantêm proporcionais e lineares devido ao seu comportamento anisotrópico, heterogêneo e elástico não linear.

Para alguns tipos de materiais homogêneos, o módulo de elasticidade pode ser obtido facilmente em virtude de sua ductilidade, ou seja, o limite de proporcionalidade bem definido, graças a seu processo controlado de fabricação, como aço e cimento. No entanto, para materiais como o solo, a determinação do módulo torna-se uma tarefa mais complicada em razão do valor da tensão σ , para o qual o deslocamento ϵ deixa de ser linear e não é bem definido, como nos materiais dúcteis.

Embora o modelo elástico-linear seja admitido para determinar recalques em fundações, na prática as respostas às solicitações externas dependem de diversos parâmetros, que, segundo Sousa (2014), são heterogeneidade, estado de tensão, tensões residuais, deformações volumétricas – quando submetido a tensões cisalhantes (dilatância) –, histórico de tensões, teor de umidade, entre outros.

Contudo, a obtenção do módulo de elasticidade E é de suma importância para a aplicação de modelos constitutivos, cujas respostas estão condicionadas a

esse parâmetro físico tanto na análise linear quanto na análise não linear (CORDEIRO, 2004), como é o caso de estudos com modelos matemáticos, que tentam prever o comportamento das fundações em diferentes tipos de solos.

Alguns autores estudam a melhor forma de se obtê-lo. Segundo Albuquerque (2020), é recomendado que parâmetros como o módulo de elasticidade, sejam determinados por meio de ensaios laboratoriais, como, por exemplo, o ensaio triaxial. A partir de resultados de ensaios de campo como CPT, SPT, Pressiométrico, Dilatométrico, entre outros, é possível estimá-lo, porém, por correlações propostas por diversos autores, tanto para argilas quanto para areias, visando empregá-los em projetos de fundações.

Em solos arenosos, em função das dificuldades de obtenção de amostras indeformadas para realização de ensaios de laboratório representativos para obtenção do E , tem sido crescente a busca por propostas que permitam estimativas da rigidez do solo via ensaios de campo.

Nesse sentido, algumas correlações do módulo de elasticidade com esses ensaios são retratadas minuciosamente no livro de Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações, de Schnaid e Odebrecht (2012) e serão abordadas a seguir. Embora autores sugiram, todavia, que ensaios geofísicos também são adequados para determinação do E , este trabalho limita-se à apresentação dos ensaios subsequentes.

4.8 Ensaio *Standard Penetration Test* (SPT)

A sondagem SPT (sondagem de simples reconhecimento), na data da realização dos ensaios para publicação deste trabalho, foi feito baseado na norma ABNT NBR 6.484/1991, e atualmente é regida pela norma ABNT NBR 6.484/2020.

As correlações com esse ensaio são amplamente utilizadas nos projetos de engenharia geotécnica brasileira, tanto para previsões de estimativas de recalques quanto para capacidade de carga, haja vista que atualmente é o ensaio mais utilizado para prospecção do solo em nosso país, devido à facilidade de execução, à disponibilidade de mercado, ao custo de contratação, à fácil leitura de dados, etc.

A estimativa do módulo de elasticidade com relação ao N_{spt} , número de golpes necessários para cravação do amostrador para determinar sua resistência, é apresentada por alguns autores no âmbito do anteprojeto, como: Stroud (1989),

Clayton (1986), Ruver e Consolini (2006), Quaresma *et al.* (2016), Webb (1969), Trofimenkov (1974), etc. Neste trabalho serão apresentadas as propostas de correlações para solos argilosos e arenosos, porém, neste estudo o solo em análise é o Latossolo, que tem característica arenosa.

Stroud (1989), para os solos normalmente adensados, propôs a correção da resistência à penetração dos amostrados com 60% da energia de eficiência, a relação do módulo em consideração aos fatores de segurança da fundação, estimando os valores da relação iguais a 1, para FS = 3, e 2, para FS > 3, resultando nas equações.

$$\frac{E}{N_{SPT,60}} = 1 \text{ (MPa) para } FS=3 \quad (4.133)$$

$$\frac{E}{N_{SPT,60}} = 2 \text{ (MPa) para } FS>3 \quad (4.134)$$

Para o autor, em areias pré-adensadas a mesma relação pode variar de 3 a 10; já para solos pré-adensados não drenados a relação é igual a 1:

$$\frac{E_u}{N_{SPT,60}} = 1 \quad (4.135)$$

O $N_{SPT,60}$ é sugerido como padrão para normalizar o número de golpes, com base no padrão internacional, e corresponde à eficiência dos golpes do martelo na cravação do amostrador da sondagem SPT.

Essa eficiência é em função do atrito entre cabo e roldana, do sistema de elevação liberação do martelo e da sua geometria (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

No processo de execução desse ensaio no Brasil, estudos de autores como Belincanta (1998) e Décourt (1989 apud FALCONI *et al.*, 2019), entre outros, demonstram uma eficiência da energia na ordem de 70 a 80% da energia teórica; também há autores que recomendam mais precisamente o valor de conversão de 72%. Portanto, ao se aplicar as correlações propostas para o módulo com o ensaio SPT, se faz necessária a conversão para a eficiência da energia brasileira. Assim:

$$N_{SPT,60} = N_{SPT} \cdot \frac{\text{Energia Aplicada}}{0,6} \quad (4.136)$$

Clayton (1986) apresenta essa relação com faixas de ocorrência, como na Tabela 4-15:

Tabela 4-15 – Relação $\frac{E}{N_{(SPT,60)}}$ (CLAYTON, 1986)

N_{SPT}	$\frac{E}{N_{(SPT,60)}}$		
	Média	Limite inferior	Limite superior
4	1,6-2,4	0,4-0,6	3,5-5,3
10	2,2-3,4	0,7-1,1	4,6-7,0
30	3,7-5,6	1,5-2,2	6,6-10,0
60	4,6-7,0	2,3-3,5	8,9-13,5

Ruver e Consolini (2006) propõem, para solos argilo-arenosos:

$$\frac{E}{N_{SPT,60}} = 1,89 \text{ (MPa)} \quad (4.137)$$

Já Quaresma *et al.* (2016) sugerem, para os valores obtidos de estudos com sapatas quadradas com recalque de 1%, as relações:

$$\text{Areais} \quad \frac{E}{N_{SPT}} = 3,5 \text{ (MPa)} \quad (4.138)$$

$$\text{Solo intermediário} \quad \frac{E}{N_{SPT}} = 3,0 \text{ (MPa)} \quad (4.139)$$

$$\text{Argilas saturadas} \quad \frac{E}{N_{SPT}} = 25 \text{ (MPa)} \quad (4.140)$$

Webb (1969) propõe:

$$\text{Argilas} \quad \frac{E_s}{P_a} = 3,33 \cdot (N_{spt_{60}} + 5) \text{ (MPa)} \quad (4.141)$$

$$\text{Areias} \quad \frac{E_s}{P_a} = 5 \cdot (N_{spt_{60}} + 15) \text{ (MPa)} \quad (4.142)$$

Onde:

P_a é a pressão atmosférica de 101,325 kPa.

Para Trofimenkov (1974):

$$\text{Areias} \quad \frac{E_s}{P_a} = (350 - 500) \cdot \log N_{60} \text{ (MPa)} \quad (4.143)$$

É importante salientar que as medidas de resistência dos resultados obtidos do ensaio SPT são em relação à reação vertical do solo e não horizontal, os quais, devido à anisotropia do solo, podem ser diferentes. Os esforços induzidos no terreno por fundações diretas diminuem com a profundidade, enquanto o solo melhora sua resistência em razão do seu confinamento (BOIERO; ROSALES, 2016).

Em estudos, portanto, onde o solo superficial é responsável por receber grande parte do carregamento, como em fundações diretas, carregamento horizontal em estacas, contenções, entre outros, a determinação dos parâmetros do solo superficial por correlações com SPT pode variar, haja vista o fator de confinamento.

4.9 Técnica de melhoramento de solo com cimento

O composto solo-cimento, é utilizado no tratamento do solo, para melhorar suas condições de suporte em situações em que o solo natural, onde está inserida a fundação, não tenha resistência suficiente para o equilíbrio das forças vindas dos carregamentos da superestrutura.

Segundo Ruver (2011), é comum haver determinados tipos de solo com baixa capacidade de suporte, e, para se viabilizar projetos nesse tipo de material, é possível melhorar suas propriedades mecânicas utilizando solo-cimento, como alternativa à execução de fundações com grandes dimensões, que acarreta mais custo de obra e maior impacto ambiental.

Bonan e Reis (2022) encontraram resultados reforçando o bloco com solo-cimento na ordem de redução de até 79,8% dos deslocamentos horizontais identificados com o maior reforço analisado.

O solo-cimento é um composto homogêneo da mistura do solo no estado natural, umedecido com água e acrescido de certa proporção de cimento, posteriormente compactado em camadas, adquirindo resistência ao longo do tempo.

Essa técnica construtiva pode ser utilizada em diversas situações, como: base e/ou sub-base de pavimentos; estabilidade de taludes, estacas com carregamentos laterais; sapatas com carregamentos horizontais; fundações diretas sob elevados carregamento axial como, tanques e silos, ou mesmo, entre outras, para diminuir impactos ambientais ou custos de obra, pois, segundo Carvalho *et al.* (2022), os impactos ambientais e o custo de obra estão relacionados diretamente com o reaproveitamento do material de sua escavação.

A porcentagem de cimento utilizada na mistura para obter ganho de capacidade de carga do solo depende de fatores como teor de umidade, tipo de solo, grau de compactação, plasticidade, tempo de cura, entre outros. Miranda Jr., Carvalho e Albuquerque (2008), estudaram o comportamento do carregamento horizontal em estacas Ômega, melhoradas com solo-cimento na porcentagem de 14%. Ruver (2011), analisou-o em provas de carga em arrancamento de sapata, utilizando no máximo 7%. Por sua vez, Rudnick, Ildefonso e Lukiantchuki (2020) examinaram-no na avaliação do módulo de resiliência de algumas misturas, usando 6%. Esses autores utilizaram ensaios laboratoriais em corpos de prova, para obtenção dos parâmetros para adição de cimento.

A ABNT NBR 12253/2012 – Solo-Cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento, estabelece critérios para adição de cimento Portland, para formação do composto solo, cimento e água, atendendo a requisitos de granulometria em aplicações em pavimentos, pelo processo de compactação e cura.

Segundo a norma, para determinar a porcentagem adequada da adição de cimento no composto são necessários diversos ensaios, sendo adotado o valor mínimo igual ou superior a 2,1 MPa aos 7 dias de idade. Também a norma sugere o teor de cimento para o ensaio de compactação de solo-cimento, conforme prévia classificação, podendo variar de 4 a 7%, sendo o teor mínimo de 5%, em misturas onde não se possa garantir a homogeneidade.

Neste trabalho, como não foi possível realizar ensaios para ideal caracterização das propriedades mecânicas do solo, tendo em vista a variação de 4 a 7%, segundo a ABNT NBR 12253/2012, para o ensaio de compactação foi adotado o teor de 6%, por ser uma proporção conservadora, superior ao mínimo sugerido pela norma, com o intuito de garantir que, para ensaios utilizando a reação de um elemento contra o outro, houvesse o deslocamento mínimo necessário para obter-se os valores de nh da prova de carga.

4.10 Coeficiente de Poisson

Como já mencionado, ao se carregar um corpo de prova axialmente, a tensão e a deformação específicas resultantes satisfazem a lei de Hooke, desde que o limite de elasticidade do material não seja excedido. Considerando o material homogêneo e isotrópico, as deformações específicas decorrentes de qualquer carregamento, seja ele de tração, seja de compressão, são acompanhadas por deformações transversais ao eixo de aplicação da carga (DE BEER *et al.*, 2015). O parâmetro que correlaciona essas deformações específicas laterais com a deformação específica axial Figura 4-41, é conhecido como coeficiente de Poisson, em homenagem ao matemático francês Siméon Denis Poisson.

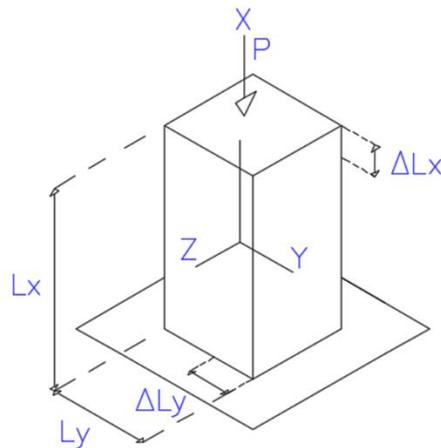


Figura 4-41 – Corpo de prova com carregamento axial P, adaptado de De Beer *et al.* (2015)

$$v = \frac{\text{deformação específica lateral}}{\text{deformação específica axial}} \quad (4.144)$$

Ou

$$v = -\epsilon_y / \epsilon_x = -\epsilon_z / \epsilon_x \quad (4.145)$$

Onde:

ϵ - Deformação do componente por unidade de comprimento nas direções indicadas.

ν - Coeficiente do Poisson

Obs.: O sinal negativo está incluído na fórmula, porque as extensões transversais e longitudinais possuem sinais opostos.

Para a condição de carregamento representada na Figura 4-41, resolvendo a equação de Hooke, em função da Equação 4.146, tem-se a relação que descreve a condição de deformação específica do corpo de prova, submetido ao carregamento P, aplicado na direção paralela ao eixo x (DE BEER *et al.*, 2015):

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} \quad \epsilon_y = \epsilon_z = \frac{\nu\sigma_x}{E} \quad (4.146)$$

No entanto, a determinação do coeficiente de Poisson, para alguns tipos de materiais como o solo, é de difícil avaliação no contexto de mecânica dos materiais e normalmente não pode ser obtido por ensaio de compressão simples, como demonstrado na Figura 4-41.

A estimativa desse parâmetro, contudo, assim como o módulo de elasticidade, é de fundamental importância para avaliar o comportamento do solo em análises de deformações e da mesma forma está relacionado com o nível de carregamento, as condições de drenagem, a trajetória de tensões e o tempo de carregamento (PINTO, 2016).

Dessa forma, no contexto de mercado brasileiro de projetos de fundações, ele normalmente é obtido da literatura, por tabelas de correlações, publicadas por diversos autores, como na Tabela 4-16, adaptada, extraída do livro *Engenharia das Fundações*, de Albuquerque e Garcia (2020).

Tabela 4-16 – Coeficiente de Poisson para tipo de solo, Albuquerque e Garcia (2020)

Solo	v
Argila não saturada	0,1 - 0,3
Argila saturada (não drenada)	0,5
Argila saturada (drenada)	0,2 - 0,4
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,3 - 0,4
Areia fofa	0,1 - 0,3
Silte	0,3 - 0,5

É importante notar que as previsões dos parâmetros por correlações são sensíveis a precisões, dessa forma, a maneira mais usual de obtê-lo com mais acurácia é através de ensaios laboratoriais, como ensaio triaxial.

Segundo Pereira (2014), para o ensaio triaxial drenado há uma variação volumétrica e o coeficiente em questão pode ser determinado por meio da correlação entre deformação volumétrica (ε_{vol}) e deformação axial, onde as deformações volumétricas são as somas das deformações, nas direções principais (Equação 4.147).

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (4.147)$$

Onde:

ε_1 , ε_2 e ε_3 são deformações nos eixos principais 1, 2 e 3, respectivamente.

Nos ensaios triaxiais, as deformações horizontais ε_2 e ε_3 são iguais, sendo

assim:

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \rightarrow \varepsilon_3 = \frac{\varepsilon_{vol} - \varepsilon_1}{2} \quad (4.148)$$

$$v = \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1} = \frac{1}{2 \left(1 + \frac{\varepsilon_{vol}}{\varepsilon_1} \right)} \quad (4.149)$$

5 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo apresenta-se o solo da região estudada, com suas características, seu perfil geotécnico, segundo ensaio SPT, além de apresentar a execução das PC para análise do comportamento da estaca.

5.1 Caracterização do solo da região estudada

O solo no Brasil, embora haja um predomínio de Latossolos, possui formações variadas, haja vista a extensão continental do país, proporcionando ampla peculiaridade observada nos pedoambientes, com características particulares, tanto nas constituições morfológicas quanto granulométricas, típicos de regiões de clima tropical (Embrapa, 2024).

Os elementos de fundação estudados para desenvolvimento deste trabalho foram executados na região Centro-Oeste brasileira, na cidade de Nova Mutum, no interior do estado de Mato Grosso, a cerca de 240 km da capital Cuiabá e 240 km da cidade de Sinop.

A região é um dos pontos estratégicos para a indústria agrícola brasileira. Nesse local, a economia é essencialmente voltada para a indústria agrícola, com urbanização crescente em pleno desenvolvimento, beneficiada pela indústria local.

Em relação às características do solo nessa região, segundo Sousa e Lobato (2004), são dominantes, nas áreas de cerrado e outras áreas do Centro-Oeste, latossolos (45,7%), neossolos quartzarênicos (15,2%), argissolos (15,1%), plintossolos (9%), litólicos (7,3%), cambissolo (3,1%), hidromórficos (2,5%) e outros (2,1%).

Nos mapas de solo, encontrados na Secretaria de Estado de Planejamento e Gestão de Mato Grosso (SEPLAN-MT, 2020), o solo da região onde foram feitos os ensaios desta pesquisa tem a característica de latossolo vermelho, como pode ser visto na Figura 5-1 e detalhado nas Figuras 5-2 e 5-3:

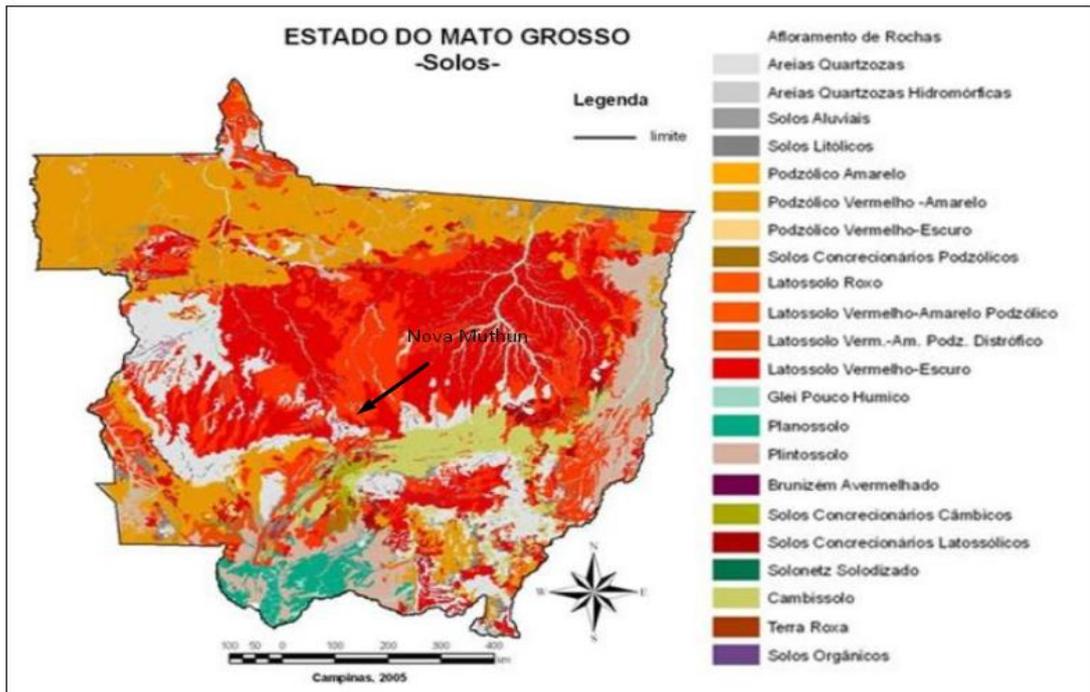


Figura 5-1 – Mapa de solos do MT, de acordo com a Seplan-MT (2020)

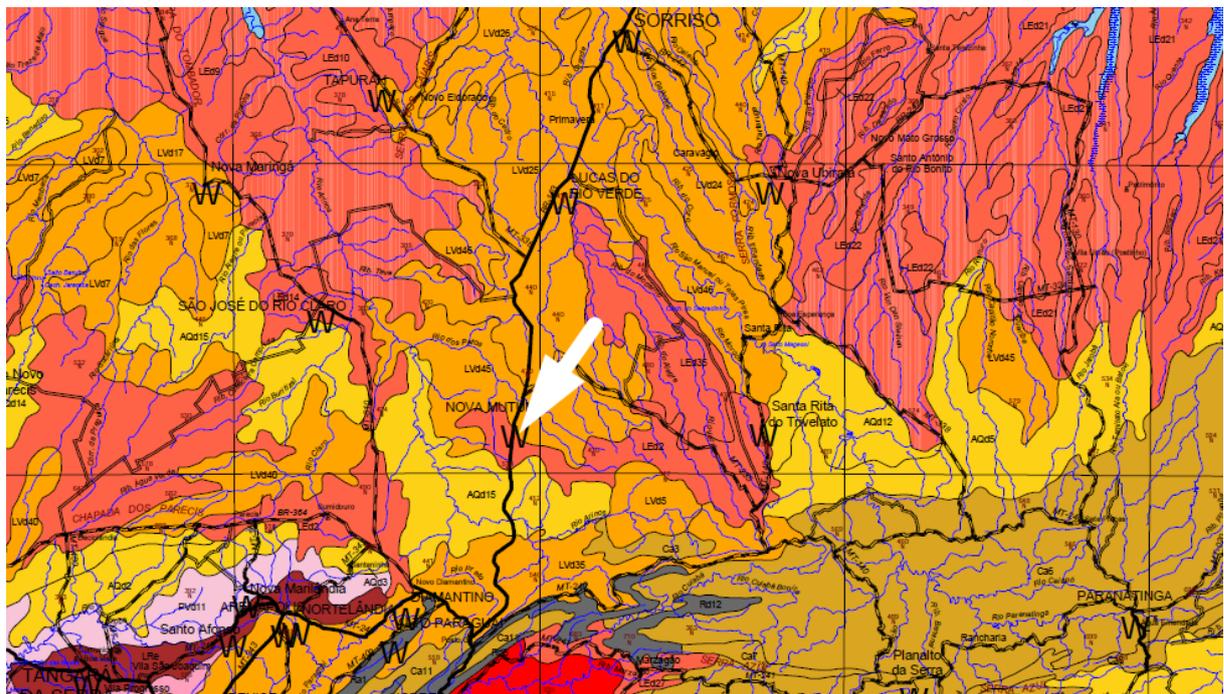


Figura 5-2 – Detalhe do mapa Pedológico da região de Nova Mutum, segundo a Seplan-MT (2001)

Mapa de solos do MT, de acordo com a Seplan-MT (2020)
UNIDADES DE MAPEAMENTO

LEa	LATOSSOLO VERMELHO-ESCURO ÁLICO
LEd	LATOSSOLO VERMELHO-ESCURO DISTRÓFICO
LEe	LATOSSOLO VERMELHO-ESCURO EUTRÓFICO
LVa	LATOSSOLO VERMELHO-AMARELO ÁLICO
LVd	LATOSSOLO VERMELHO-AMARELO DISTRÓFICO
LVPd	LATOSSOLO VERMELHO-AMARELO PODZÓLICO DISTRÓFICO
LRe	LATOSSOLO ROXO EUTRÓFICO
TRe	TERRA ROXA ESTRUTURADA EUTRÓFICA
BV	BRUNIZÉM AVERMELHADO
PAa	PODZÓLICO AMARELO ÁLICO

Figura 5-3 – Unidade de mapeamento MT (SEPLAN, 2001)

Os latossolos são formados em ambientes com intensa umidade e calor, daí serem encontrados nas regiões de clima tropical úmido, no Brasil, em especial na região do estado do Mato Grosso, que tem esse tipo de clima predominante.

A formação desse tipo de solo é possível desde que haja condições que dificultem erosões e possibilitem a ação do clima por muito tempo. Segundo França (2009), são, portanto, solos bastante envelhecidos, estáveis, intemperizados e suas características morfológicas mais marcantes são, normalmente, encontrados em grande profundidade; bastante porosos; possuem pequenas diferenciações entre os horizontes.

Alguns autores os descrevem como solos de coloração vermelha, laranja ou amarela, de textura variável, fortemente intemperizados, com argilas de baixa capacidade de troca de cátions, encontrados a mais de dois metros de profundidade, com ausência ou pouca existência de minerais primários, como silte, e os teores de óxidos de ferro e de alumínio podem ser elevados.

5.2 Prospecção do solo para o desenvolvimento do trabalho

Neste estudo, a prospecção do solo para obtenção dos parâmetros geotécnicos foi feita na data de 09/08/2019, através de realização de sondagens de simples reconhecimento (SPT), seguindo a norma ABNT NBR 6.484/2001, com perfis geotécnicos apresentados nas Figura 5-4 e 5-5, respectivamente no pórtico e no tubulão.

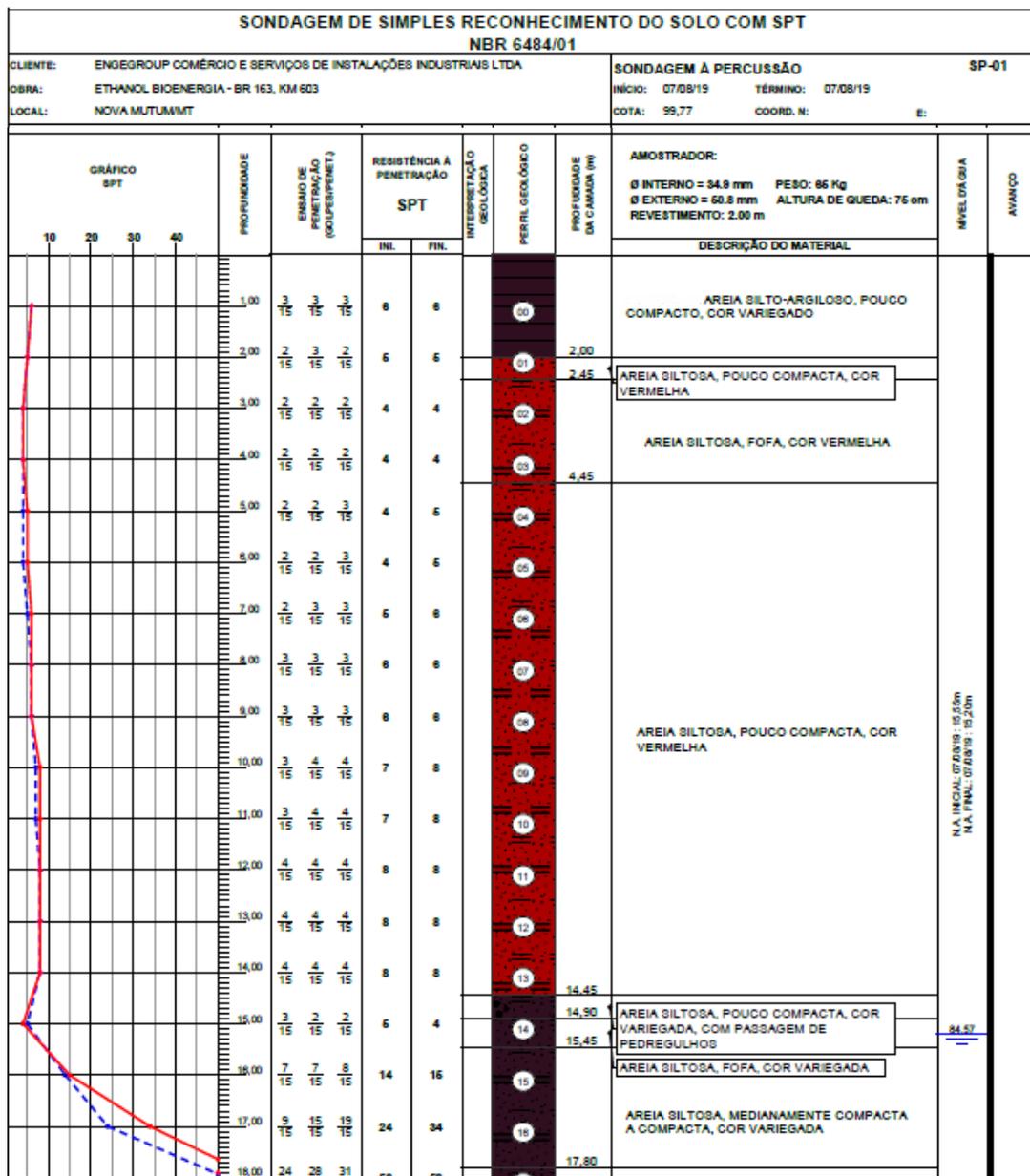


Figura 5-4 – Relatório de sondagem do ponto 1

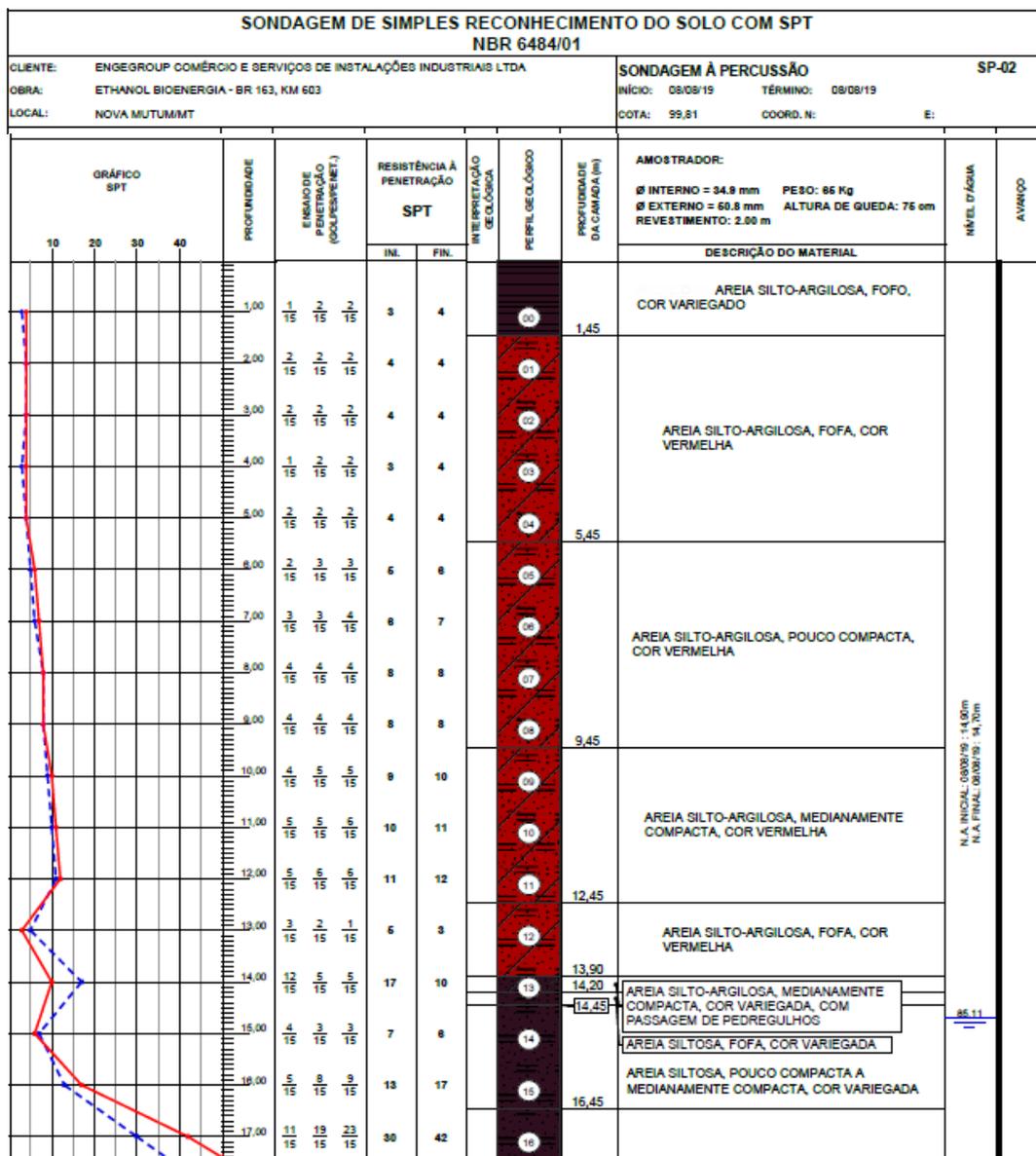


Figura 5-5 – Relatório de sondagem do ponto 2

As sondagens indicam, de forma geral, estratigrafia de camadas de solo arenoso, fofo, vermelha até aproximadamente 9 metros de profundidade, evoluindo para medianamente compactada em 10 metros, e compactado em 17 metros. O nível de água encontra-se entre 14 e 15 metros de profundidade, (características condizentes com o mapa pedológico da Figura 5-1).

Os ensaios foram feitos na obra da subestação de 138 kV, executada pela empresa Enggroup, com projeto civil da Mforte Engenharia e Projetos, na usina do grupo Inpasa. Os pontos escolhidos para a prospecção, partem da premissa de

projeto, onde ocorre maior carregamento horizontal para esse tipo de projetos, que são os pórticos de entrada e o poste da derivação da linha de transmissão, demonstrados na Figura 5-6, cujas coordenadas geográficas da área de subestação são apresentadas na Figura 5-7:

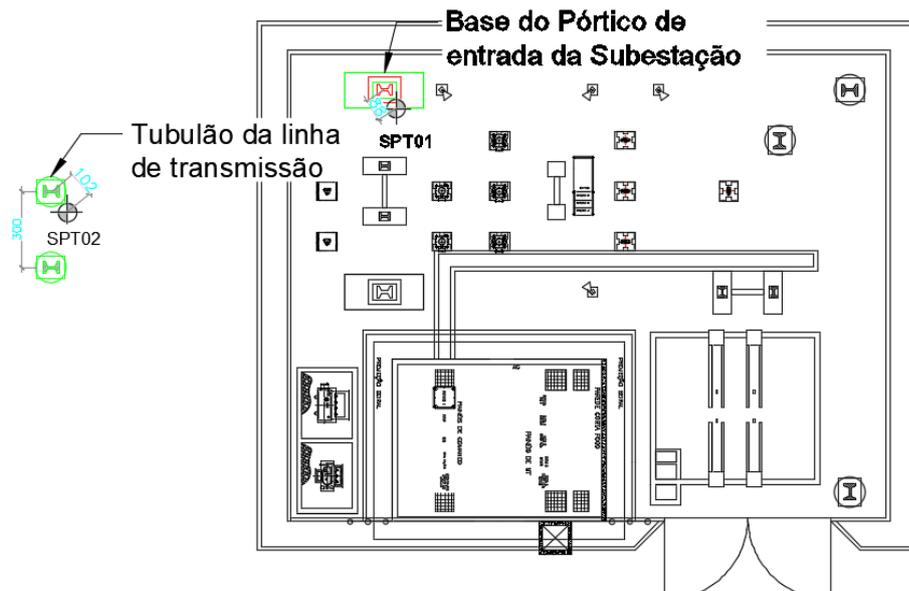


Figura 5-6 – Localização dos pontos de sondagem, conforme a Mforte Engenharia (2019)

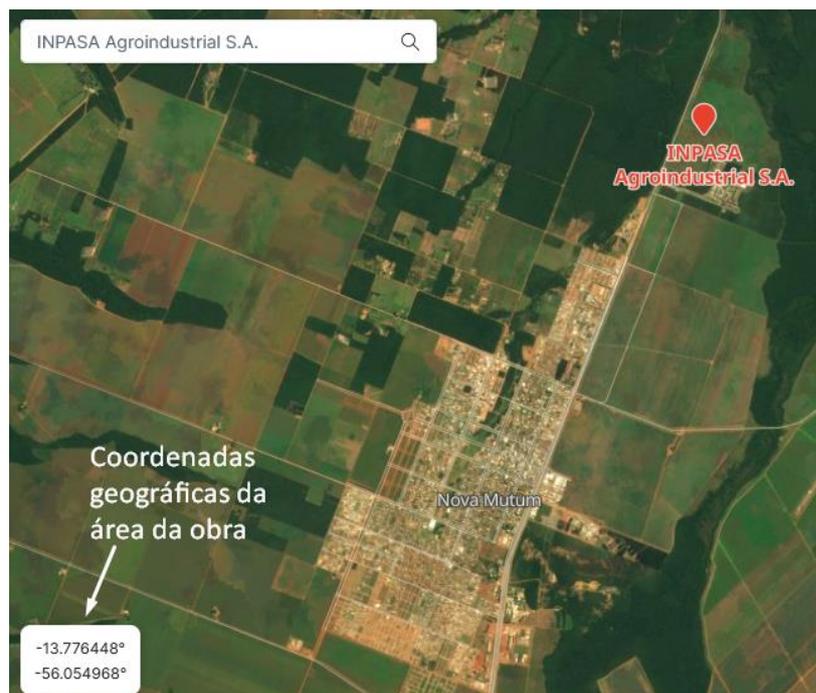


Figura 5-7 – Coordenadas da área da obra, de acordo com o Google Earth

Por meio dos resultados apresentados nas sondagens, para o desenvolvimento do processo de dimensionamento neste trabalho utilizaram-se correlações para obtenção dos parâmetros geotécnicos necessários, a serem apresentados no capítulo de previsões de resultados.

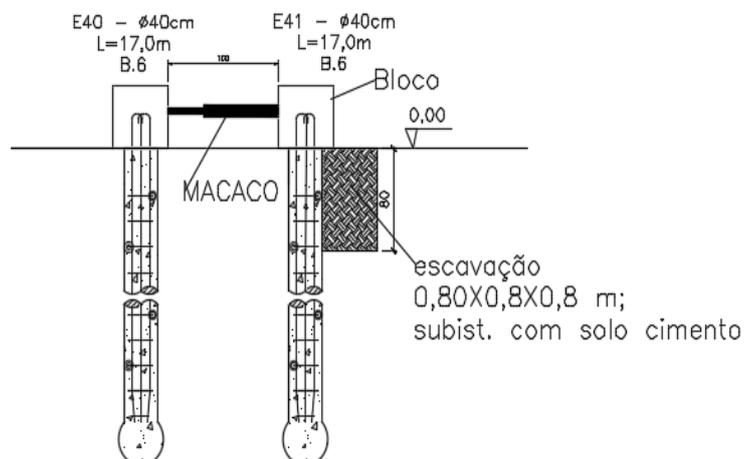
5.3 Execução de prova de carga com carregamento rápido

De modo a obter o coeficiente de reação horizontal neste trabalho, foram feitos experimentos para avaliar o comportamento das fundações através de provas de carga com ensaio de carregamento rápido, em duas estacas de 40 cm de diâmetro e 12 metros de profundidade, no pórtico de entrada da subestação e em 2 tubulões curtos de 120 cm de diâmetro e 6 m de profundidade, sem base alargada, da linha de transmissão.

O tipo de carregamento envolvido na superestrutura foi determinante para a escolha da prova de carga com carregamento rápido, pois as reações nas fundações são solicitadas, em muitos casos, devido a esforços de carregamentos dessa natureza, decorrentes de: rompimento de cabos, carga de vento, curto-circuito nos cabos, estiramentos de cabos por queda de torres, entre outros.

As fundações foram armadas por toda a extensão e as estacas foram verificadas para o carregamento horizontal, com capacidade máxima de flexão próximas a 60 kNm. Utilizou-se a reação de um elemento contra o outro, com macaco hidráulico com capacidade de 400 kN, instalado na cabeça das estacas e tubulões, com o intuito de avaliar a melhora na capacidade de carga da estaca com a técnica de melhoramento do solo. Para isso, um dos elementos de reação foi escavado na face oposta ao carregamento, com vala de dimensão 80 x 80 x 80 cm na estaca e 160 x 100 x 100 cm para o tubulão. O solo do local foi retirado, umedecido, adicionado 6% de cimento, recolocado no local e compactado em camadas de 10 cm, conforme Figura 5-8, para estacas, e Figura 5-9, para os tubulões.

PREPARAÇÃO PARA EXECUÇÃO DO
ENSAIO DE CARREGAMENTO LATERAL



1. APÓS ESCAVAÇÃO SUBSTITUIR SOLO COM 6% DE CIMENTO E COMPACTAR EM CAMADAS DE 10cm.

Figura 5-8 – Preparação para o ensaio de carregamento rápido na estaca de 40 cm de diâmetro, por Mforte Engenharia (2019).

PROJETO PARA ENSAIAR OS TUBULÕES PARA
CARREGAMENTO HORIZONTAL.

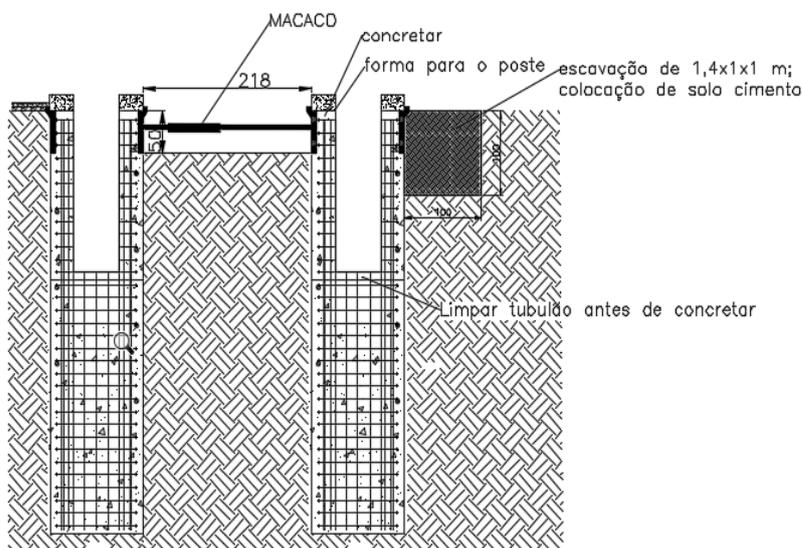


Figura 5-9 – Preparação para o ensaio de carregamento rápido nos tubulões de 120 cm de diâmetro, por Mforte Engenharia (2019)

Para a prova de carga nas estacas, foi preparada sua cabeça com bloco de coroamento, posicionou-se o macaco a cerca de 15 cm de altura, com o ponto de aplicação das forças reagindo em uma placa de aço de 15 mm sob a célula de carga.

Após o macaco posicionado, instalou-se os relógios com suas bases fixadas em um perfil metálico, locado sobre concreto magro, para evitar que se movimentassem. Mesmos procedimentos foram utilizados nos ensaios com tubulões, porém, sem o bloco de coroamento.

Para a leitura do carregamento aplicado, utilizou-se uma célula de carga de 1000kN, com leitor p-3000 da marca Transdutec.

Os deslocamentos correspondentes foram registrados por meio de 2 relógios analógicos, com precisão de centésimo de mm, conforme demonstrado na Figura 5-10.

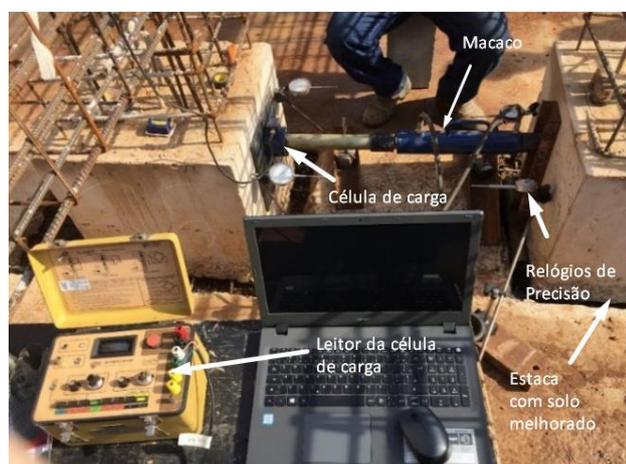


Figura 5-10 – Preparação para execução do ensaio nas estacas de 40 cm, por Enggroup (2019)



Figura 5-11 – Preparação para execução do ensaio nos tubulões, por Enggroup (2019)

Como mencionado anteriormente a escolha da prova de carga com carregamento rápido (PCR) para realizar os ensaios deveu-se à correspondência com a particularidade dos carregamentos envolvidos nas fundações, decorrentes dos esforços para esse tipo de superestrutura. Nascimento (2020) relata, em seu trabalho sobre carregamento lateral, que PC com intervalos de tempo curto podem ser pertinentes para avaliação em carregamento de topo.

Atendendo os requisitos de segurança da norma de fundações ABNT NBR 6.122/2019, a prova de carga com carregamento rápido pode ser aplicada a todo tipo de estacas ou tubulões, seguindo critérios de cargas controladas, estabelecidos no ABNT NBR 12.131/2006 – Prova de carga estática-Método de ensaio –, definindo procedimentos para aplicação de carga e seu deslocamento correspondentes.

Para as estacas, os carregamentos foram feitos com estágios de carga de 4kN, cerca de 10% do carregamento previsto no projeto, inicialmente de 36 kN (carga de trabalho da fundação) e a prova de carga atingindo 80 kN, com leituras de deslocamento correspondentes medidos a cada 10 minutos.

Após o último estágio de carga, os deslocamentos foram medidos em 30, 60, 90 e 120 minutos e, após a última leitura, o descarregamento foi feito em 4 estágios.

O mesmo procedimento foi adotado na realização da prova de carga nos tubulões, com incrementos de carga de 8 kN até 280 kN (carregamento de trabalho previsto em projeto de 80 kN).

As estacas foram armadas adotando aproximadamente 50% de aço a mais que a armaduras necessárias para o carregamento de projeto, uma vez que não seria possível mensurar a flexão até atingir o critério de paralisação do ensaio. Para os tubulões se adotou a mesma condição, embora eles supostamente trabalhariam como corpo rígido, devido a suas dimensões.

O critério para paralisação dos ensaios foi definido como o deslocamento mínimo necessário de 6 a 12 mm para se calcular o valor de nh . Para isso utilizou-se, a técnica de reação de um elemento contra o outro. Para se avaliar os dois elementos, porém, o mesmo executado em solo melhorado, requereu-se maior carregamento para se obter o registro da leitura nesse intervalo de deslocamento, ao passo que o elemento em solo natural foi mais solicitado. Com isso, seu deslocamento foi bem superior.

6 RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA

Apresentam-se, nesta Seção, os resultados das provas de carga:

- Estaca escavada, solo natural (D = 400 mm; L = 12 m)
- Estaca escavada, solo melhorado (D = 400 mm; L = 12 m)
- Tubulão em escavação mecanizada, solo natural (D = 1200 mm; L = 6 m)
- Tubulão em escavação mecanizada, solo melhorado (D = 1200 mm; L = 6 m)

6.1 Prova de carga na estaca em solo natural

Na Tabela 6-1 tem-se os resultados obtidos nas provas de carga, das estacas em solo natural, que são, respectivamente: 21 ciclos de carga; com incrementos de 4 kN; leituras dos relógios comparadores R1 e R2 em ($10^{-2}mm$); variações dos deslocamentos $\Delta R1$ e $\Delta R2$; média dos deslocamentos dos relógios R1 e R2.

Tabela 6-1 – Resultados da prova de carga na estaca em solo natural

ciclo	Carga (kN)	R1	R2	$\Delta R1$	$\Delta R2$	media mm
1	0	4931	4959	0	0	0
2	4	4675	4801	256	158	2,07
3	8	4551	4682	380	277	3,29
4	12	4525	4638	406	321	3,64
5	16	4439	4584	492	375	4,34
6	20	4368	4523	563	436	5,00
7	24	4296	4558	635	401	5,18
8	28	4217	4409	714	550	6,32
9	32	4115	4452	816	507	6,62
10	36	3975	4336	956	623	7,90
11	40	3842	4112	1089	847	9,68
12	44	3561	3962	1370	997	11,84
13	48	3166	3487	1765	1472	16,19
14	52	2700	3146	2231	1813	20,22
15	56	2191	2587	2740	2372	25,56
16	60	1669	2099	3262	2860	30,61
17	64	1250	1754	3681	3205	34,43
18	68	650	1542	4281	3417	38,49
19	72	320	1102	4611	3857	42,34
20	76	120	651	4811	4308	45,60
21	80	14	32	4917	4927	49,22

Apresenta-se, na Figura 6-1, a descrição gráfica do comportamento da estaca, decorrente da PC, através da curva carga *versus* deslocamento (média dos deslocamentos horizontais correspondentes de cada incremento progressivo de carga).

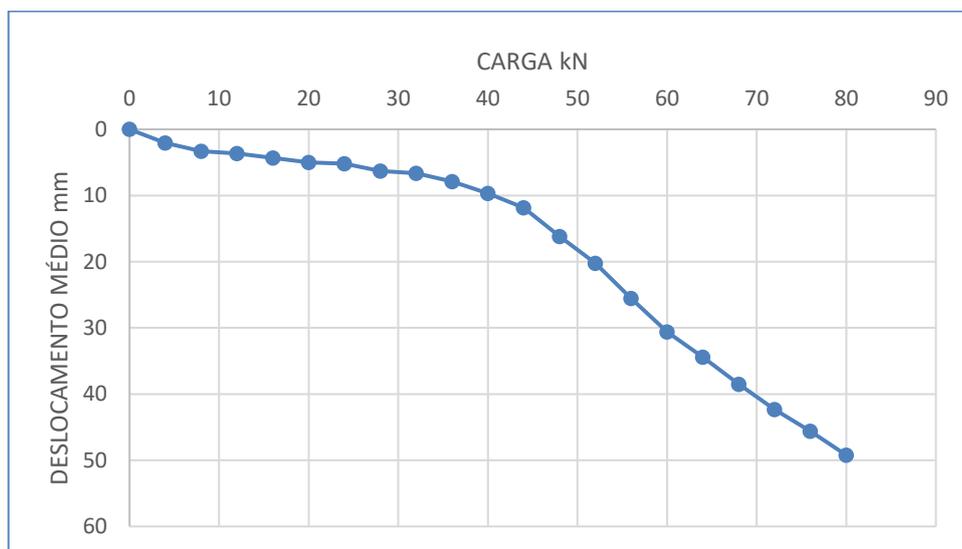


Figura 6-1 – Carga versus deslocamento da estaca em solo natural

Observa-se que o deslocamento registrado no último estágio de carga foi de 49 mm, com um carregamento de 80 kN. Tanto o deslocamento quanto a carga foram bem superiores ao necessário para o cálculo do nh , normalmente obtido pela média dos valores para deslocamentos entre 6 e 12 mm. A estaca em solo natural é o elemento mais fraco do sistema de reação de um elemento contra o outro (estaca com solo melhorado e estaca em solo natural). Logo, para conseguir o registro do nh , com os deslocamentos mínimos necessários na estaca em solo melhorado, seria necessária maior solicitação da estaca em solo natural, com o risco de ruptura estrutural da estaca, caso ultrapassasse o limite estabelecido para dimensionamento estrutural de aproximadamente 60 kNm. No entanto, isso não ocorreu e seus registros de deslocamentos ficaram bem superiores, como mencionado anteriormente.

O gráfico da Figura 6-1, demonstra, todavia, que, supostamente, a fase elástica pode ser observada na parte mais reta do gráfico, entre o deslocamento inicial até aproximadamente 30 kN de carga. Após esse ponto, o gráfico tem uma inflexão que supõe a fase plástica do solo, com mais deslocamento do sistema.

Apresenta-se, na Figura 6-2, a curva de rigidez da prova de carga na estaca com solo natural.

Através dos resultados da Tabela 6-1, obtidos da PC, segundo Cintra (1981), pode ser calculado o valor de nh para cada ciclo de carregamento, obtendo-se, respectivamente, seus valores para cada deslocamento (Tabela 6-2):

Tabela 6-2 – Resultados de cálculo, com os respectivos valores de nh , para estaca em solo natural

E GPa	I m ⁴	D m	nh MN/m ³	T	kN	R1	$\Delta R1$ mm	R2	$\Delta R2$ mm	media	acumulado	Y mm
			0,00		0	4931	0	4959	0	0,00	0,00	0,00
20,5	0,00126	0,4	1,52	7,01	4	4675	2,56	4801	1,58	2,07	2,07	2,07
20,5	0,00126	0,4	2,23	6,49	8	4551	1,24	4682	1,19	1,22	3,29	3,29
20,5	0,00126	0,4	3,71	5,87	12	4525	0,26	4638	0,44	0,35	3,64	3,64
20,5	0,00126	0,4	4,47	5,65	16	4439	0,86	4584	0,54	0,70	4,34	4,34
20,5	0,00126	0,4	5,12	5,50	20	4368	0,71	4523	0,61	0,66	5,00	5,00
20,5	0,00126	0,4	6,53	5,24	24	4296	0,72	4558	-0,35	0,19	5,18	5,18
20,5	0,00126	0,4	6,06	5,32	28	4217	0,79	4409	1,49	1,14	6,32	6,32
20,5	0,00126	0,4	7,01	5,16	32	4115	1,02	4452	-0,43	0,30	6,62	6,62
20,5	0,00126	0,4	6,35	5,27	36	3975	1,4	4336	1,16	1,28	7,90	7,90
20,5	0,00126	0,4	5,39	5,44	40	3842	1,33	4112	2,24	1,79	9,68	9,68
20,5	0,00126	0,4	4,52	5,64	44	3561	2,81	3962	1,5	2,16	11,84	11,84
20,5	0,00126	0,4	3,10	6,08	48	3166	3,95	3487	4,75	4,35	16,19	16,19
20,5	0,00126	0,4	2,45	6,38	52	2700	4,66	3146	3,41	4,04	20,22	20,22
20,5	0,00126	0,4	1,87	6,73	56	2191	5,09	2587	5,59	5,34	25,56	25,56
20,5	0,00126	0,4	1,56	6,98	60	1669	5,22	2099	4,88	5,05	30,61	30,61
20,5	0,00126	0,4	1,42	7,10	64	1250	4,19	1754	3,45	3,82	34,43	34,43
20,5	0,00126	0,4	1,31	7,23	68	650	6	1542	2,12	4,06	38,49	38,49
20,5	0,00126	0,4	1,23	7,32	72	320	3,3	1102	4,4	3,85	42,34	42,34
20,5	0,00126	0,4	1,19	7,37	76	120	2	651	4,51	3,26	45,60	45,60
20,5	0,00126	0,4	1,14	7,43	80	14	1,06	32	6,19	3,63	49,22	49,22

Os resultados podem ser observados, graficamente, na Figura 6-2:

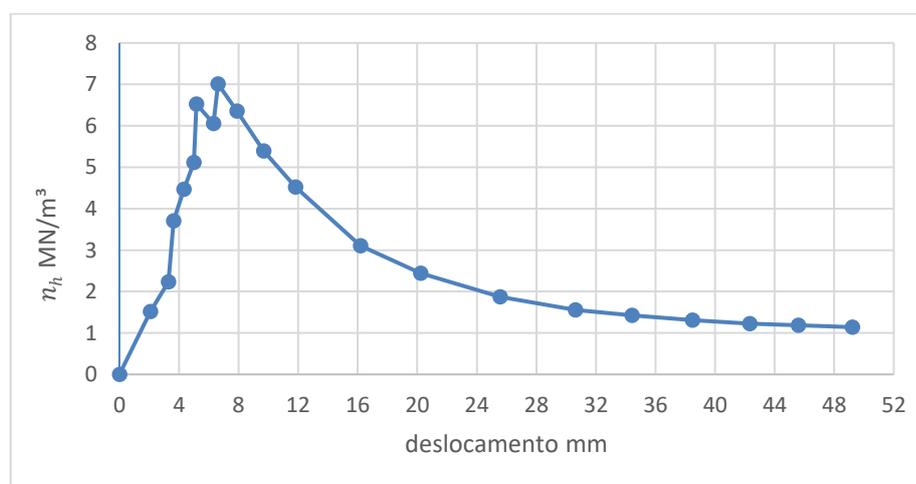


Figura 6-2 – nh versus deslocamento para solo natural

O gráfico da Figura 6-2 mostra, a partir de aproximadamente 6 mm de deslocamento, uma curva característica em provas de cargas para obtenção dos valores de nh . Como mencionado anteriormente, muitos autores adotam o intervalo, para determinar seu valor, entre aproximadamente 6 e 12 mm, que foi o considerado neste trabalho, correspondendo ao valor médio de 5,86 MN/m³. Esse valor pode ser comparado com os valores já determinados por alguns autores:

Tabela 6-3 – Valores do coeficiente de reação horizontal, de acordo com Terzaghi (1955)

Compacidade da areia	Areia seca ou úmida	Areia submersa
	MN / m ³	MN / m ³
Fofa	2,5	1,5
Medianamente compacta	7	4,5
Compacta	18	11

Tabela 6-4 – Valores do coeficiente de reação horizontal, para Décourt (1991)

Compacidade da areia	Areia seca ou úmida	Areia submersa
	MN / m ³	MN / m ³
Fofa	2,6	1,5
Medianamente compacta	8	5
Compacta	20	12,5

Tabela 6-5 – Valores do coeficiente de reação horizontal, segundo Davisson (1965)

Compacidade da areia ou consistência da argila	Valor de nh (MN/m ³)	
	Acima do nível d'água	Abaixo do nível d'água
Areia fofa	2,2 - 2,6	1,3 - 1,5
Areia medianamente compacta	6,6 - 8,0	4,4 - 5,0
Areia compacta	18,0 - 20,0	11,0 - 12,5
Silte muito fofo	-	0,1 - 0,3
Argila muito mole	-	0,55

O solo superficial do local das provas de carga tem valor médio de índice de resistência à penetração (N_{spt}) de 4, até 5 m de profundidade, constituindo-se de areia silto-argilosa. Classificando esse material como arenoso e fofo, devido ao valor baixo de N_{spt} , observa-se que o valor obtido de nh , de 5,86 MN/m³, por meio da prova de carga, é superior aos valores obtidos pelos autores Terzaghi (1955), Décourt (1991) e Davisson (1965), se próximo às faixas de valores de areia medianamente compacta.

6.2 Prova de carga na estaca em solo melhorado

Apresentam-se, na Tabela 6-6, os resultados registrados da PC, na estaca em solo melhorado.

Tabela 6-6 – Resultados da prova de carga na estaca em solo melhorado

ciclo	Carga (kN)	R3	R4	Δ R3	Δ R4	media mm
1	0	3190	3960	0	0	0,00
2	4	3137	3844	53	116	0,85
3	8	3019	3898	171	62	1,17
4	12	3008	3873	182	87	1,35
5	16	3089	3728	101	232	1,67
6	20	3070	3776	120	184	1,52
7	24	3051	3617	139	343	2,41
8	28	3000	3567	190	393	2,92
9	32	2910	3592	280	368	3,24
10	36	2986	3422	204	538	3,71
11	40	2935	3389	255	571	4,13
12	44	2925	3260	265	700	4,83
13	48	2861	3131	329	829	5,79
14	52	2794	3010	396	950	6,73
15	56	2610	2892	580	1068	8,24
16	60	2594	2620	596	1340	9,68
17	64	2500	2410	690	1550	11,20
18	68	2442	2210	748	1750	12,49
19	72	2311	2102	879	1858	13,69
20	76	2180	1994	1010	1966	14,88
21	80	2049	1886	1141	2074	16,08

O gráfico da Figura 6-3 demonstra o comportamento da estaca até o deslocamento de 16 mm, com a carga de 80 kN. Optou-se por deixar o gráfico na mesma escala do gráfico de solo natural para facilitar a comparação nas duas situações.

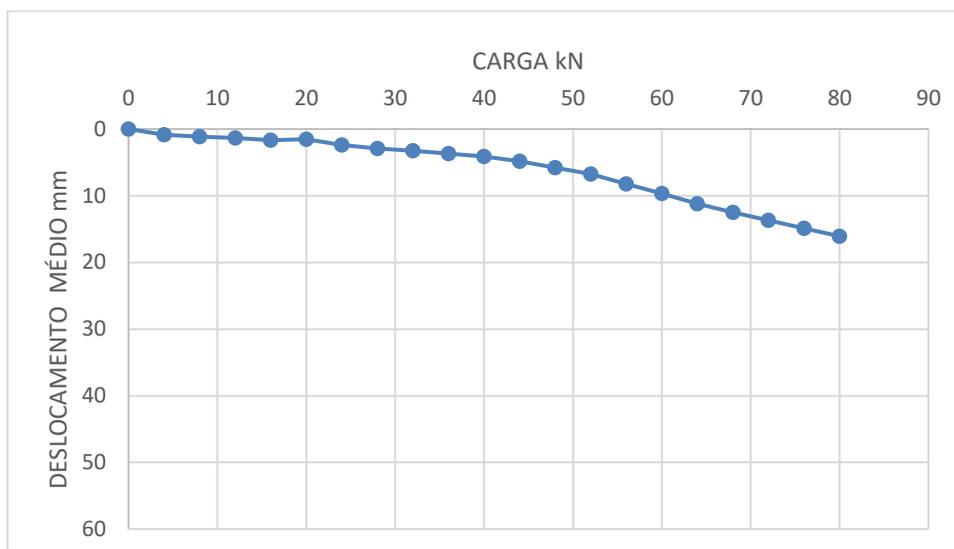


Figura 6-3 – Carga *vs* deslocamento da estaca em solo melhorado

Como na estaca em solo natural, através dos resultados da Tabela 6-6, pode-se calcular o valor do nh para cada deslocamento (Tabela 6-7):

Tabela 6-7 – Resultados de cálculo, com os respectivos valores de nh , para estaca em solo melhorado

E GPa	I m ⁴	D m	nh MN/m ³	T	kN	R1	$\Delta R1$ mm	R2	$\Delta R2$ mm	media	acumulado	Y mm
			0		0	3190	0	3960	0	0	0	0,0
20,5	0,00126	0,4	6,76	5,20	4	3137	0,53	3844	1,16	0,85	0,85	0,85
20,5	0,00126	0,4	12,57	4,60	8	3019	1,18	3898	-0,54	0,32	1,17	1,17
20,5	0,00126	0,4	19,45	4,21	12	3008	0,11	3873	0,25	0,18	1,35	1,35
20,5	0,00126	0,4	22,01	4,11	16	3089	-0,81	3728	1,45	0,32	1,67	1,67
20,5	0,00126	0,4	37,16	3,70	20	3070	0,19	3776	-0,48	-0,15	1,52	1,52
20,5	0,00126	0,4	23,36	4,06	24	3051	0,19	3617	1,59	0,89	2,41	2,41
20,5	0,00126	0,4	21,99	4,11	28	3000	0,51	3567	0,50	0,51	2,92	2,92
20,5	0,00126	0,4	23,04	4,07	32	2910	0,9	3592	-0,25	0,33	3,24	3,24
20,5	0,00126	0,4	22,37	4,10	36	2986	-0,76	3422	1,70	0,47	3,71	3,71
20,5	0,00126	0,4	22,30	4,10	40	2935	0,51	3389	0,33	0,42	4,13	4,13
20,5	0,00126	0,4	20,17	4,18	44	2925	0,1	3260	1,29	0,70	4,83	4,83
20,5	0,00126	0,4	17,21	4,32	48	2861	0,64	3131	1,29	0,97	5,79	5,79
20,5	0,00126	0,4	15,30	4,42	52	2794	0,67	3010	1,21	0,94	6,73	6,73
20,5	0,00126	0,4	12,36	4,61	56	2610	1,84	2892	1,18	1,51	8,24	8,24
20,5	0,00126	0,4	10,60	4,75	60	2594	0,16	2620	2,72	1,44	9,68	9,68
20,5	0,00126	0,4	9,26	4,89	64	2500	0,94	2410	2,10	1,52	11,20	11,20
20,5	0,00126	0,4	8,54	4,97	68	2442	0,58	2210	2,00	1,29	12,49	12,49
20,5	0,00126	0,4	8,06	5,02	72	2311	1,31	2102	1,08	1,20	13,69	13,69
20,5	0,00126	0,4	7,68	5,07	76	2180	1,31	1994	1,08	1,20	14,88	14,88
20,5	0,00126	0,4	7,35	5,12	80	2049	1,31	1886	1,08	1,20	16,08	16,08

O gráfico da Figura 6-4 demonstra os valores de nh , obtidos para cada deslocamento.

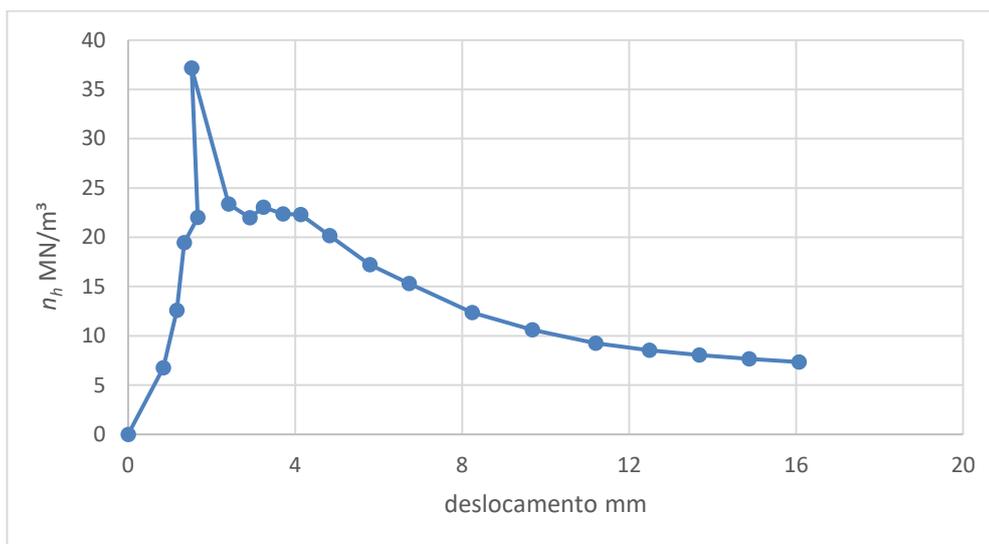


Figura 6-4 n_h versus deslocamento, para solo melhorado

O valor de n_h obtido da prova de carga em solo melhorado, considerando os mesmos intervalos de deslocamento das estacas em solo natural, foi de 12,21 MN/m³, ou seja 2,08 vezes maior que em solo natural, ficando na faixa de valores encontrados na literatura para areias compactas.

Para cálculo de n_h , foi adotado o valor do módulo de elasticidade da estaca (E)=20,5 GPa, obtido pela média dos valores encontrados na literatura nos trabalhos realizados pelos autores Velloso e Lopes (2010) e Albuquerque (2001), que estudaram o módulo em diferentes tipos de estacas, como escava, hélice contínua, Frank e pré-moldada, entre outras.

6.3 Comparação de resultados das provas de carga nas estacas

Comparando os gráficos das estacas em solo natural e em solo melhorado, pode-se verificar que o deslocamento final para o carregamento de 80 kN, na estaca em solo natural, é por volta de três vezes maior que na estaca em solo melhorado. Essa proporção não se mantém por todo o ciclo de carga, pois, enquanto a estaca em solo natural já havia sofrido deformações supostamente plásticas e caminhava mais rapidamente para a ruptura estrutural, à estaca em solo melhorado ainda se mantinha, aparentemente, a uma distância bem maior desse ponto, podendo ainda ser mais carregada.

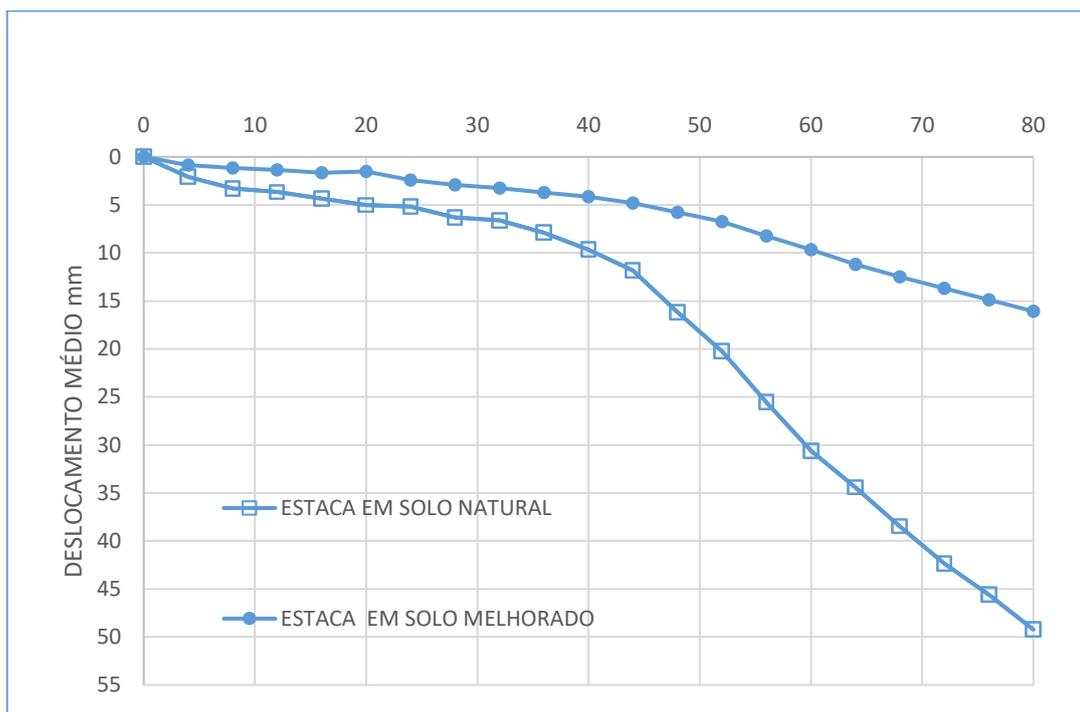


Figura 6-5 – Comparação dos gráficos da estaca em solo natural e em solo melhorado

Comparando o comportamento das estacas, em relação a suas respectivas variações de deslocamento em cada ciclo de carga, nota-se que até aproximadamente 30 kN essas variações se mantêm proporcionalmente constantes e, logo após esse ponto, começam a se acentuar significativamente. Logo, se comparado esse ponto de inflexão até aproximadamente 60 kN, tem-se um salto de aproximadamente 3 mm para aproximadamente 20 mm, ou seja, mais de 6 vezes maior em comparação ao mesmo ponto de inflexão. Em relação ao carregamento máximo, temos um salto de 3 para aproximadamente 33, ou seja, 11 vezes maior.

Por sua vez, a Figura 6-6 traz a comparação dos gráficos de nh vs deslocamento as duas estacas:

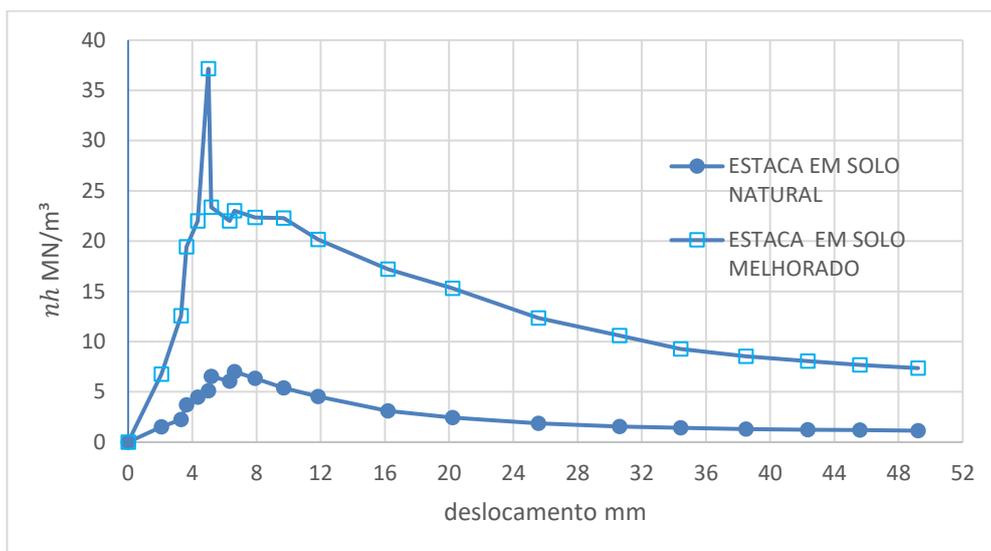


Figura 6-6 – Comparação dos gráficos nh vs deslocamento

6.4 Prova de carga no tubulão em solo natural

Apresentam-se, na Tabela 6-8, os resultados obtidos da PC no tubulão em solo natural, em que os resultados são, respectivamente, 36 ciclos de carga, incrementos de carga de 8 kN, leituras dos relógios R1 e R2, variações dos deslocamentos $\Delta R1$ e $\Delta R2$, e média dos deslocamentos.

Tabela 6-8 – Tabela da prova de carga no tubulão em solo natural

Ciclo	Carga (kN)	R1	R2	Δ R1	Δ R2	media mm
1	0	4357	3605	0	0	0,00
2	8	4357	3605	0	0	0,00
3	16	4357	3605	0	0	0,00
4	24	4357	3605	0	0	0,00
5	32	4357	3605	0	0	0,00
6	40	4343	3579	14	26	0,20
7	48	4330	3563	27	42	0,35
8	56	4316	3546	41	59	0,50
9	64	4301	3528	56	77	0,67
10	72	4288	3512	69	93	0,81
11	80	4265	3486	92	119	1,06
12	88	4245	3463	112	142	1,27
13	96	4220	3460	137	145	1,41
14	104	4195	3420	162	185	1,74
15	112	4170	3379	187	226	2,07
16	120	4145	3351	212	254	2,33
17	128	4081	3284	276	321	2,99
18	136	4017	3217	340	388	3,64
19	144	3953	3150	404	455	4,29
20	152	3890	3084	467	521	4,94
21	160	3783	2974	574	631	6,02
22	168	3676	2864	681	741	7,11
23	176	3569	2754	788	851	8,20
24	184	3461	2643	896	962	9,29
25	192	3353	2532	1004	1073	10,38
26	200	3240	2416	1117	1189	11,53
27	208	3127	2300	1230	1305	12,68
28	216	3013	2183	1344	1422	13,83
29	224	2898	2065	1459	1540	15,00
30	232	2773	1937	1584	1668	16,26
31	240	2646	1807	1711	1798	17,55
32	248	2499	1657	1858	1948	19,03
33	256	2308	1463	2049	2142	20,96
34	264	2060	1212	2297	2393	23,45
35	272	1715	864	2642	2741	26,92
36	280	1286	432	3071	3173	31,22

A Figura 6-7 apresenta o comportamento gráfica do tubulão, submetido a prova de carga, por meio da curva carga *versus* deslocamento (média dos deslocamentos horizontais provenientes de cada incremento progressivo de carga), até o deslocamento de 31 mm com carregamento de 280 kN.

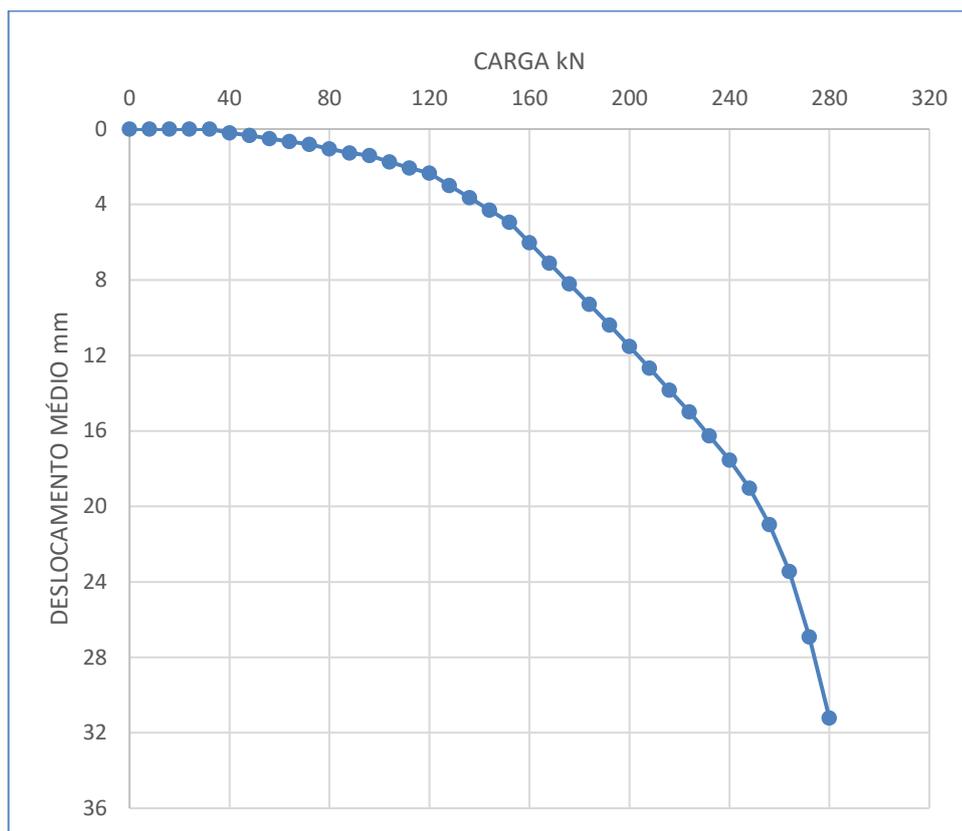


Figura 6-7 – Gráfico carga versus deslocamento do tubulão solo natural.

No gráfico de carga *vs* deslocamento, pode ser observado que o tubulão começa a se deslocar a partir de aproximadamente 40 kN de carga e, se avaliado o ponto de aproximadamente 140 kN (metade do carregamento máximo), o deslocamento é de 4 mm. Comparando esse ponto ao de carregamento máximo, tem-se um deslocamento aproximadamente 8 vezes maior, ou seja, de 4 para 31 mm, demonstrando caminhar para a ruptura.

É importante notar que não houve, no início dos carregamentos, um comportamento que pudesse indicar uma suposta fase elástica, porém, a partir de 120 kN, aparentemente o gráfico demonstra uma inflexão mais acentuada, talvez partindo para fase plástica do solo.

Também pode-se observar que a prova de carga foi levada até 31 mm de deslocamento a 280 kN de carga, superior ao necessário para a obtenção do parâmetro nh , mas não foi levado à ruptura, pois essa fundação seria ainda utilizada para o poste da linha de transmissão da subestação.

Assim como nas estacas, usou-se a reação de um elemento contra o outro para se obter os resultados. No tubulão em solo melhorado, houve um problema na

medição dos relógios e pode-se registrar apenas o deslocamento inicial de 0,2 mm com 60 kN de carga. Depois desse registro, não houve mais deslocamentos registrados, porque os relógios escorregaram e o problema só foi observado quando já haviam sido realizados mais 4 incrementos de carga. Dessa forma, descartou-se a PC no tubulão em solo melhorado.

Tabela 6-9 – Resultados de cálculo, com os respectivos valores de nh , do tubulão em solo natural

E GPa	l m4	D m	nh MN/m ³	T	kN	R1	$\Delta R1$ mm	R2	$\Delta R2$ mm	media	acumulado	Y mm
					0	4357	0,00	3605	0,00	0,00	0,00	0,00
20,5	0,10179	1,2	0,0	0,00	8	4357	0,00	3605	0,00	0,00	0,00	0,00
20,5	0,10179	1,2	0,0	0,00	16	4357	0,00	3605	0,00	0,00	0,00	0,00
20,5	0,10179	1,2	0,0	0,00	24	4357	0,00	3605	0,00	0,00	0,00	0,00
20,5	0,10179	1,2	0,0	0,00	32	4357	0,00	3605	0,00	0,00	0,00	0,00
20,5	0,10179	1,2	185,1	6,46	40	4343	0,14	3579	0,26	0,20	0,20	0,20
20,5	0,10179	1,2	101,1	7,29	48	4330	0,13	3563	0,16	0,15	0,35	0,35
20,5	0,10179	1,2	70,4	7,84	56	4316	0,14	3546	0,17	0,16	0,50	0,50
20,5	0,10179	1,2	54,7	8,25	64	4301	0,15	3528	0,18	0,17	0,67	0,67
20,5	0,10179	1,2	47,9	8,47	72	4288	0,13	3512	0,16	0,15	0,81	0,81
20,5	0,10179	1,2	36,8	8,93	80	4265	0,23	3486	0,26	0,25	1,06	1,06
20,5	0,10179	1,2	31,6	9,20	88	4245	0,20	3463	0,23	0,22	1,27	1,27
20,5	0,10179	1,2	35,9	8,97	96	4245	0,00	3460	0,03	0,02	1,29	1,29
20,5	0,10179	1,2	23,4	9,78	104	4195	0,50	3407	0,53	0,52	1,80	1,80
20,5	0,10179	1,2	21,0	9,98	112	4170	0,25	3379	0,28	0,27	2,07	2,07
20,5	0,10179	1,2	19,3	10,16	120	4145	0,25	3351	0,28	0,27	2,33	2,33
20,5	0,10179	1,2	14,2	10,81	128	4080	0,65	3284	0,67	0,66	2,99	2,99
20,5	0,10179	1,2	11,3	11,31	136	4016	0,64	3217	0,67	0,65	3,65	3,65
20,5	0,10179	1,2	9,4	11,72	144	3953	0,63	3150	0,66	0,65	4,29	4,29
20,5	0,10179	1,2	8,2	12,06	152	3890	0,63	3084	0,66	0,64	4,94	4,94
20,5	0,10179	1,2	6,4	12,66	160	3783	1,07	2974	1,10	1,09	6,02	6,02
20,5	0,10179	1,2	4,9	13,36	161	3676	1,07	2864	1,10	1,09	7,11	7,11
20,5	0,10179	1,2	3,9	13,98	162	3569	1,08	2754	1,11	1,09	8,20	8,20
20,5	0,10179	1,2	3,2	14,54	163	3461	1,08	2643	1,11	1,09	9,29	9,29
20,5	0,10179	1,2	2,7	15,06	164	3353	1,08	2532	1,11	1,09	10,38	10,38
20,5	0,10179	1,2	2,3	15,56	165	3240	1,13	2416	1,16	1,14	11,53	11,53
20,5	0,10179	1,2	2,0	16,03	166	3127	1,13	2300	1,16	1,15	12,68	12,68
20,5	0,10179	1,2	1,7	16,47	167	3013	1,14	2183	1,17	1,16	13,83	13,83
20,5	0,10179	1,2	1,5	16,89	168	2898	1,15	2065	1,18	1,16	15,00	15,00
20,5	0,10179	1,2	1,3	17,32	169	2773	1,25	1937	1,28	1,26	16,26	16,26
20,5	0,10179	1,2	1,2	17,73	170	2646	1,27	1807	1,30	1,29	17,55	17,55
20,5	0,10179	1,2	1,1	18,18	171	2499	1,46	1657	1,49	1,48	19,03	19,03
20,5	0,10179	1,2	0,9	18,74	172	2308	1,91	1463	1,94	1,93	20,96	20,96
20,5	0,10179	1,2	0,8	19,41	173	2060	2,48	1212	2,51	2,50	23,45	23,45
20,5	0,10179	1,2	0,6	20,29	174	1715	3,45	864	3,48	3,47	26,92	26,92
20,5	0,10179	1,2	0,5	21,28	175	1286	4,29	432	4,32	4,30	31,22	31,22

O gráfico da Figura 6-8 apresenta curva característica, com valores acentuados de nh para pequenos deslocamentos, caminhando para pequenos valores de nh , para mais deslocamentos. Assim como nas estacas, o valor médio adotado para o nh , foi entre os deslocamentos próximos de 6 e 12 mm, que corresponde ao valor de 3,62 MN/m³.

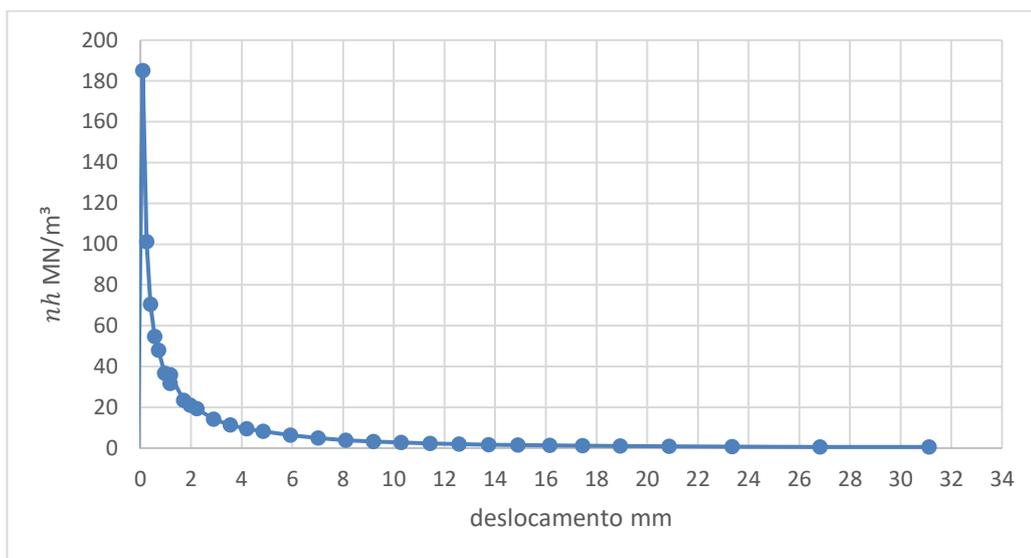


Figura 6-8 – Gráfico de nh versus deslocamento do tubulão em solo natural

Assim como já mencionado anteriormente, os valores dos coeficientes de reação horizontal variam mesmo para solos com características similares, conforme demonstrado em publicações de autores consagrados pela engenharia geotécnica, como os apresentados por Terzaghi (1955), Décourt (1991) e Davisson (1965). Contudo, os resultados obtidos na prova de carga, executada no tubulão curto para este estudo, apresentam valor $nh = 3,62 \text{ MN/m}^3$.

Tal valor, se comparado aos resultados obtidos pelos autores, se encontra na faixa de valores para areia fofa e mediantemente compacta. Dessa forma, tal resultado, para esse caso, corrobora com a faixa de valores publicada pelos autores.

7 PREVISÃO DE RESULTADOS PARA ESTACAS

Nesta Seção apresenta-se e comente-se, respectivamente, os resultados obtidos do método teórico Miche (1930) e dos *softwares* utilizados para modelagem Ftool, LISA e GEO5 Estacas.

7.1 Métodos Miche (1930)

Comparando os resultados da prova de carga com os encontrados no desenvolvimento do método Miche (1930) tem-se:

Tabela 7-1 – Resultados aplicando o método de Miche (1930) (estaca em solo natural)

L m	E GPa	I m ⁴	D m	Z m	nh kN/m ³	T	kN	yo mm	Mmax kN.m
12	20,5	0,001257	0,4	1,77	5860	1,34	36	8,27	38,24

Aplicando-se o método utilizando o valor de nh obtido da PC no solo da região de Nova Mutum, pode ser observado que o valor do deslocamento calculado de $y_o = 8,27$ mm e o valor determinado na prova de carga, para os mesmos carregamentos de 36 kN, foi de 7,89 mm.

Tabela 7-2 – Resultados aplicando o método de Miche (1930) (estaca em solo melhorado)

L m	E GPa	I m ⁴	D m	Z m	nh kN/m ³	T	kN	yo mm	Mmax kN.m
12	20,5	0,001257	0,4	1,53	12210	1,16	36	5,33	33,02

Para o caso de nh obtido para solo melhorado, obteve-se um deslocamento calculado de $y_o = 5,32$ mm; já o valor da prova de carga, para os mesmos 36 kN, foi de 3,71 mm.

7.2 Programa Ftool

No programa Ftool, por ter uma plataforma plana, a modelagem é feita em duas dimensões, apresentando diretamente, no modelo discretizado, suas resultantes gráficas. Para isso, o programa utilizará, em seu dimensionamento, as propriedades físicas dos materiais. Dessa forma, pode ser utilizado em diferentes abordagens em simulações estruturais.

Embora seja um programa conhecido na aplicação em dimensionamento de superestruturas, neste trabalho busca-se uma abordagem pelo prisma da simulação do modelo de Winkler, simulando o solo por meio de molas equidistantes, locadas longitudinalmente no desenho unifilar que representa a estaca com suas propriedades físicas.

Seguindo o modelo de Winkler, expandido para estacas, seu deslocamento é condicionado à capacidade de resistência das tensões nominais, suportadas pelo solo atuante na área projetada da face da estrutura e pelas tensões cisalhantes atuantes em suas laterais, conforme Equação 7.1

$$p = k_h y \quad (7.1)$$

Onde:

p = tensão normal resultante da reação do solo;

y = deslocamento;

Assumindo-se que a resultante das reações do solo, são atuantes na parte frontal da estaca e equivalentes à tensão nominal nessa área e o coeficiente de reação horizontal k_h seja proporcional à profundidade, tem-se:

$$k_z = \frac{\sigma_z}{y} \quad (7.2)$$

Pelo fato de a estaca ser rígida em relação ao solo, a distribuição da pressão em sua face não é constante em sua extensão, logo, autores propõem o conceito de módulo de reação horizontal do solo K , definido como a reação do solo na estaca (unidade de força por comprimento):

$$K = \frac{p}{y} \quad (7.3)$$

Segundo Alonso (1986), para solos arenosos e para argilas normalmente adensadas o valor de K, de forma simplista, teria suas características de deformação proporcionais à profundidade. Dessa forma, pode-se equacionar:

$$K = n_h \cdot z \quad (7.4)$$

Onde:

z = profundidade.

Embora seja uma análise simplista do problema da interação solo estrutura, neste trabalho busca-se verificar os modelos em diferentes formas de cálculo, utilizando algumas ferramentas disponíveis do mercado e por meio de métodos clássicos.

A análise utilizando o *software* Ftool é uma abordagem recente e deve ser utilizada ou estudada com parcimônia, uma vez que surgiu do conceito em que o solo, pela hipótese de Winkler, pode ser simulado com molas; como a estaca é um elemento estrutural, “em teoria” o programa pode trabalhar com esses dois elementos simultaneamente.

Por ser uma abordagem recente, ainda há poucos trabalhos publicados para carregamento horizontal em estaca utilizando esse modelo, porém, autores como Silva, Faro e Souza (2020), tomando esse conceito como base, caracterizam a interação solo estrutura dessa forma, fazendo um arranjo simplificado do problema, com o auxílio do *software*, simulando a estaca por meio de um elemento de barra solicitada lateralmente, com restrições de deslocamento da base e discretizando o solo por segmentos de molas equidistantes.

Neste trabalho, a mesma abordagem foi estudada, adotando espaçamentos de molas a cada 40 cm (Figura 7-1b).

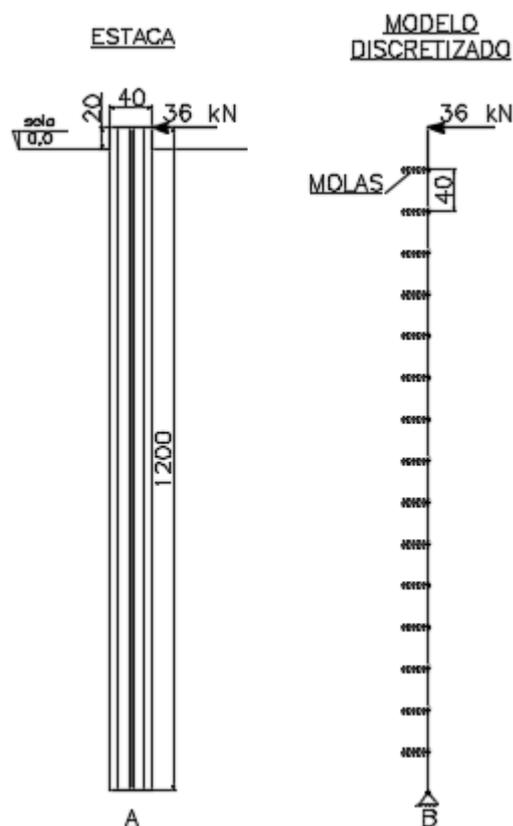


Figura 7-1 – Representação do solo modelado no Ftool, (a) desenho da estaca estudada, (b) discretização do modelo em Ftool

Esse conceito, na prática, transforma o coeficiente de reação horizontal na profundidade, que tem a sua unidade em $\frac{kN}{m^3}$, em coeficiente de mole, com unidade em $\frac{kN}{m}$.

Para se obter essa representação, multiplica-se o coeficiente de reação horizontal pela área do segmento discretizado da estaca, ou seja:

$$\frac{kN}{m^3} * m^2 = \frac{kN}{m} \quad (7.5)$$

Baseado no conceito apresentado, a Figura 7-2 apresenta diretamente o modelo de análise no Ftool, respectivamente, os resultados obtidos para cada “mola”, para estacas em solo natural e em solo melhorado.

Aplicando-se os coeficientes na modelagem das estacas, discretizada no Ftool, Figura 7-2, tem-se:

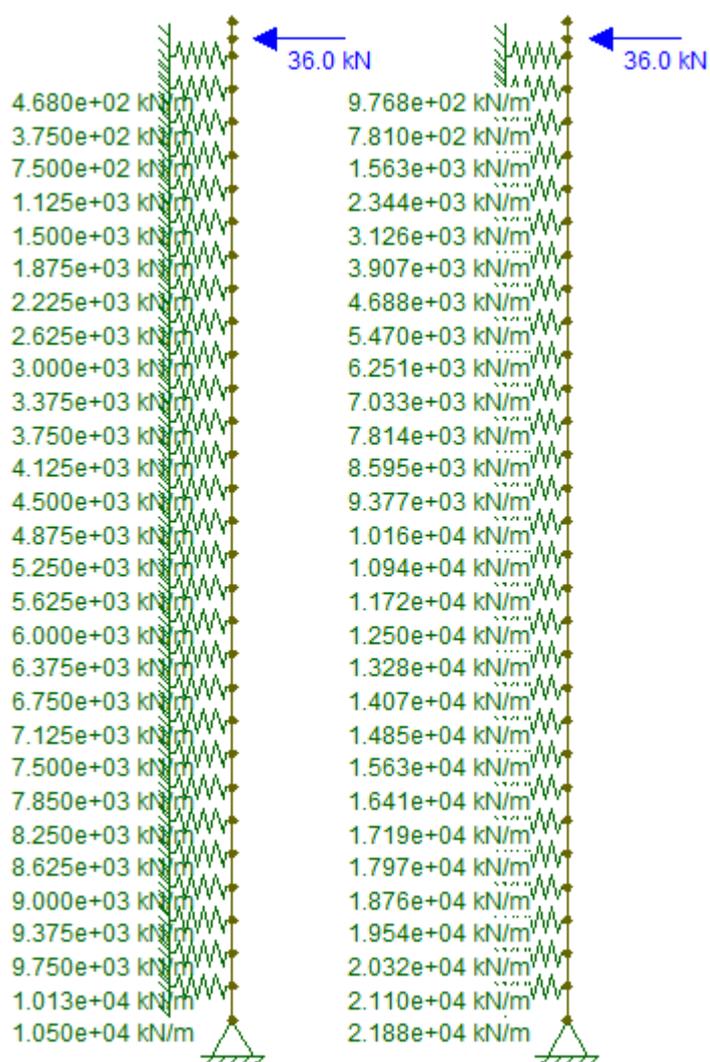


Figura 7-2 – Modelagem, no Ftool, das estacas de 40 cm, com 12 m de profundidade, em solo natural e em solo melhorado, respectivamente

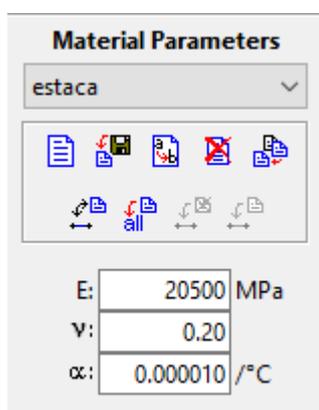


Figura 7-3 – Propriedades das estacas utilizadas no Ftool

Para o modelo da estaca no Ftool, adotou-se a condição de contorno, com rotulado em uma direção, buscando a mínima restrição na estrutura, uma vez que nos deslocamentos horizontais em estacas longas, carregados lateralmente, supostamente a ponta não é solicitada, e sim os primeiros metros.

7.2.1 Diagrama das resultantes

A seguir, tem-se os diagramas de resultantes das modelagens feitas no Ftool.

7.2.1.1 Momento fletor

Nos gráficos a seguir (Figura 7-4), apresentam-se os resultados dos momentos fletores máximos, para o carregamento de trabalho de 36 kN, para solo natura e solo melhorado, respectivamente.

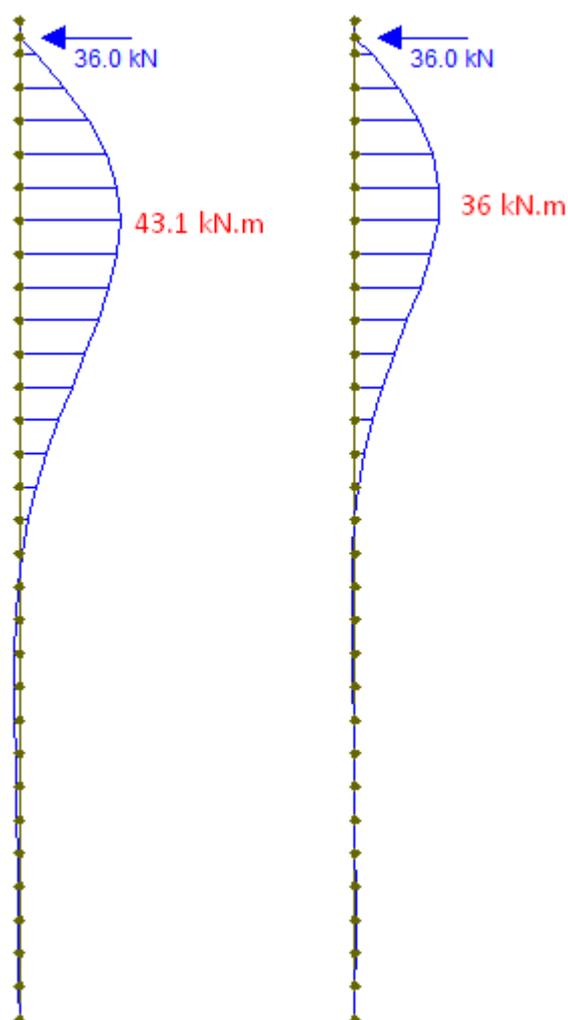


Figura 7-4 – Diagramas das resultantes dos momentos fletores nas estacas, em solo natural e em solo melhorado

Nos resultados apresentados, pode-se constatar uma diferença de 13.1 kNm entre as duas estacas, ou seja, como esperado, o solo melhorado representado no modelo absorveu 16,5% a mais de carga, aliviando, dessa forma, a estaca.

7.2.2 Deslocamento máximo

A Figura 7-5 traz os resultados dos deslocamentos máximos de 13,2 mm, na estaca em solo natural, e 8,1 mm, para estaca em solo melhorado.

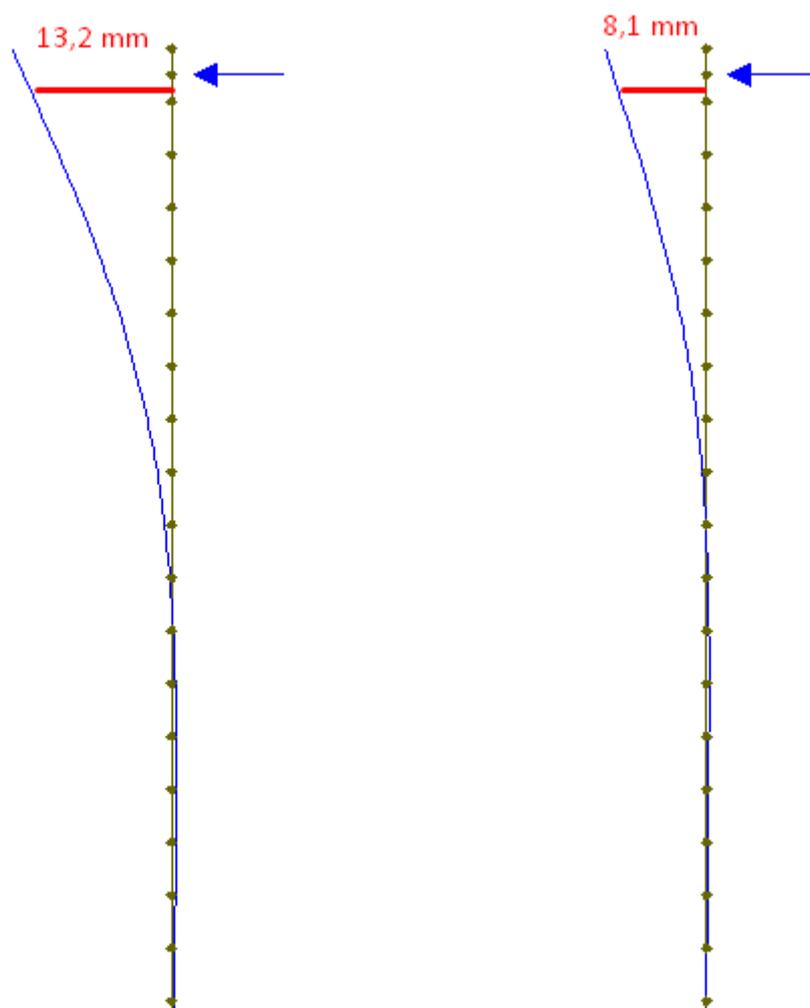


Figura 7-5 – Resultados dos deslocamentos nas estacas em solo natural e melhorado, respectivamente

Ao se comparar as provas de carga para o carregamento de 36 kN, nos dois casos, com os modelos computacionais, nota-se uma diferença de 7,9 mm da PC para 13,2 mm do modelo da estaca em solo natural e de 3,7 mm da PC para 8,1 mm do modelo em solo melhorado.

A Figura 7-6, por sua vez, mostra o ponto em que o carregamento lateral deixa de atuar no solo e no deslocamento horizontal da estaca.

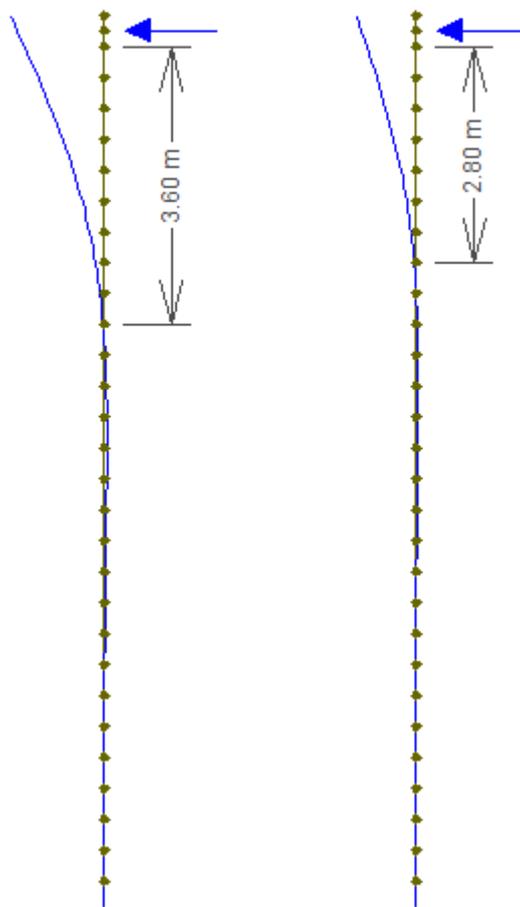


Figura 7-6 – Profundidade em que o carregamento atua na estaca em seu deslocamento

Na literatura, encontram-se diferentes proporções relacionando o diâmetro da estaca (D), com a profundidade em que as tensões no solo, decorrentes do carregamento, deixam de atuar. Em muitos casos, porém, autores relatam que essa proporção está entre 5 e 8 vezes o seu diâmetro. Apesar de ser uma abordagem teórica simplista, pois depende de características como solo em que ela está inserida, carregamento, tipo de estaca, material estrutural, dentre outros, nos modelos apresentados no Ftool, os deslocamentos aproximam-se desses valores. Como apresentado na Figura 7-6, para solo natural seu deslocamento é nove vezes o diâmetro da estaca e, para solo melhorado, sete vezes seu diâmetro.

7.3 Programa LISA 8.0.0

7.3.1 Modelo

No programa LISA 8.0.0, programa de análise tridimensional cujo processamento gráfico apresenta resultados integrados através de tabelas de cores, que são referenciadas e compatíveis com o processamento do modelo, como pode ser observado no exemplo da Figura 7-7.

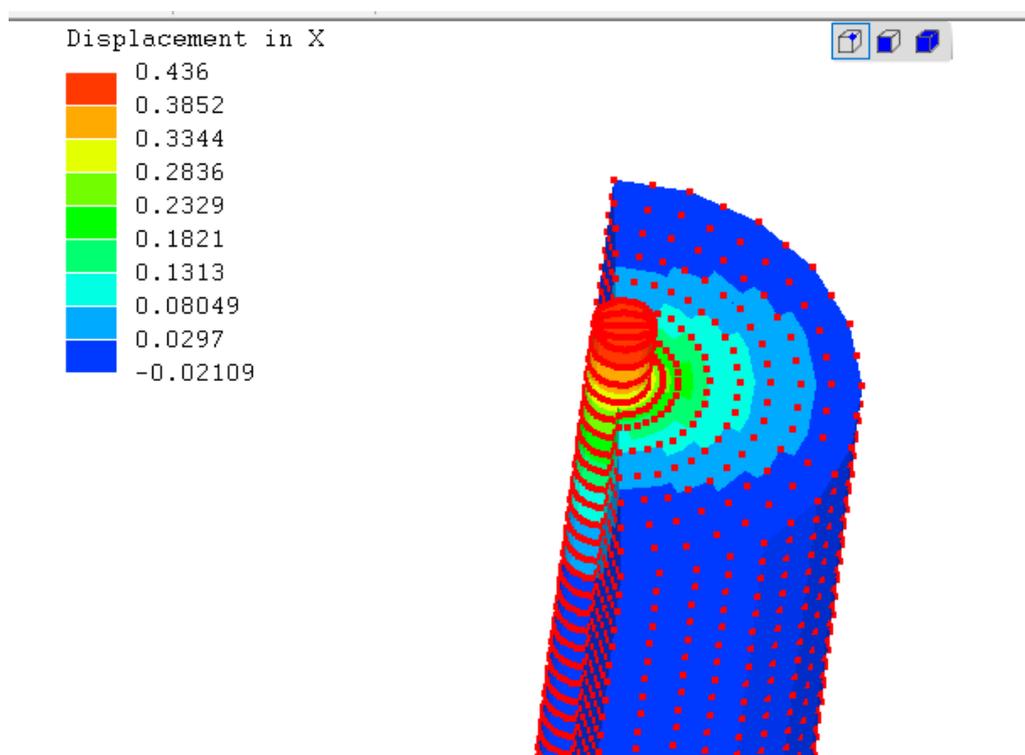


Figura 7-7 – Exemplo de resultantes com relação de cores

O programa limita-se a análises lineares, ou seja, não leva em consideração a não linearidade relativa dos materiais. Embora importante em muitos modelos estruturais, segundo Sousa (2014), para casos em que as deformações são pequenas a análise linear se mostra satisfatória.

Na análise feita com o programa, pode-se avaliar o comportamento da estaca, pelo prisma da comparação¹ do modelo dimensionado em elementos finitos com análise tridimensional em análise estática linear, com outras ferramentas bidimensionais e métodos analíticos.

Para tal, as modelagens nesse tipo de plataforma lançam mão de análises por meio das propriedades físicas dos materiais empregados no seu modelo, como módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, bem como os elementos de contorno estabelecidos no modelo.

Para o modelo discretizado neste trabalho, foram utilizados dois elementos, pelos quais foram atribuídos materiais distintos, solo e estaca, cada um com suas propriedades físicas, como pode ser observado na Figura 7-8.

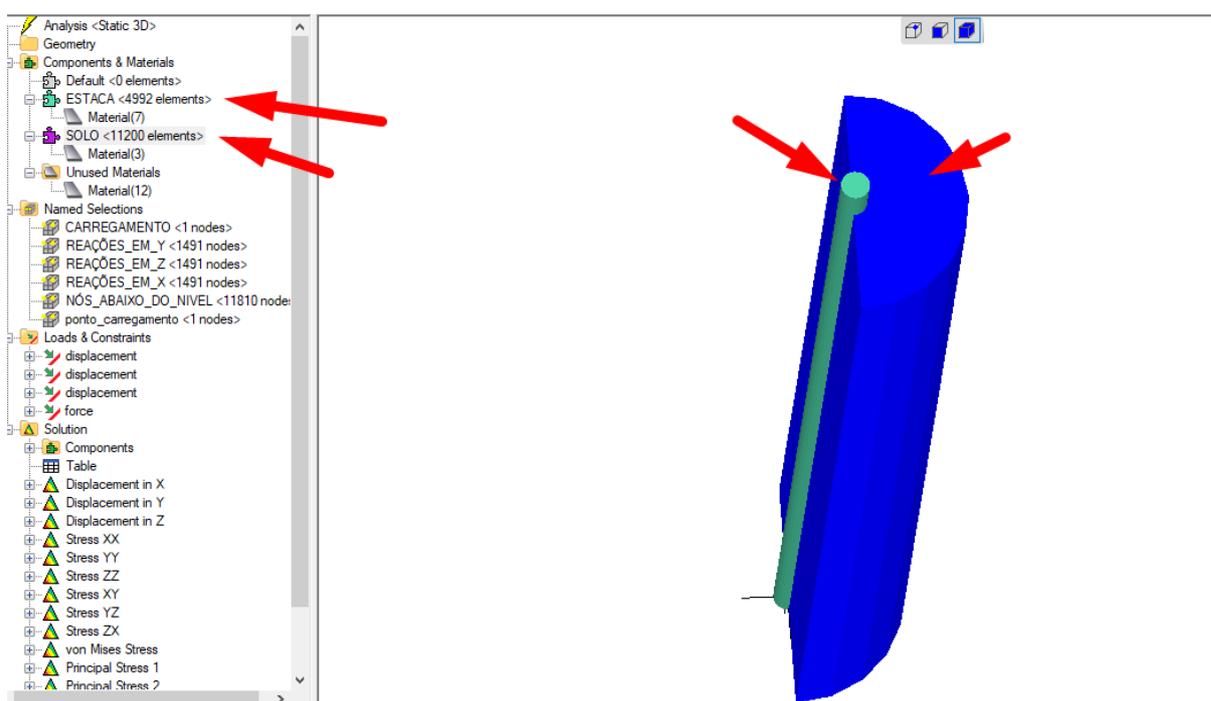


Figura 7-8 – Definição de materiais do modelo no LISA 8.0.0

Para isso, com o intuito de eliminar possíveis fissuras entre os materiais, buscando no modelo a interação solo estaca, modelou-se em um único elemento a estaca e o solo. Dessa forma, os nós dos elementos da malha se mantiveram unidos. Posteriormente, atribuiu-se a cada elemento suas propriedades físicas específicas, evitando que a superfície de contato entre os elementos da malha não fosse desassociada, conforme Figura 7-9.

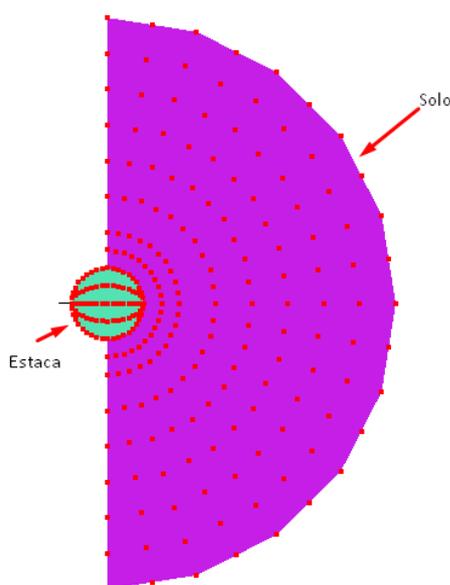


Figura 7-9 – Modelagem da estaca e do solo

Nesse tipo de análise, deve-se fazer um “refinamento” da malha, a ponto que os deslocamentos no processamento não tenham mais diferenças significativas entre o último processamento e o anterior. No modelo em análise, isso se deu com 18.643 nós na malha, utilizando materiais isotrópicos, com elementos hex8.

Testou-se, para os elementos de contorno e para o modelo todo, algumas hipóteses de análise, com o intuito de validar o modelo, como restrições na ponta da estaca, com estaca e solo sem associação nas faces, restrições à meia altura da estaca, restrição no solo e na ponta da estaca nos três eixos, restrições do solo nos três eixos e ponta no eixo z, solo nos dois lados da estaca, solo até metade da estaca e variações da quantidade de solo.

O modelo com comportamento mais semelhante, ou sem problema de grandes distorções de resultados, ou sem problemas de *open cracks*, foi, contudo, o apresentado, com seus elementos de contorno simulando a interação solo estaca, através das restrições equidistantes feitas nos nós do solo, nos três eixos, com os elementos distintos separados pelas propriedades específicas, garantindo que todo o carregamento seja absorvido pelo solo, conforme Figura 7-10.

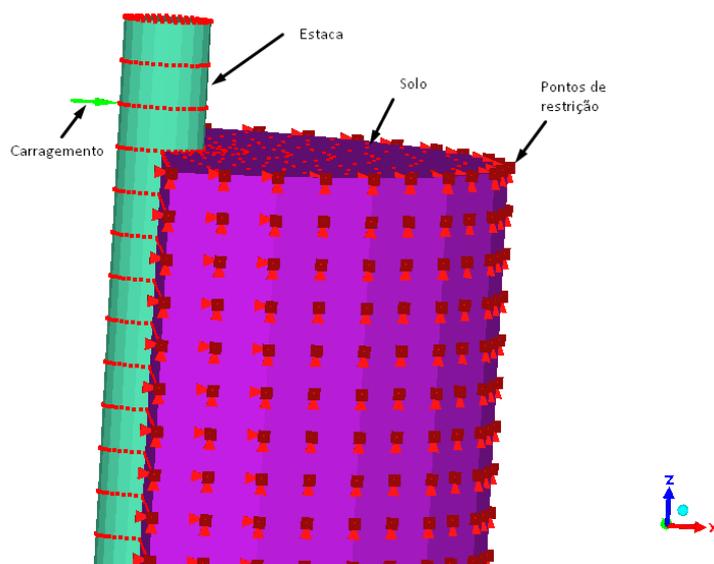


Figura 7-10 – Modelo com carregamento e restrições

7.3.2 Propriedades físicas da estaca

7.3.2.1 Módulo de elasticidade da estaca

O módulo de elasticidade utilizado, como mencionado anteriormente, foi adotado pela média dos valores encontrados na literatura, para estaca escavada entre 21 GPa, segundo Albuquerque (2001), e 20 GPa, de acordo com Velloso e Lopes (2010).

7.3.2.2 Coeficiente de Poisson

O coeficiente de Poisson da estaca seguiu a norma ABNT NBR 6.118/2014 – Projetos de estruturas de concreto, segundo a qual, para tensões de compressões menores que $0,5 \cdot f_c$, pode-se adotar o valor de $\nu = 0,2$. (f_c =resistência à compressão do concreto).

7.3.3 Propriedades físicas do solo

7.3.3.1 Módulo de elasticidade do solo

O módulo de elasticidade do solo foi calculado pelas formulações correlacionadas ao primeiro metro de sondagem, $N_{spt} = 6$, de acordo com as propostas de Stroud (1989), Ruver e Consolini (2006), Quaresma *et al.* (2016) e Webb (1969) (Tabela 7-3).

Tabela 7-3 – Módulo de elasticidade calculado para $N_{spt} = 6$, para areias

Módulos de elasticidade do solo (E_u) MPa	
Stroud (1989)	7,2
Ruver e Consolini (2006)	13,6
Quaresma <i>et al.</i> (2016)	21,0
Webb (1969)	11,1

Cada módulo foi utilizado como parâmetro de entrada de dados no programa, com o objetivo de confrontar a resultante de deslocamento do modelo, com os resultados da PC.

7.3.3.2 Coeficiente de Poisson

É possível encontrar valores típicos do coeficiente de Poisson na literatura geotécnica, como pode ser observado na Tabela 7-4, de Albuquerque e Garcia (2020).

Tabela 7-4 – Valores típicos do Coeficiente de Poisson

Tipos de solos	Coeficiente de Poisson
Areia pouco compacta	0,3-0,4
Areia compacta	0,1-0,3
Areia fofa	0,3-0,5

Neste trabalho, adotou-se o valor de $\nu = 0,3$.

7.3.4 Resultados

A Tabela 7-5 mostra os resultados dos deslocamentos obtidos para o carregamento de 36 kN do programa LISA, para cada módulo de elasticidade calculado.

Tabela 7-5 – Resultados dos deslocamentos obtidos no LISA 8.0.0, para cada módulo de elasticidade

método	E_u (MPa)	desl. (mm)
Stroud (1989)	7,2	55
Ruver e Consolini (2006)	13,6	32
Quaresma <i>et al.</i> (2016)	21,0	24
Webb (1969)	11,1	39

Pode-se notar que o deslocamento resultante mais próximo da PC, para o modelo utilizado neste trabalho, foi obtido aplicando-se o módulo de elasticidade proposto pela formulação de Quaresma *et al.* (2016).

Na PC para o carregamento de 36 kN, obteve-se o deslocamento de 7,9 mm para o solo natural, ou seja, se comparado com o deslocamento de 24 mm resultante do modelo, houve um desvio de 16,1 mm, equivalente a três vezes o deslocamento da PC, ou seja, de 7,9 da PC para 24,0 mm do programa.

O ponto escolhido para a análise é supostamente onde houve maior deslocamento do solo, ou seja, o ponto oposto ao carregamento encostado na estaca, conforme Figura 7-11:

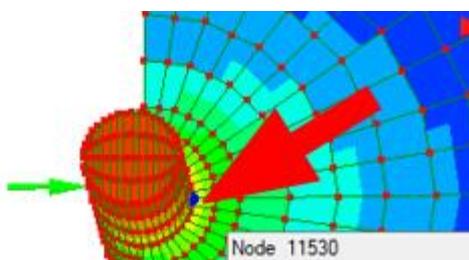


Figura 7-11 – Ponto observado no programa LISA 8.0.0, para verificação dos deslocamentos.

A Figura 7-12 mostra a resultante de 24 mm, obtida do deslocamento horizontal no programa LISA, utilizando-se os parâmetros de entrada de dados para

o solo com o valor do módulo de elasticidade $E_u = 2,1 \frac{kN}{cm^2}$, da fórmula de Quaresma *et al.* (2016) para $N_{spt} = 6$.

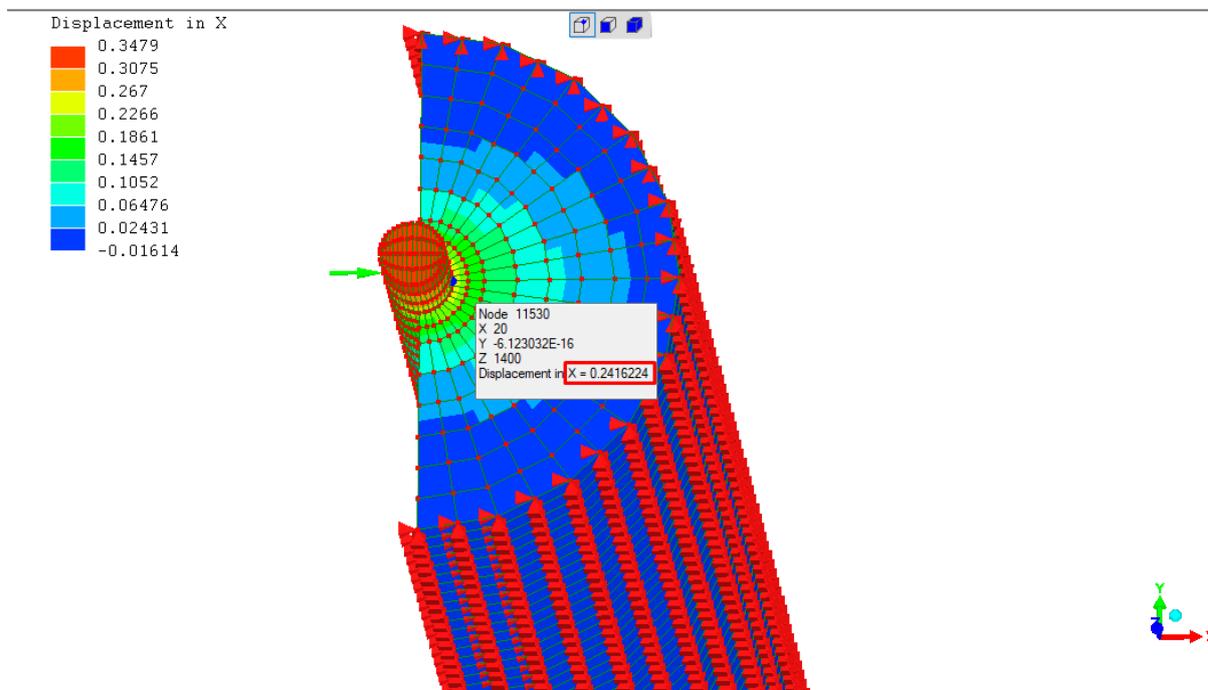


Figura 7-12 – Resultado obtido no programa LISA 8.0.0, para o carregamento de 36 kN e módulo de elasticidade $E_u = 2.1 \frac{kN}{cm^2}$.

Na Figura 7-13 apresenta-se o ponto em que o carregamento lateral deixa de atuar no solo e no deslocamento horizontal da estaca na direção de X e passa a ser negativo. Esse ponto é onde o momento fletor é nulo e a cortante é máxima, a uma profundidade de 2,4 m de profundidade, ou seja, seis vezes o diâmetro da estaca.

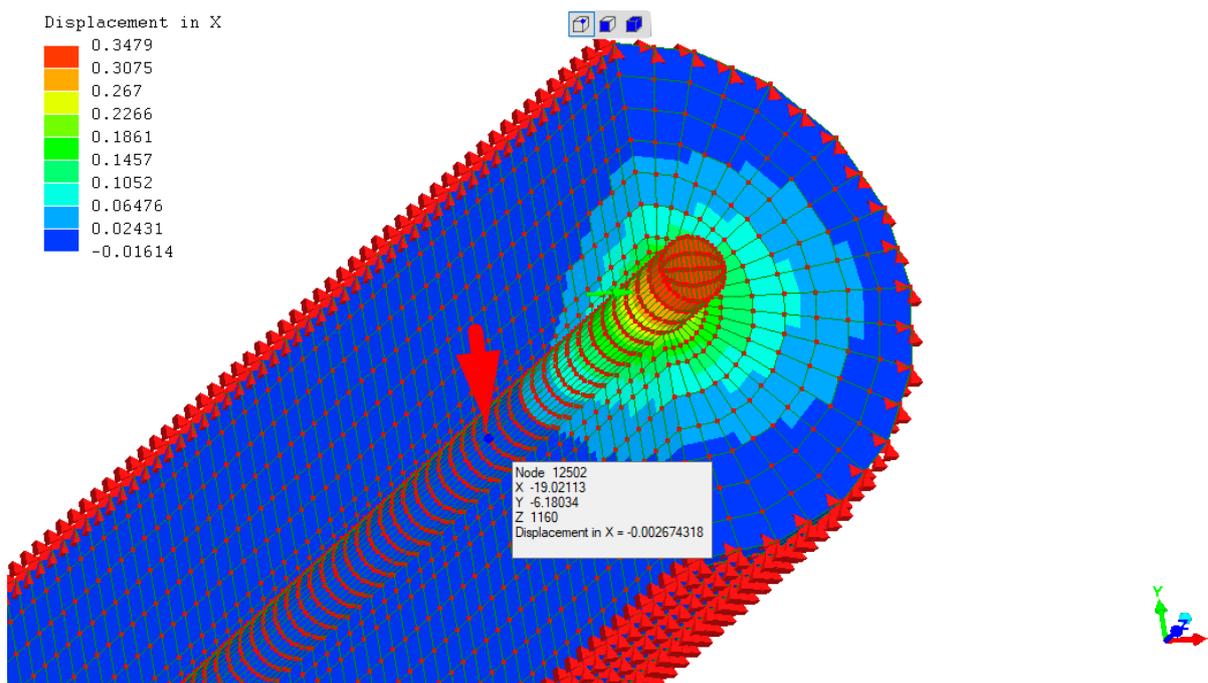


Figura 7-13 – Profundidade onde o carregamento deixa de atuar no deslocamento da estaca

Como não existe, na literatura, alguma relação do módulo de elasticidade do solo para solos melhorados, devido à ampla complexibilidade que envolve o tema, não será possível a análise utilizando o programa para essa condição, uma vez que não se têm as informações de entrada de dados para análise.

7.4 Programa GEO5 Estacas

O programa GEO5 módulo estaca trabalha com soluções analíticas em uma plataforma bidimensional para lançamento de dados, na qual podem-se seguir determinados passos para esse lançamento, de forma intuitiva e de fácil acesso.

No projeto definem-se configurações de soluções analíticas, perfil do solo, módulo de reação horizontal, tipo de solo e suas camadas, carregamentos, geometria da estaca e seus materiais, nível freático e situação de projeto. Após o carregamento das informações, é gerado um modelo em sua plataforma plana, resultante das atribuições de dados (Figura 7-14).

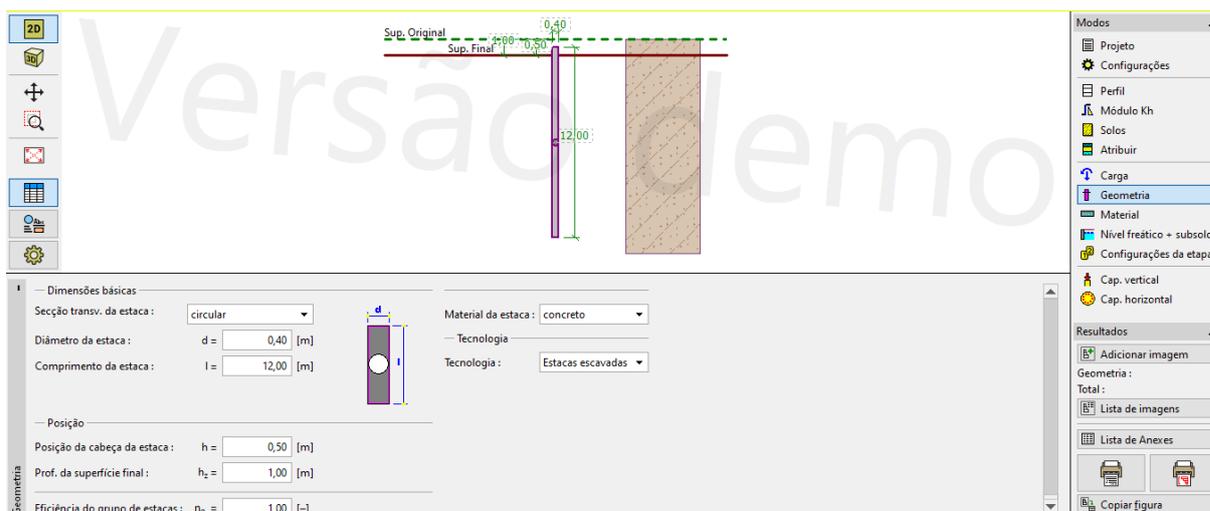


Figura 7-14 – Representação de estaca de 40 cm e 12 m de comprimento no programa GEO5 Estacas

Pelo programa, a análise de carregamento horizontal pode ser feita por duas metodologias: a da curva p-y e a de Broms (1964).

7.4.1 Resultados pelo método da curva p-y, em solo natural

Considerando o coeficiente de reação horizontal resultante da prova de carga e utilizando o método da curva p-y, para o carregamento horizontal de 36 kN, obteve-se, pelo programa, um deslocamento de 10,8 mm e um momento fletor na estaca de 32,85 kNm, como pode ser observado na Figura 7-15.

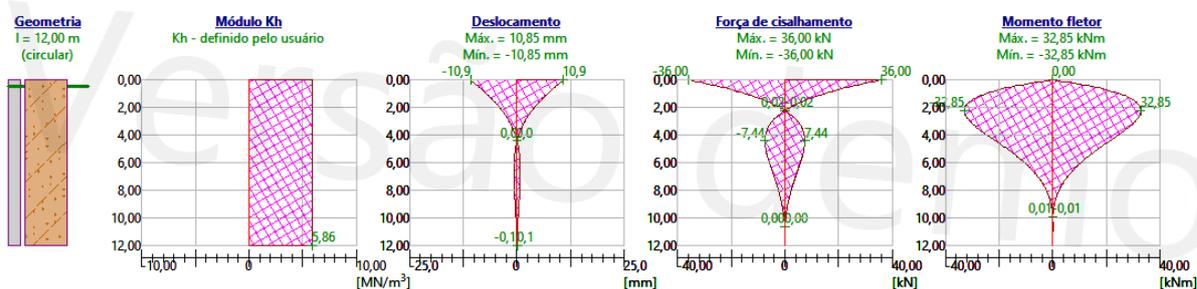


Figura 7-15 – Diagramas de resultantes no programa GEO5 Estacas, para o carregamento de 36 kN e coeficiente de reação horizontal de 5,86 MN/m³

Comparando os resultados encontrados no GEO5 Estacas com a prova de carga, pode-se observar, para o mesmo carregamento, uma diferença de

deslocamento de 7,9 mm da PC para 10,8 mm da análise, ou seja, houve um desvio de 2,9 mm.

Pode-se, todavia constatar pelo gráfico de deslocamento, que o ponto em que o carregamento lateral, praticamente deixa de atuar no solo e no deslocamento horizontal na direção x e passa a ser negativo, está a uma profundidade de 4,0 m de profundidade, ou seja, 10 vezes o diâmetro da estaca.

O ponto em que o momento fletor é máximo e a cortante nula está a aproximadamente 2 m de profundidade, com valor de 32,8 kNm, comparando com a análise feita com Ftool, houve uma diferença de 10,3 kNm, a menos.

7.4.2 Resultados pelo método da curva p-y, em solo melhorado

Utilizando-se as mesmas considerações da aplicação do método para solo natural, obteve-se um deslocamento de 6,3 mm e um momento fletor de 27,35 kNm, como pode ser observado na Figura 7-16.

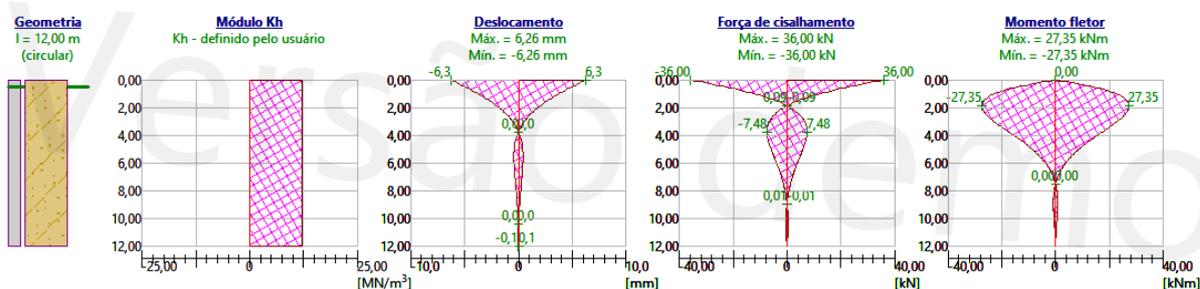


Figura 7-16 – Diagramas de resultantes no programa GEO5 Estacas, para o carregamento de 36 kN e coeficiente de reação horizontal de 12,21 MN/m³

Comparando os resultados com a prova de carga, pode-se observar uma diferença de deslocamento de 3,7 mm da PC, para 6,2 mm da análise, ou seja, houve um desvio de 2,5 mm.

Pode-se constatar, pelo gráfico de deslocamento, que o ponto em que o carregamento lateral deixa de atuar no solo e no deslocamento horizontal está a uma profundidade de 3,8 m, ou seja, aproximadamente 10 vezes o diâmetro da estaca. Por sua vez, o ponto em que o momento fletor é máximo está a aproximadamente 2 m de profundidade, com valor de 27,35 kNm. Desse modo, comparando com a análise feita com Ftool, houve uma diferença de 8,65 kNm a menos.

7.4.3 Resultados pelo método Broms (1964), em solo natural

Considerando o coeficiente de reação horizontal resultante da prova de carga aplicado no método de Broms (1964), obteve-se um deslocamento de 13,5 mm, como pode ser observado na Figura 7-17.

<input type="text"/>		Resultados Valor final $\beta I = 4,06$ ---> A estaca é longo Cap. de carga da estaca para flexão $M_U = 59,49$ kNm Valor no eixo horizontal = 92,95 Valor retirado do gráfico = 22,52 Resistência da estaca $Q_U = 36,03$ kN Cálculo da deformação : Valor retirado do gráfico = 10,10 Deformação da estaca no nível do solo. $y = 13,5$ mm Força horizontal máxima $Q_{max} = 36,00$ kN Resistência da estaca reduzida $Q_U = 36,03$ kN Resistência horizontal da estaca É SATISFATÓRIA	
— Armadura			
Quantidade :	<input type="text" value="4,35"/>	[pcs]	
Cobrimento :	<input type="text" value="40,0"/>	[mm]	
Perfil :	<input type="text" value="16,0"/>	[mm]	

Figura 7-17 – Resultados no programa GEO5 Estacas, método Broms (1964), utilizando coeficiente de reação horizontal de 5,86 MN/m³

Em relação aos resultados com a prova de carga, pode-se observar uma diferença de deslocamento de 7,9 mm da PC para 13,5 mm da análise, ou seja, um desvio de 5,6 mm, corroborando com outros autores que lançaram mão do método para análise, encontrando deslocamentos maiores que os observados na PC, a exemplo de Soares, Sampa e Dienstmann (2022).

Pelo método, o ponto em que o momento fletor é máximo e a cortante nula não pode ser identificado, pois o resultado apresenta apenas o momento máximo resistente da estaca, de 59,19 kNm. Dessa forma, o cálculo de momento fletor não leva em consideração a contribuição da resistência do solo, limitando-se à resistência estrutural da estaca.

7.4.4 Resultados pelo método Broms (1964), em solo melhorado

Considerando-se o coeficiente de reação horizontal para solo melhorado, e aplicando-se o método de Broms (1964), obteve-se um deslocamento de 8,1 mm, como pode ser observado na Figura 7-18.

<input type="text"/>		Resultados Valor final $\beta l = 4,88$ ---> A estaca é longo Cap. de carga da estaca para flexão $M_u = 59,49$ kNm Valor no eixo horizontal = 92,95 Valor retirado do gráfico = 22,52 Resistência da estaca $Q_u = 36,03$ kN Cálculo da deformação : Valor retirado do gráfico = 12,66 Deformação da estaca no nível do solo. $y = 8,1$ mm Força horizontal máxima $Q_{max} = 36,00$ kN Resistência da estaca reduzida $Q_u = 36,03$ kN Resistência horizontal da estaca É SATISFATÓRIA	
— Armadura			
Quantidade :	<input type="text" value="4,35"/>	[pcs]	
Cobrimento :	<input type="text" value="40,0"/>	[mm]	
Perfil :	<input type="text" value="16,0"/>	[mm]	

Figura 7-18 – Resultados no programa GEO5 Estacas, método Broms (1964), utilizando coef. De reação horizontal de 12,21 MN/m³

Ao se comparar os resultados com a prova de carga, pode-se observar uma diferença de deslocamento de 3,7 mm da PC para 8,1 mm da análise, ou seja, houve um desvio de 4,4 mm.

8 PREVISÃO DE RESULTADOS PARA TUBULÃO

Nesta Seção, são apresentados e comentados, respectivamente, os resultados obtidos da aplicação dos métodos teóricos Russo (1930) e Matlock e Reese (1960) e dos *softwares* utilizados para modelagem: Ftool, LISA e GEO5 Estacas.

8.1 Método Russo (1930)

Comparando os resultados da prova de carga com os encontrados no desenvolvimento do método Russo tem-se:

E GPa	I kN.m ²	Db (m)	Df (m)	nh MN/m ³	kv MN/m ³	H kN	P kN
20,5	1,221	1,2	1,2	3,624	3,624	80	0
T	L (m)	kl MN/m ³	σ_{max} MPa	σ_{mim} MPa	Z0 m	α	Δy mm
5,89	6	18,12	0,01	-0,01	4,50	0,00245	11,01

Figura 8-1 – Resultados aplicando o método Russo (1980), no tubulão em solo natural

Ao aplicar-se o método utilizando o valor de nh obtido da PC, de 3,62 MN/m³, pode ser observado que o valor do deslocamento para o carregamento de 80 kN foi de $\Delta_0 = 11,01$ mm. Comparando a PC, para o mesmo carregamento registrou-se um deslocamento de 1,05 mm, ou seja, uma diferença de 9,96 mm.

8.2 Programa Ftool

Baseada na hipótese de Winkler, seguindo o mesmo conceito de dimensionamento da estaca do modelo de Silva, Faro e Souza (2020), pode-se fazer um arranjo simplificado, em que se caracteriza o solo em forma de molas, que podem ser representadas, no Ftool, por meio de um elemento de barra solicitado lateralmente.

Considerando que o tubulão curto seja uma estrutura rígida e que a reação do solo ocorra por toda sua extensão e na base, a restrição de deslocamento foi considerada apenas no eixo y.

O solo, nesse modelo simplificado, é representado por segmentos de molas equidistantes, adotadas neste caso a cada 10 cm, Figura (8-2b). Suas distâncias interferem diretamente na previsão de deslocamento, por isso, neste trabalho simulou-

se os carregamentos com diversos espaçamentos, e pode-se verificar que quanto maior o espaçamento da mola, menor foi seu deslocamento, por isso utilizou-se o menor espaçamento e obteve-se o maior deslocamento.

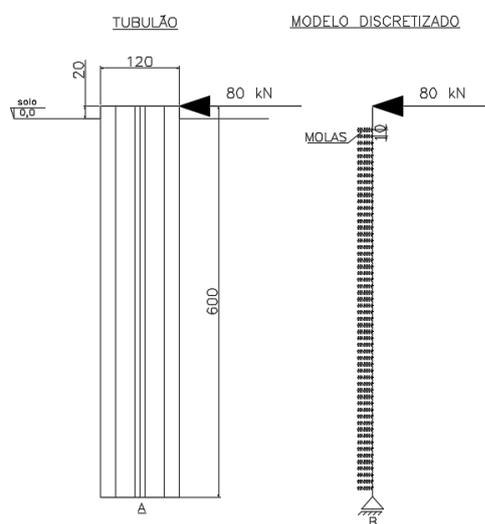


Figura 8-2 – Representação do solo modelado no Ftool, (a) desenho do tubulão estudado, (b) discretização do modelo

Baseado no conceito apresentado anteriormente, a Figura 8-3 traz os resultados obtidos para cada “mola”, no modelo do tubulão, discretizado no programa Ftool, em solo natural.

Como admite-se para cálculo que o tubulão tem comportamento de corpo rígido e pode girar de acordo com seu centro de gravidade, a restrição da base foi considerada livre no sentido do carregamento.

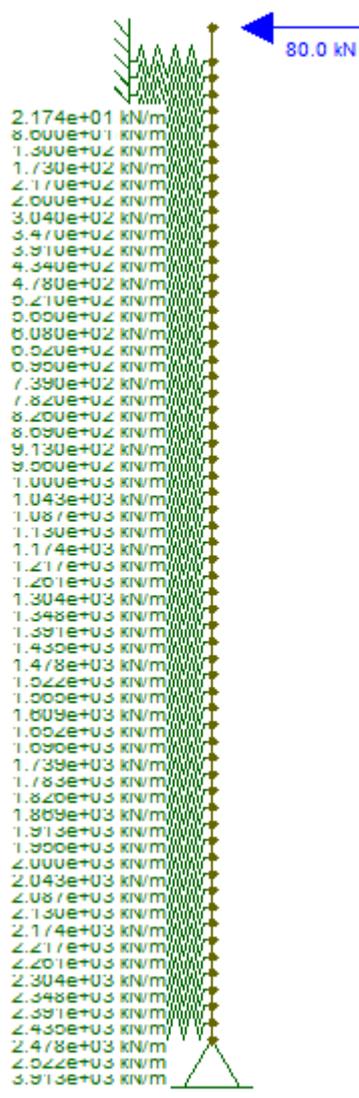


Figura 8-3 – Modelagem no Ftool, do tubulão de 120 cm, com 6 m de profundidade, em solo natural

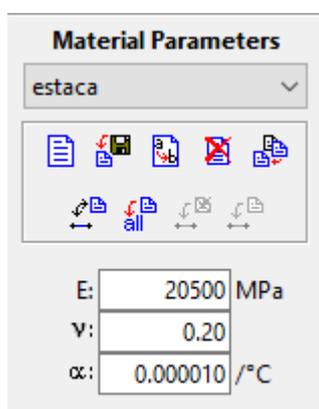


Figura 8-4 – Propriedades físicas do tubulão utilizadas no Ftool

8.2.1 Diagrama das resultantes

Será apresentado, a seguir, o diagrama de resultante de deslocamento da modelagem feita no programa.

8.2.1.1 Deslocamento máximo

Na Figura 8-5 tem-se o resultado de deslocamento do tubulão no topo, de 9,2 mm, e de 3,1 mm na base.

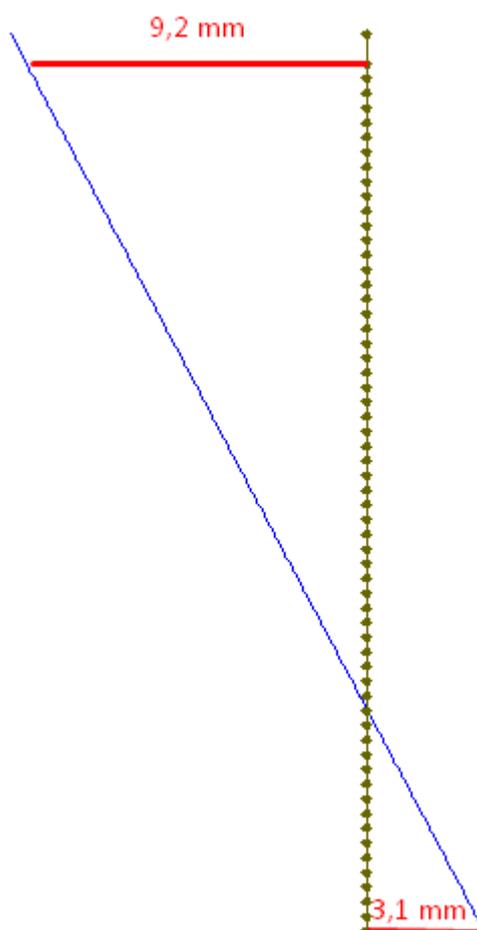


Figura 8-5 – Resultados dos deslocamentos do tubulão em solo natural

Se comparado o modelo computacional com a prova de carga demonstrada na Tabela 6-8, nota-se que, para o carregamento de 80 kN, obteve-se o deslocamento

de 1,05 mm e, no modelo computacional, 9,2 mm, ou seja, houve uma diferença de 8,15 mm.

Como é esperado para tubulões curtos, seu comportamento é de giro lateral como corpo rígido, deslocando até certa profundidade o solo na face oposta ao carregamento e em sua base no sentido oposto a partir de determinada profundidade. Esse ponto, denominado no método Russo de Z_0 , resulta no modelo computacional 4,4 m, como pode ser observado na Figura 8-6, ao passo que o calculado pelo método russo apresentou a profundidade de 4,5 m.

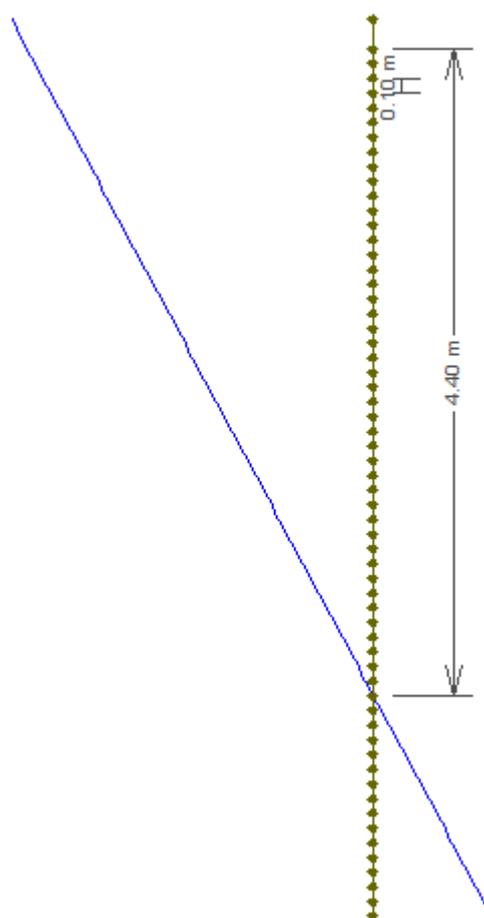


Figura 8-6 – Profundidade do ponto de giro do tubulão

8.3 Programa LISA 8.0.0

Assim como na modelagem da estaca, o modelo para o tubulão curto seguiu os mesmos conceitos das propriedades físicas dos materiais, tanto para o

módulo de elasticidade quanto para o coeficiente de Poisson, atribuídos para cada material (Figura 8-7).

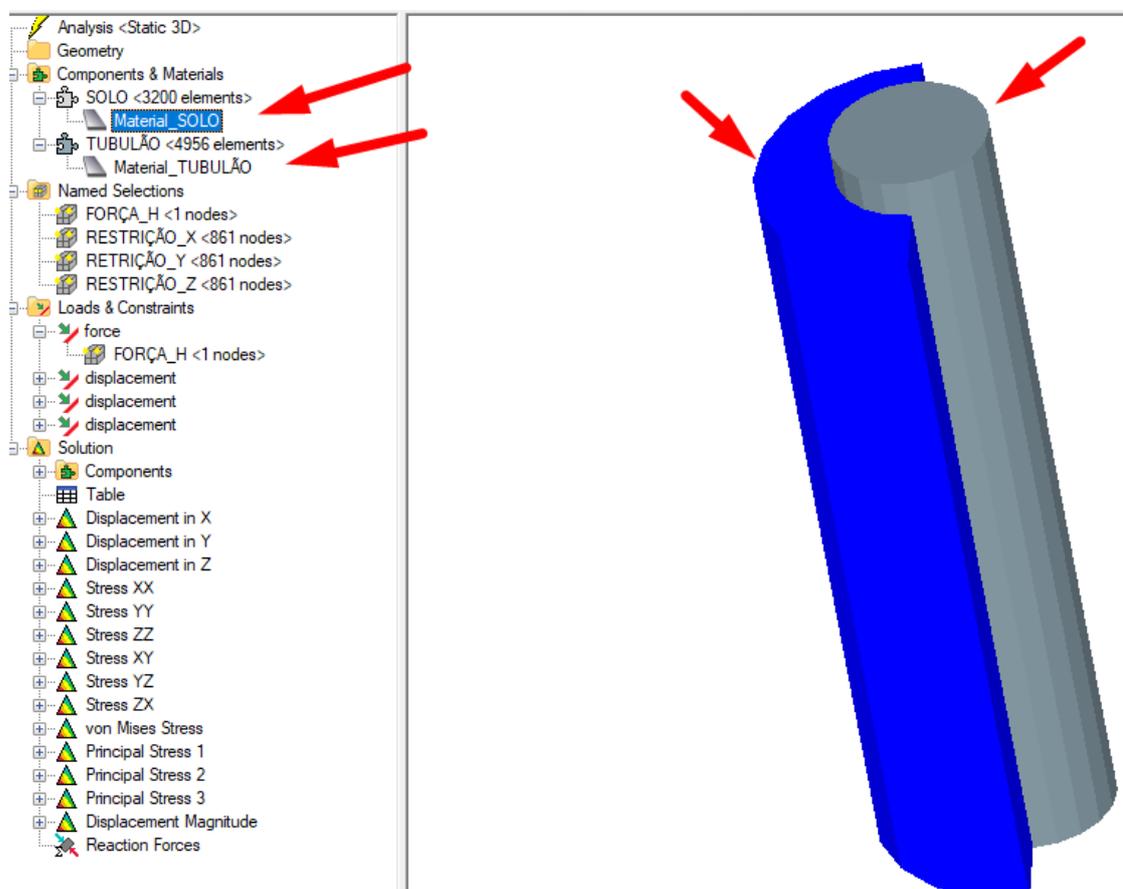


Figura 8-7 – Definição de materiais do modelo no LISA 8.0.0

A malha do modelo foi definida por subdivisões, até convergir para um resultado em que não houvesse alterações significativas na resposta de deslocamento. Como dito anteriormente nesse tipo de análise, esse processo se faz comparando o último processamento e o anterior. Para o modelo apresentado na análise, isso se deu com aproximadamente 67.453 nós na malha, utilizando materiais isotrópicos, com elementos hex8.

8.3.1 Propriedades físicas do solo utilizadas no modelo

8.3.1.1 Módulo de elasticidade

Considerando o $N_{spt} = 4$, calculando o módulo de acordo com as propostas de Stroud (1989), Ruver e Consolini (2006), Quaresma *et al.* (2016) e Webb (1969), tem-se a Tabela 8-1.

Tabela 8-1 – Módulo de elasticidade calculado para $N_{spt} = 4$, para areias

Módulos de elasticidade do solo (E_u) MPa	
Stroud (1989)	4,8
Ruver e Consolini (2006)	9,0
Quaresma <i>et al.</i> (2016)	14,0
Webb (1969)	9,0

8.3.2 Resultados da análise no programe Lisa 8.0.0

A Figura 8-8 mostra o melhor resultado de deslocamento horizontal de 10,6 mm, obtida no programa LISA, utilizando os parâmetros de entrada de dados para o solo, com o valor do módulo de elasticidade $E_u = 14 \text{ MPa}$, obtido da fórmula de Quaresma *et al.* (2016) para $N_{spt} = 4$.

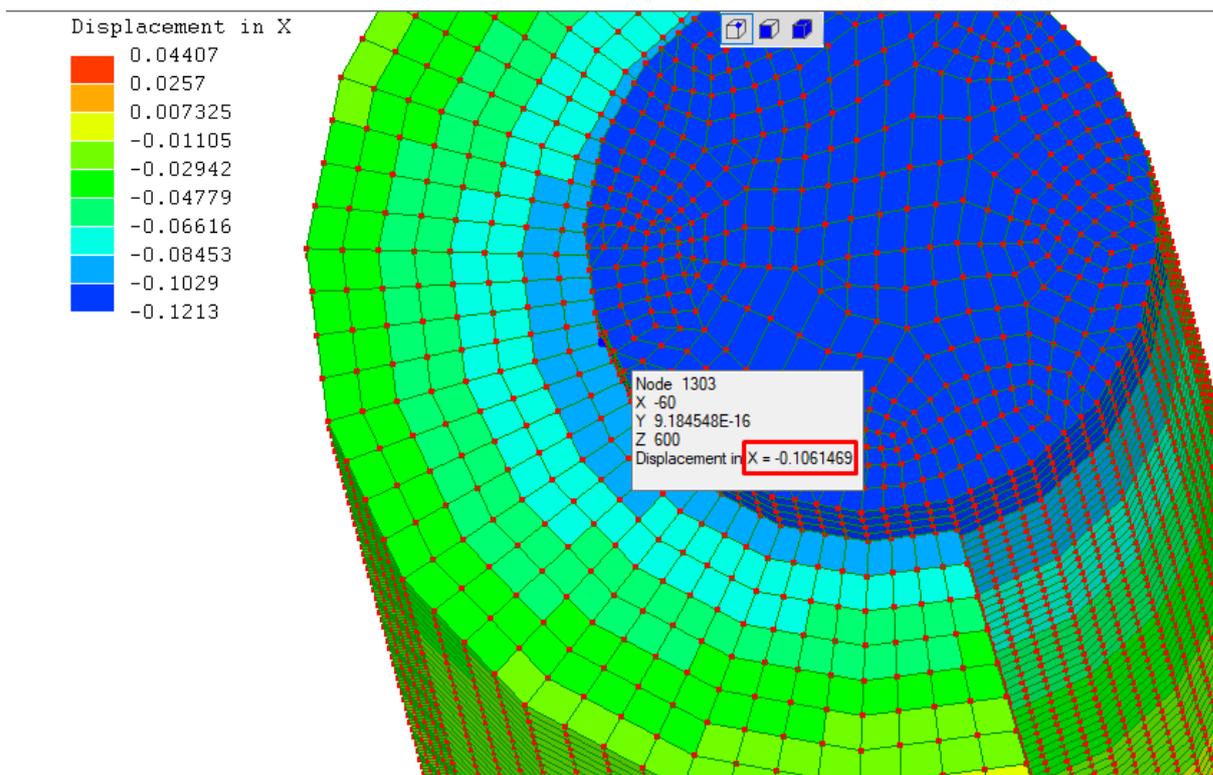


Figura 8-8 – Resultado obtido no programa LISA 8.0.0, para o carregamento de 80 kN e módulo de elasticidade $E_u = 14$ MPa

O ponto de giro z_0 resultante no modelo está a 3,8 m, como pode ser observado na Figura 8-9. A partir desse ponto, o valor de deslocamento passa a ser positivo, ou seja, inverte-se a direção do deslocamento, chegando à base em 4,2 mm.

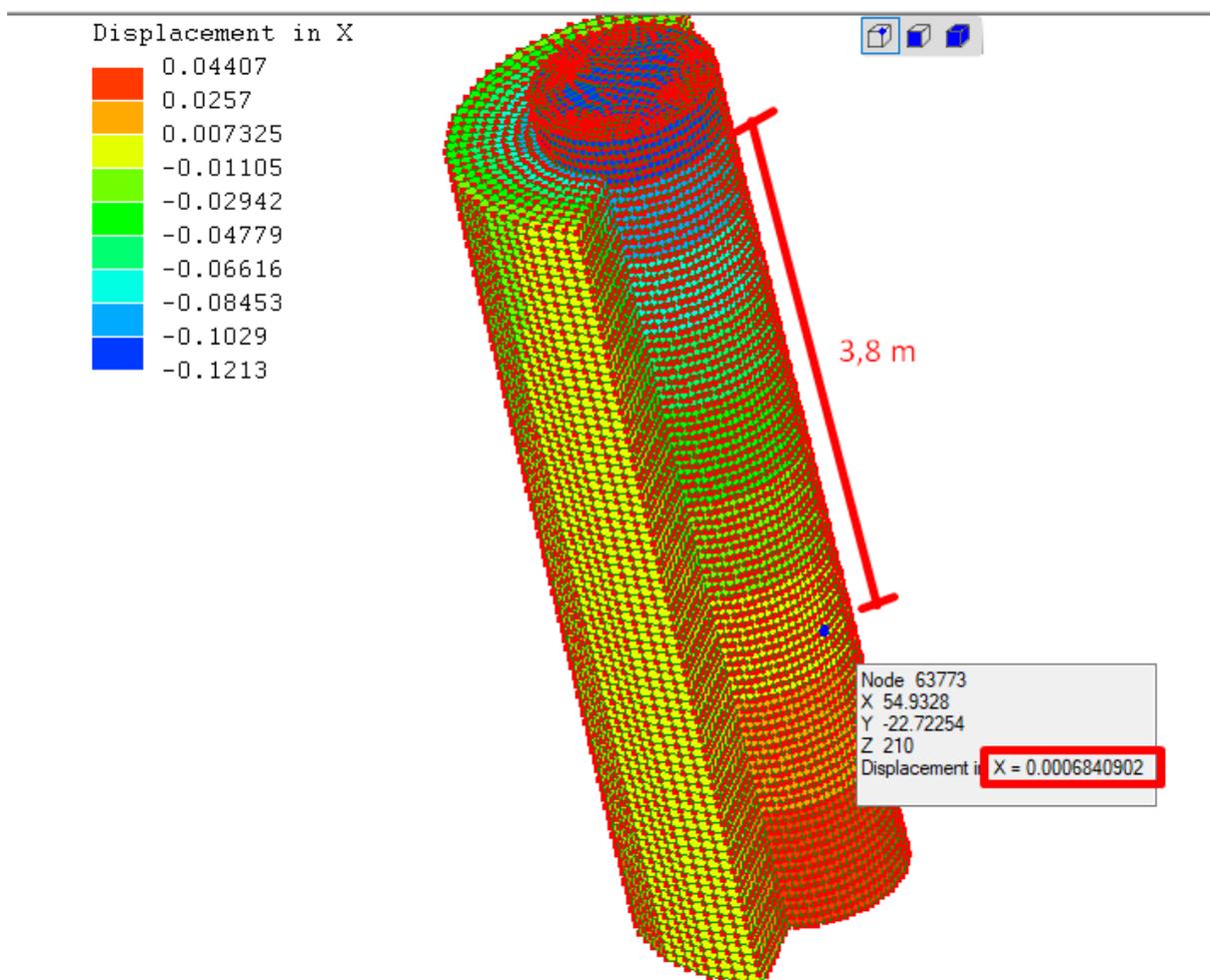


Figura 8-9 – Ponto de giro do tubulão (z_0)

Com a finalidade de comparar as respostas do modelo utilizando cada módulo de elasticidade calculado, apresenta-se a Tabela 8-2, seus respectivos deslocamentos resultantes.

Tabela 8-2 – Resultados dos deslocamentos obtidos no LISA 8.0.0, para cada módulo de elasticidade

Resultados de deslocamento		
método	E_u (MPa)	desl. (mm)
Stroud (1989)	4,8	27
Ruver e Consolini (2006)	9,0	16
Quaresma <i>et al.</i> (2016)	14,0	10
Webb (1969)	9,0	18

Comparando a prova de carga, que resultou em um deslocamento de 1,05 mm para 80 kN, com a resposta do modelo utilizando o módulo calculado por

Quaresma *et al.* (2006), pode-se observar um desvio de 8,95 mm, ou seja, de 1,05 para 10 mm.

Se comparado ao maior deslocamento, essa diferença fica em 25,95 mm, de 1,05 para 27 mm, calculado pela proposta de Stroud (1989).

8.4 Programa GEO5 Estacas

8.4.1 Resultados pelo método da curva p-y, em solo natural

Alguns autores, como Welch e Reese (1972), consideram que o solo em tubulões pode ser descrito em termos da curva p-y, admitindo como válida a hipótese de Winkler.

Utilizando o programa GEO5 para esse tipo de análise, para o carregamento horizontal de 80 kN, observa-se o comportamento do tubulão objeto de estudo deste trabalho, na Figura 8-10.

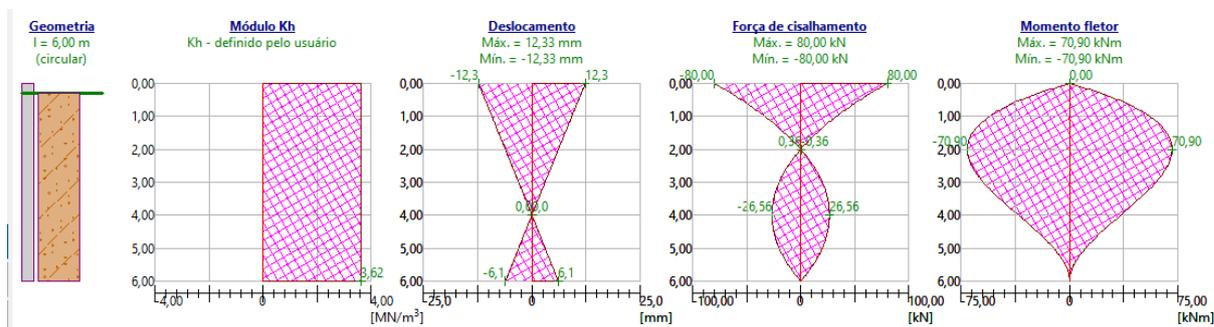


Figura 8-10 – Diagramas de resultantes no programa GEO5 Estacas, para o carregamento de 8 kN e coeficiente de reação horizontal de 3,62 MN/m³

Comparando os resultados encontrados no GEO5 Estacas com a prova de carga, pode-se observar, para o mesmo carregamento, uma diferença de deslocamento de 1,05 mm da PC para 12,3 mm da análise, ou seja, um desvio de 11,28 mm.

Pode-se, todavia, constatar, pelo gráfico de deslocamento, que o ponto de giro está a uma profundidade de 4,0 m.

8.4.2 Resultados pelo método Broms (1964)

Ao considerar o coeficiente de reação horizontal resultante da prova de carga aplicado no método de Broms (1964), obteve-se um deslocamento de 14 mm, como pode ser observado na Figura 8-11.

Resultados	
Valor final $\beta I = 0,78$ --->	A estaca é curto
Cap. de carga da estaca para flexão M_U	= 906,48 kNm
Valor no eixo horizontal	= 0,25
Valor retirado do gráfico	= 6,95
Resistência da estaca Q_U	= 80,06 kN
Cálculo da deformação :	
Valor retirado do gráfico	= 4,32
Deformação da estaca no nível do solo. y	= 14,0 mm
Força horizontal máxima Q_{max}	= 80,00 kN
Resistência da estaca reduzida Q_U	= 80,06 kN
Resistência horizontal da estaca É SATISFATÓRIA	

Figura 8-11 – Resultados no programa GEO5 Estacas, método Broms (1964), utilizando-se o coeficiente de reação horizontal de 3,62 MN/m³

Ao se comparar os resultados da prova de carga, com o deslocamento de 1,05 mm, com 14 mm da análise, pode-se observar um desvio de 12,95 mm. Já o ponto de giro do tubulão não foi identificado pelo método.

9 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Este trabalho foi realizado com o objetivo de investigar o comportamento de estacas escavadas e de tubulões executados em solos arenosos, com Índice de Resistência à Penetração (N_{spt}) de baixo valor, encontrados na região Centro-Oeste brasileira. Foram comparados os resultados de provas de carga com previsões de deslocamentos obtidos por métodos analíticos e por softwares para dimensionamento, com diferentes abordagens.

9.1 Valores de nh obtidos das provas de carga horizontais.

Através das curvas carga-deslocamento, resultantes das provas de carga entre a média dos intervalos de deslocamento aproximados de 6,00 a 12,00 mm, determinaram-se os respectivos valores do coeficiente de reação horizontal do solo nh , para cada caso (Tabela 9-1).

Tabela 9-1 – Valor de nh obtidos da PC

nh	MN/m ³
Estaca solo natural	5,86
Estaca solo melhorado	12,21
Tubulão solo natural	3,62

Os resultados obtidos reforçam a importância da necessidade de se obter parâmetros adequados para cada região, pois pode-se verificar na literatura, em solos com característica geotécnica similares, grandes variações de valores de (nh), como os encontrados por Del Pino Junior (2003) para estaca escavada de 320mm, $nh = 8$ MN/m³, por Menezes *et al.* (2004) para estaca pré-moldada, $nh = 1,31$ MN/m³, por Alonso (1998), para estaca Hélice 500 mm, de $nh = 10$ a 13MN/m³, e por Miguel (1996), para estaca escavada 250mm, $nh = 0,52$ MN/m³.

9.2 Comparação dos resultados de deslocamento da estaca para solo natural.

Comparando os resultados dos deslocamentos das análises do método analítico e dos programas com a prova de carga, tem-se o gráfico carga vs deslocamento, na Figura 9-1.

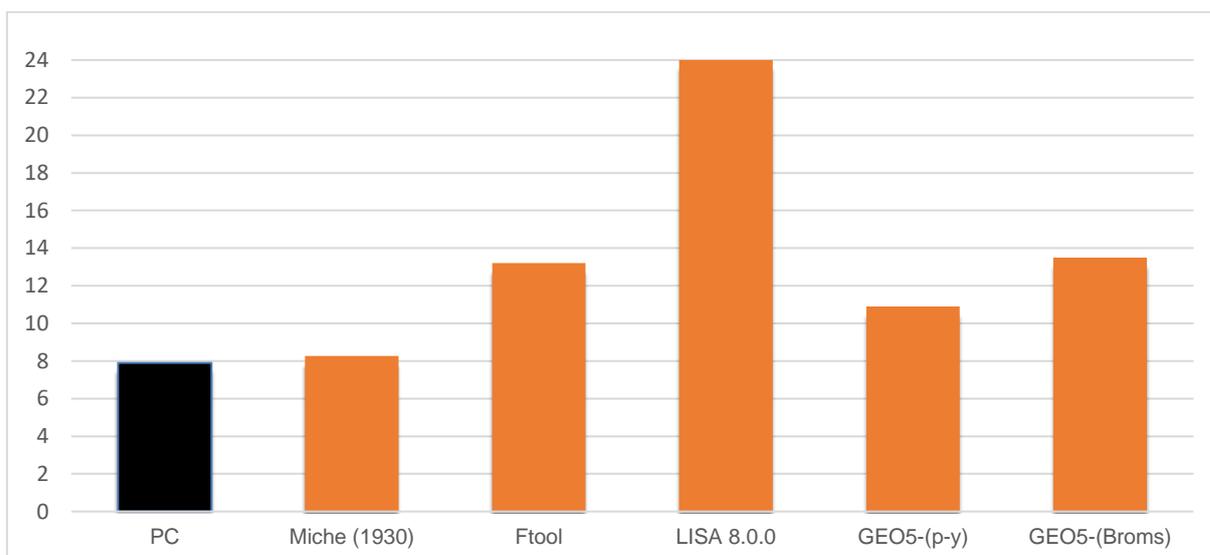


Figura 9-1 – Comparação dos deslocamentos com a PC em solo natural

Pelo gráfico, observa-se que a resposta gráfica mais próxima da PC foi obtida pelo método analítico de Miche (1930), com uma diferença de apenas 0,37 mm, seguidos do programa GEO5 pelo método da curva p-y, com 3 mm, programa Ftool, com 5,3 mm, GEO5 pelo método Broms, com 5,6 mm, e pelo Programa LISA, com 16,1 mm.

9.3 Comparação dos resultados de deslocamento do tubulão (solo natural).

Comparando os resultados das análises do método analítico e dos programas com a prova de carga, tem-se o gráfico carga vs deslocamento, na Figura 9-2.

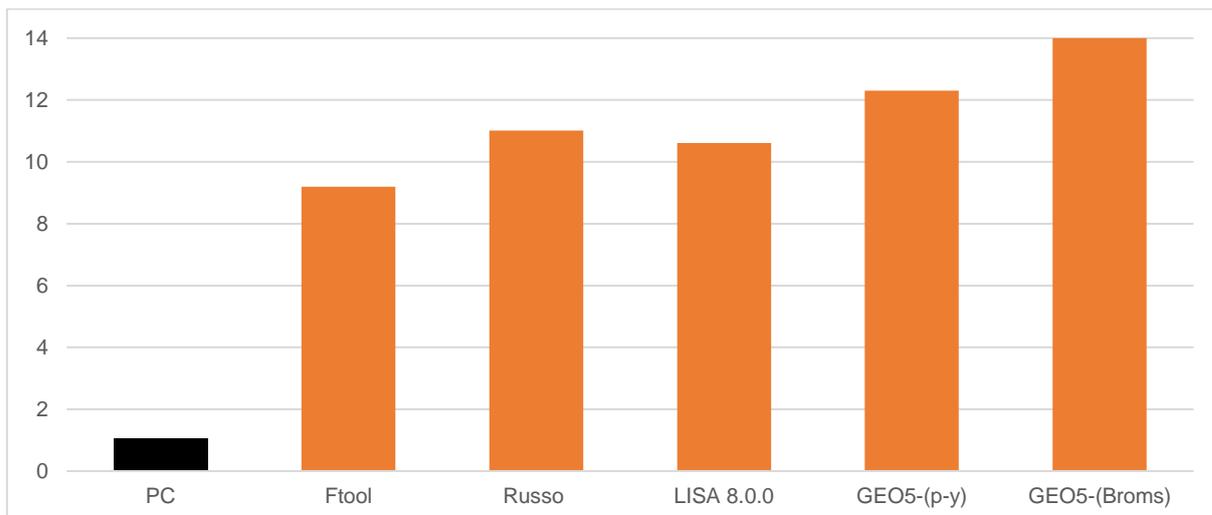


Figura 9-2 – Comparação dos deslocamentos com a PC em solo natural

Para o tubulão, o gráfico apresenta respostas divergentes das obtidas na PC, tendo sido a resposta gráfica mais próxima observada no programa Ftool, com uma diferença de apenas 8,15 mm, seguidos do programa LISA, com 9,56 mm, método Russo, com 9,96, GEO5 (curva p-y), com 11,25 mm, e GEO5 (Broms), com 12,95 mm.

9.4 Solo melhorado

É importante salientar que em estacas executadas em solos colapsíveis ou com baixa capacidade de suporte de carga, o efeito da inundação diminui consideravelmente suas resistências ao amolgamento. Tal fato deve ser levando em consideração na prática do dimensionamento das fundações, uma vez que os métodos analíticos são fundamentados, em sua grande maioria, com PC em estacas executadas e solo natural, desconsiderando a inundação. Alguns autores estudaram esse efeito, como Tarozzo (2020), que comparou as deformações para os casos de estacas inundadas e natural, concluindo que, para o carregamento de 40 kN, houve uma deformação 2,4 vezes maior.

Dessa forma, os resultados encontrados na literatura reforçam a necessidade da melhora de suporte do solo superficial para estacas submetidas a carregamentos horizontais, que estejam sujeitas a ações de inundação ou para casos em que o solo não tenha suporte suficiente para o equilíbrio de forças, decorrentes

dos carregamentos da superestrutura. Dessa forma, a técnica de melhoramento de solo é uma solução que se demonstra eficiente para esses tipos de situações.

A melhoria do solo superficial, com baixos valores de N_{spt} , é uma prática comum na engenharia de fundações, como visto em pesquisas feitas no Campo Experimental da Feagri-Unicamp pelos autores Miranda Junior (2006) e Kassouf (2012), e se provou muito eficiente, aumentando a carga de suporte em média três vezes.

Como dito anteriormente, a PC feita na estaca em solo melhorado demonstrou que seu suporte melhorou em 2,5 vezes, ou seja, para o carregamento de 40 kN, se observou um deslocamento de 4,1 mm, ao passo que, para o deslocamento aproximado da estaca em solo natural, foi necessário 16 kN, de carga.

Comparando os resultados da prova de carga em solo melhorado com os resultados encontrados no dimensionamento teórico deste trabalho, tem-se como resultado o gráfico apresentado na Figura 9-3.

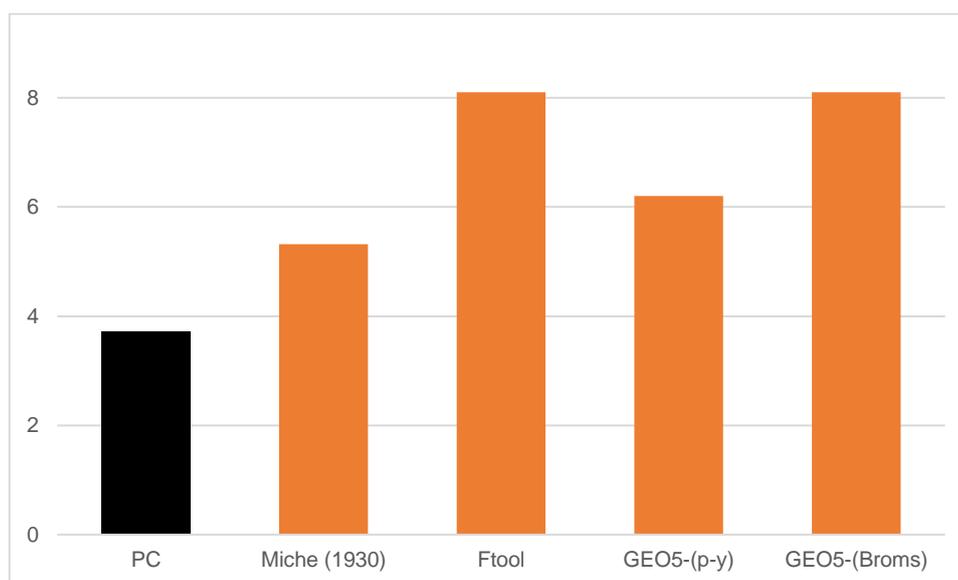


Figura 9-3 – Comparação de resultados das análises da estaca em solo melhorado

Pelo gráfico, observa-se que, assim como para estaca em solo natural, a resposta mais próxima da PC foi obtida pelo método analítico de Miche (1930), com a diferença de 1,61 mm, de 3,79 da PC para 5,32 mm do método, seguidos do programa GEO5, método da curva p-y com deslocamento de 6,3 mm, diferença de 2,51 mm, e dos resultados do Ftool e do GEO5 método Broms, com 8,1 mm de deslocamento, diferença de 4,31 mm.

Não foi feita a análise com o programa Lisa para este caso, devido aos parâmetros de entrada de dados para sua análise dependerem das propriedades físicas do solo e, como não foi encontrado na literatura tabelas ou dados que correlacionem o solo compactado, com essas propriedades, só seria possível suas determinações por meio de ensaios laboratoriais. Contudo, para este trabalho não foi possível lançar mão desse artifício.

No tubulão em solo melhorado ocorreu, em determinado momento, um problema nas leituras dos relógios e não foi possível levar a prova de carga até o final, porém, os primeiros registros puderam ser feitos a partir de 64 kN, com um deslocamento de 0,09 mm. Para o mesmo carregamento, no tubulão em solo natural, registrou-se um deslocamento de 0,66 mm, ou seja, 7,3 vezes maior.

9.5 Comentários sobre os dimensionamentos

No contexto dos dimensionamentos pelos métodos teóricos, para as previsões dos deslocamentos horizontais nas estacas e no tubulão, submetidos a carregamentos de topo, as abordagens desenvolvidas neste trabalho tiveram resultados semelhantes em alguns casos e divergentes em outros.

Para a escolha da metodologia ideal para aplicações práticas no desenvolvimento da engenharia de fundações, cada problema deve ser analisado com respeito às suas singularidades, propriedades e desenvolvimentos. Dessa forma, alguns pontos serão comentados em relação ao desvio, (resultado obtido dividido pelo resultado da PC):

- Miche (1930)

O método de Miche é extensamente utilizado, na prática, para os casos de carregamentos horizontais em estacas e, neste trabalho, se mostrou eficiente, mas, como já mencionado em muitos outros trabalhos, é importante a obtenção do valor de nh , para o local de dimensionamento, uma vez que é o parâmetro essencial para resposta de cálculo.

Neste trabalho, utilizando o nh obtido da PC, foi a metodologia que mais se aproximou ao deslocamento registrado nas estacas com desvio de 1,04 da PC.

- Programa Ftool

O programa Ftool se demonstrou eficiente para a aplicação do método de Winkler, porém, algumas questões são relevantes para suas respostas gráficas, como:

- O coeficiente de mola, que simula o solo ao longo da estaca, é diretamente proporcional à área da estaca em contato com o solo e o posicionamento da primeira mola e a determinação do espaçamento destas ao longo do eixo longitudinal da estaca podem mudar consideravelmente as respostas dos deslocamentos. Por isso, deve-se ter cautela quanto a essa divisão, verificando os deslocamentos da estaca, com diferentes espaçamentos, e adotando a condição de pior caso, para sua aplicação.
- Devido ao coeficiente de reação horizontal ser transformado em coeficiente de mola é difícil conferir precisão a esse argumento matemático para a prática de dimensionamento de fundação. Ademais, lançar mão de correlações pode acarretar ainda mais incertezas às respostas gráficas do método, reforçando a necessidade de obtenção do valor de nh da região onde será executada a estaca ou o tubulão.

Utilizando-se o nh da prova de carga, aplicado à metodologia no programa, observa-se um desvio de 1,67 para a estaca e de 8,76 para o tubulão.

- Programa LISA 8.0.0

O programa trabalha com as propriedades físicas dos materiais e, para este estudo, o módulo de elasticidade do solo foi determinado por meio de equações, apresentadas por diferentes autores, que se relacionam ao valor do N_{spt} obtido da prospecção do solo na área de execução da estaca e do tubulão com o valor do (E).

Embora o programa não leve em consideração a não linearidade relativa dos materiais, é possível obter respostas aceitáveis para os casos de carregamentos horizontais. Todavia, para uma melhor acurácia dos resultados, é ideal a obtenção das propriedades físicas do solo, por meio de ensaios laboratoriais.

Aplicando no modelo os valores dos (E) determinados, o programa apresentou, para as estacas, desvio de 6,97 em relação a PC para o pior caso, e 3,04 para o melhor, para o tubulão 9,5 para o melhor caso, e de 25,7, para o pior caso.

- Programa GEO5 Estacas

O programa GEO5 Estacas vem sendo muito utilizado na prática da engenharia de fundações, para problemas de estacas com carregamentos horizontais e verticais. Suas respostas gráficas pela metodologia da curva p-y produzem respostas gráficas similares às obtidas no Ftool: os desvios da PC encontrados utilizando o valor de nh da PC, ou definindo na metodologia de Broms, para as estacas, foram, respectivamente, de 1,4 e 1,71; já para o tubulão foi de 11,71 para método da curva p-y, e de 13,33, para o método de Broms.

- Método Russo

O método Russo é baseado em três equações de equilíbrio, admitindo-se que a estaca ou o tubulão se comporta como corpo rígido e que o solo responde proporcionalmente aos deslocamentos horizontais, verticais e ao giro.

O nh obtido da prova de carga é transformado em kl , coeficiente de reação horizontal proporcional à profundidade. O método verifica se as pressões no solo atendem a determinadas condições de equilíbrio da fundação. Neste trabalho, porém, a análise foi feita pela comparação do valor de deslocamento obtido da PC com os obtidos das respostas de deslocamentos determinados pelo método resultando desvio de 10,48.

10 CONCLUSÃO

Os resultados obtidos de $nh=5,86$ MN/m³ para estaca em solo natural e de $nh=3,62$ MN/m³ para tubulão, reforçam a importância da necessidade de se obter parâmetros adequados para cada região e para o tipo de estaca, uma vez que se pode encontrar na literatura, em trabalhos publicados pelos autores apresentados, grandes variações de resultados de nh , entre 1,31 e 13 MNm³, em situações similares às estudadas.

Pode-se observar que o melhor resultado obtido nas análises foi pelo método Miche (1930), com uma diferença de 0,37 mm, demonstrando ser eficiente se comparado às outras análises. Importa, porém, lançar luz sobre o fato de que, diferente das análises mais divergentes GEO5 por Broms (1964), LISA 8.0.0 e Ftool 4.0.0, em sua aplicação levou-se em consideração o valor de nh obtido da prova de carga, ou seja, não foi necessário utilizar o artifício de correlações, uma prática muito recorrente em projetos de fundação, mas muito criticada por muitos autores.

Para o tubulão, todos os dimensionamentos tiveram grandes divergências se comparados a PC, com valores determinados entre 8,15 mm e 12,95 mm, respectivamente, dos programas Ftool e GEO5 pelo método Broms (1964). Do ponto de vista de dimensionamento de projeto e sua aplicação em situações semelhantes, para se obter resultados menos conservadores seria necessário estudo de outras aplicações e/ou novas calibrações dos modelos aplicados.

O estudo comparativo da prova de carga em solo melhorado corrobora com resultados encontrados na literatura, em que o melhoramento do solo com cimento, aumentou significativamente a capacidade de suporte da estaca. Os resultados das análises demonstraram que para se obter mesmo deslocamento da estaca em solo melhorado é necessário 2,5 vezes mais carregamento que a estaca em solo natural. Assim como na estaca em solo natural, a metodologia aplicada em seu dimensionamento que mais se aproxima dos resultados da PC foi, todavia, pelo método Miche (1930), assim como demonstrada na estaca em solo natural.

11 SUGESTÃO PARA FUTURAS PESQUISAS

1- Análises utilizando outras ferramentas computacionais com análises não lineares.

2- Reanalisar o solo estudado, obtendo módulo de elasticidade do solo por meio de ensaios laboratoriais.

3- Análise utilizando as molas do modelo de Winker com diferentes espaçamentos, em especiais as primeiras molas do modelo.

4- Comparações do valor de nh obtido com outras PC em solos da região.

REFERÊNCIAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6122: 2019** – Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6484: 2001** – Solo-Sondagem de simples reconhecimento com SPT-Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6484: 2020** – Solo-Sondagem de simples reconhecimento com SPT-Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

ALBIERO, J. H.; CINTRA J. C. A. Análise e projeto de fundações profundas: tubulões e caixões. *In: HACHICH, F. et al. (ed.). Fundação: teoria e prática.* São Paulo: Editora PINI Ltda., 1996. p. 302-327.

ALBUQUERQUE, P. J. R. **Análise do comportamento de estaca pré-moldada de pequeno diâmetro, instrumentada, em solo residual de diabásio da região de Campinas.** 1996. 170 f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas – Unicamp, 1996.

ALBUQUERQUE, P. J. R. **Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade.** 2001. 263 f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

ALBUQUERQUE, P. J. R.; GARCIA, Jean Rodrigo. **Engenharia de Fundações.** 1. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2020.

ALIZADEH, M.; DAVISSON, M. T. Lateral Load Tests on Piles. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, ASCE, v. 96, n. 5, p. 1583-1604, 1970.

ALMEIDA, M. A. **Análise de comportamento de estacas Strauss submetidas a carregamento horizontal no solo da região de Londrina-PR.** 2008. 167 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2008.

ALONSO, U. R. **Dimensionamento de fundações profundas.** 3. ed. São Paulo: Ed. Blucher, 2019. 169 p.

ALONSO, U. R. **Dimensionamento de fundações profundas.** São Paulo. Edgard Blücher, 1989. 169 p.

ALONSO, U. R. Prova de Carga Horizontal em Estaca Hélice Contínua. **Solos e Rochas**, São Paulo, n. 21, p. 51-57, 1998.

ALONSO, U. R. Recomendação para realização de provas de carga horizontal em estacas de concreto armado. *In*: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DAS FUNDAÇÕES, VII., 1986, Porto Alegre. **Anais [...]**. Porto Alegre: [s.n.], 1986. p. 261-276.

ARAÚJO, A. G. D. **Provas de carga estática com carregamento lateral em estacas escavadas hélice contínua e cravadas metálicas em areia.** 2013. 221 f. Dissertação (Mestrado) – Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2013.

BARROS, P. L. A.; ALBUQUERQUE, P. J. R.; ZAMMATARO, B. B. Retroanálise de provas de carga lateral em estacas utilizando modelo Winkler não linear. *In*: SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA DA REGIÃO SUL, VII., 2010, Foz do Iguaçu. **Anais [...]**. Foz do Iguaçu: [s.n.], 2010.

BELINCANTA, A. **Avaliação dos fatores intervenientes no índice de resistência à penetração do SPT.** 1998. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

BOIERO, A.; ROSALES, C. Estimación de parámetros elásticos para el cálculo de asentamientos inmediatos en suelos friccionantes y cohesivos. **Boletín Sociedad Venezolana de Geotecnia**, Caracas, p. 3, sept. 2016.

BONAN, R. H.; Reis, J. H. C. Análise numérica de estacas carregadas horizontalmente reforçadas com blocos de solo-cimento inseridos no topo. **Research, Society and Development**, [s.l.], v. 11, n. 13, out. 2022.

BORN, R. B. **Análise experimental do comportamento de estacas carregadas lateralmente em um solo residual**. 2019. 160 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.

BROMS, B. B. Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, ASCE, SM2, 1964a.

BROMS, B. B. Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, ASCE, SM3, 1964b.

CARVALHO, F. A. *et al.* Caracterização do solo-cimento de alto desempenho (SCAD): alternativa construtiva nos Vales de Jequitinhonha-MG. **Revista Vozes dos Vales: Publicações Acadêmicas**, [s.l.], v. 21, p. 1-28, 2022.

CINTRA, J. C. A. **Uma análise de provas de carga lateral em estacas e comparação com os métodos da teoria de reação horizontal do solo**. 1981. 162 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1981.

CLAYTON, C. R. I. Discussion on “The settlement of foundations on granular soils by Burland and Burbidge”. **Proceedings of the ICE**, Part 1, v. 80, p. 1630-1633, 1986.

CORDEIRO, D. D. **Obtenção de parâmetros geotécnicos de areias por meio de ensaios de campo e de laboratório**. 2004. 198 f. Dissertação (Mestrado) – Programa

de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2004.

DAVISSON, M. T.; ROBINSON, K. E. Bending and Buckling of Partially Embedded Piles. **VI ICSMFE**, Canadá, 1965.

DE BEER, E. Piles Subjected to Static Lateral Loads. **Proceedings**, Tokyo, 9th I.C.S.M.F.E., Specialty Session 10, 1977.

DE BEER, F. *et al.* **Mecânica dos materiais**. 7. ed. Porto Alegre: AMGH Editora, 2015.

DÉCOURT, L. Load-Deflection Prediction for Laterally Loaded Piles based on N-SPT Values. **Proceedings of the 4^o Internacional Conference on Piling and Deep Foundations**, A. A Balkema, v. 1, p. 549-555, 1991.

DEL PINO JÚNIOR, A. **Análise do comportamento de estacas do tipo broca escavada com trado mecânico, solicitadas por esforços transversais**. 2003. 164 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2003.

EMBRAPA. **Os solos do Brasil**. Disponível em: <https://www.embrapa.br/tema-solos-brasileiros/solos-do-brasil>. Acesso em: 27 fev. 2024.

FALCONI, F. *et al.* **Fundações: teoria e prática**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2019.

FRANÇA, M. T. D. **Análise do crescimento do volume da produção agrícola na região norte mato-grossense e sua relação com os problemas de solo no período de 1980 a 2007**. 2009. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Mato Grosso, Cuiabá, 2009.

GARCÍA, F. J. A. *et al.* Modelagem numérica da fundação de um protótipo eólico submetida a carregamento horizontal monotônico *In: CONGRESSO BRASILEIRO DE*

MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, XX., Campinas, 2022.
Anais do COBRAMSEG 2022. Campinas: ABMS, 2022. P. 1-19.

GLESER, S. M. Lateral Load Test on Vertical Fixed-Head and Free-Head Piles.
Symposium on Lateral Load Tests on Piles, ASTM Special Technical Publication,
n. 154, p. 75-101, 1953.

HETÈNYI, M. **Beams on Elastic Foundation.** [S.I.]: University Michigan Press, 1946.

IMPE, W. F. V.; REESE, L. C. **Single piles and pile groups under lateral loading.**
[S.I.]: CRC Press, 2010.

KASSOUF, R. **Análise de prova de carga em tubulão a céu aberto submetido a esforço horizontal em solo não saturado de diabásio da região de Campinas.** 2012. 112 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2012.

KOCSIS, P. Discussion of Lateral Load Tests on Piles – Arkansas River Project.
Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, v. 97, n. SM6, p. 932-935, 1971.

LIMA, M. J. **Avaliação de metodologias de projetos para estacas carregadas horizontalmente assentes em argila porosa colapsível.** 2001. 107 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2001.

LOPES, F. R.; SOUZA, O. S. N.; SOARES, J. E. S. Long Term Settlement of a Raft Foundation on Sand. **Geotechnical Engineering**, [s.l.], v. 107, issue 1, p. 11-16, 1994.

MATLOCK, H.; REESE, L. C. Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles.
Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, SM5, 1960.

MATLOCK, H.; REESE, L. C. Foundation Analysis of Offshore Pile Supported Structures. *In: PROC. FIFTH INT. CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING*, 1961. **Annals [...]**. Paris: [s.n.], 1961. V. 2, p. 91-97.

MENEZES, S. M. *et al.* Determinação do coeficiente de reação horizontal do solo em estacas pré-moldadas de concreto cravadas em solo de alta porosidade. *In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA*, V., 2004, São Paulo. **Anais [...]**. São Paulo: [s.n.], 2004. V. 2, p. 507-516.

MICHE, R. J. Investigation of Piles Subject to Horizontal Forces – Application to Quay Walls. **The Journal of the School of Engineering**, Giza, n. 4, 1930.

MIGUEL, M. G. **Execução e análise de provas de carga horizontal em estacas em solo colapsível**. 1996. 168 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1996.

MIRANDA JR., G. **Estacas submetidas a esforços horizontais em solos colapsíveis do interior de São Paulo nas condições natural, melhorada e inundada**. 2006. 336 f. Tese (Doutorado) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2006.

MIRANDA JR., G.; CARVALHO, D.; ALBUQUERQUE, P. J. R. de. Análise do comportamento de estacas ômega carregadas transversalmente com quatro condições do subsolo. **Geotecnia**, Lisboa, v. 112, p. 47-59, 2008.

NASCIMENTO, L. V. **Carregamento lateral de estacas em grupo em um solo residual**. 2020. 147 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2020.

OLIVEIRA, F. F. **Avaliação da previsão de deslocamentos e da carga de ruptura horizontal de estacas hélice contínua carregadas no topo**. 2017. 128 p. Trabalho de conclusão de curso – Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2017.

OLIVEIRA, F. F. **Proposta de modificação de metodologia de previsão de deslocamentos horizontais de estacas hélice contínua em solo granular**. 2020. 149 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2020.

PEREIRA, P. R. **Modelagem numérica do comportamento tensão-deformação de barragens de terra: estudo de caso da UHE de São Simão**. 2014. 113 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2014.

PINTO, C. S. Propriedades dos solos. *In*: HACHICH, W. *et al.* **Fundações: teoria e prática**. 3. Ed. São Paulo: Editora Pini, 2016. P. 86.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile Foundation Analysis and Design**. New York: John Wiley & Sons, 1980.

PRAKASH, S.; SHARMA, H. D. **Piles Foundations in Engineering Practice**. [S.l.]: Rolla, 1990. 884 p.

QUARESMA, A. R. *et al.* Investigações geotécnicas. *In*: HACHICH, W. *et al.* (eds.). **Fundações: teoria e prática**. 3. Ed. São Paulo: Pini, 2016. P.802.

RANDOLPH, M. F.; HOULSBY, G. T. The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil. **Géotechnique**, [s.l.], v. 34, n. 4, p. 613-623, Dec. 1984.

REESE, L. C.; IMPE, W. F. van. **Single piles and pile groups under lateral loading**. 2nd ed. Boca Raton, FL: CRC Press, 2011.

REGINATO, N. C. **Concepção e análise de fundações profundas submetidas ao carregamento lateral em solo coesivo friccional**. 2019. 180 f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.

ROSA, G. S. *et al.* Analysis of the Tschebotarioff Effect in Precast Piles Driven in Soft Soils in Florianópolis. **The Journal of Engineering and Exact Sciences**, Viçosa-MG, v. 8, n. 8, p. 10, 2022. Disponível em: <https://periodicos.ufv.br/jcec>. Acesso em: 20 fev. 2023.

ROSENDO, D. C. **Análise experimental e teórica de grupos de estacas carregadas horizontalmente em solo laterítico**. 2020. 316 f. Tese (Doutorado) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, 2020.

ROSENDO, D. C.; ALBUQUERQUE, P. J. R. General Analytical Solution for Laterally-Loaded Pile-Based Miche Model. **Geotechnical and Geological Engineering**, [s.l.], p. 1-18, 2020.

RUDNICK, R. C.; ILDEFONSO, J. S.; LUKIANTCHUKI, J. A. Avaliação do módulo de resiliência em misturas alternativas estabilizadas quimicamente com cimento Portland. *In*: ENCONTRO ANUAL DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA, 9., 2020, Maringá. **Anais [...]**. Maringá: [s.n.], 2020. P. 1-5.

RUVER, C. A. **Estudo do arrancamento de fundações em solos tratados com cimento**. 2011. 330 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

RUVER, C. A.; CONSOLI, N. C. Estimativa do módulo de elasticidade em solos residuais através de resultados de sondagens SPT. *In*: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, XIII., Curitiba, 2006. **Anais do COBRAMSEG 2006**. Curitiba: ABMS, 2006. 6 p.

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SEPLAN-MT – Secretaria de Estado de Planejamento e Coordenação Geral. **Mapas de solos do estado de Mato Grosso**. Cuiabá: Seplan-MT, 2001.

SEPLAN-MT – Secretaria de Estado de Planejamento e Coordenação Geral. **Mapas de solos do estado de Mato Grosso**. Cuiabá: Seplan-MT, 2020.

SILVA, A. L. S. **Avaliação de previsões de deslocamento e carga de ruptura horizontal utilizando estacas escavadas de tamanho reduzido em perfil de solo areno-siltoso**. 2017. 119 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2017.

SILVA, J. P.; FARO, V. P.; SOUZA, T. F. Análise da influência do coeficiente de 3-reação horizontal do solo no dimensionamento estrutural de estacas de concreto. **Engenharia Estudo e Pesquisa**, [s.l.], v. 20, n. 1, p. 9-17, jan./jul. 2020.

SOARES, G. G.; SAMPA, N. C.; DIENSTMANN, N. C. Fundações de trackers: métodos de previsão x ensaios de arrancamento. *In*: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA – COBRAMSEG, 20., 2022, Campinas. **Anais [...]**. Campinas: Unicamp – Universidade Estadual de Campinas, 2022. p. 1-8.

SOUSA, D. M. G.; LOBATO, E. (ed.). **Correção do solo**. 2. ed. Brasília: Embrapa Tecnológica, 2004.

SOUSA, M. A. P. **Análise do efeito do comportamento não linear dos solos em radier estaqueado**. 2014. 160 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2015.

STROUD, M. A. The standard penetration test – its application and interpretation. *In*: GEOTECH. CONFERENCE ON PENETRATION TESTING IN THE UK, 1989, Birmingham. **Proceedings [...]**. London: Thomas Telford, 1989.

TERZAGHI, K. Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction. **Géotechnique – The Institution of Civil Engineers**, Londres, v. 5, n. 4, 1955.

TIMERMAN, J. Cálculo de tubulões curtos. **Revista Estrutura**, n. 90, 1980.

TROFIMENKOV, J. G. Penetration Testing in URSS. *In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING – ESOPT. Proceedings [...]*. Stockholm: Swedish Geotechnical Society, 1974. v. 1, p. 147-154.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. v. 2. Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ, 2002. 472 p.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

WEBB, D. L. Settlement of structures on deep alluvial sandy sediments in Durban, South Africa. *In: CONFERENCE ON IN SITU BEHAVIOUR AND ROCK*, 1969, London. **Anais [...]**. London: Institution of Civil Engineers, 1969.

WELCH, R. C.; REESE, L. C. Lateral Load Behavior of Drilled Shafts. **Research Report**, Austin, n. 89-10, 1972.

ZAMMATARO, B. B. **Comportamento de estacas tipo escavada e hélice contínua, submetidas a esforços horizontais**. 2007. 220 f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2007.