



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
"JÚLIO DE MESQUITA FILHO"

FACULDADE DE ENGENHARIA DE ILHA SOLTEIRA

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS DO TIPO BROCA ESCAVADA COM TRADO MECÂNICO, SOLICITADAS POR ESFORÇOS TRANSVERSAIS

ENG^o. ALMERALDO DEL PINO JÚNIOR

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, da Universidade Estadual Paulista, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil.

ORIENTADOR: Prof. Dr. Antonio Anderson da Silva Segantini

Ilha Solteira
Junho de 2003

FICHA CATALOGRÁFICA

Elaborada pela Seção Técnica de Aquisição e Tratamento da Informação/Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação da FEIS/UNESP

Del Pino Júnior, Almeraldo
D363a Análise do comportamento de estacas do tipo broca escavada com trado mecânico, solicitadas por esforços transversais / Almeraldo Del Pino Júnior. – Ilha Solteira : [s.n.], 2003
 xii, 164 p. : il.

 Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, 2003

 Orientador: Antonio Anderson da Silva Segantini
 Bibliografia: p. 153-160


 1. Fundação em estaca. 2. Concreto. 3. Rigidez flexional.

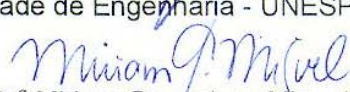
ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS DO TIPO BROCA ESCAVADA COM TRADO MECÂNICO, SOLICITADAS POR ESFORÇOS TRANSVERSAIS

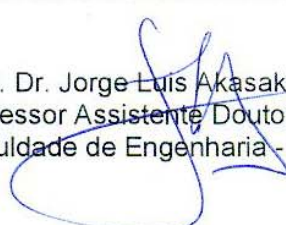
Almeraldo Del Pino Júnior

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA À FACULDADE DE ENGENHARIA DO CÂMPUS DE ILHA SOLTEIRA – UNESP – COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO TÍTULO DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL.

COMISSÃO EXAMINADORA:


Prof. Dr. Antonio Anderson da Silva Segantini – UNESP/Ilha Solteira
Professor Assistente Doutor do Departamento de Engenharia Civil
Faculdade de Engenharia - UNESP – CÂMPUS DE ILHA SOLTEIRA


Prof.ª Dr.ª Miriam Gonçalves Miguel – UEL/Londrina
Professor Adjunto do Departamento de Construção Civil
Universidade Estadual de Londrina – UEL - LONDRINA


Prof. Dr. Jorge Luis Akasaki – UNESP/Ilha Solteira
Professor Assistente Doutor do Departamento de Engenharia Civil
Faculdade de Engenharia - UNESP – CÂMPUS DE ILHA SOLTEIRA

Ilha Solteira/SP, julho de 2003.

Agradecimentos

Ao Professor Dr.

Antonio Anderson da Silva Segantini pela orientação, amizade, incentivo, ensinamentos e confiança em mim depositado;

Ao amigo,

Prof. Dr. Adriano Souza pela inestimável ajuda na realização dos ensaios de campo e no desenvolvimento desta dissertação;

À Coordenadora do P.P.G.E.C.,

Profa Dra Mônica Pinto Barbosa, pelos auxílios recebidos;

Aos técnicos do Laboratório de Engenharia Civil da Unesp de Ilha Solteira, pelo auxílio na montagem de equipamentos e realização dos ensaios de campo,

Gilson Campos Corrêa;

José Cavassano Ribeiro;

Mário Roberto Corrêa Ferreira;

Ozias da Silva Porto;

Ronaldo Mendes do Amaral;

Silvio Rogério Sanitá Moreira; e

Gilberto Antonio de Brito.

Aos amigos do NAC-DEC de Ilha Solteira, pela ajuda e amizade,

José Aldir Pereira

Renato Alves de Souza

Ao Departamento de Engenharia Civil da Unesp, Ilha Solteira, SP, pelo apoio recebido;

À Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira - Unesp

Ao Laboratório Central de Engenharia Civil da CESP

e a todos que, de alguma forma, contribuíram para a realização deste trabalho expresso aqui os meus sinceros agradecimentos.

SUMÁRIO

Lista de Figuras.....	i
Lista de Tabelas.....	v
Lista de Fotos.....	vii
Símbolos.....	viii
Resumo.....	xi
Abstract.....	xii
1. INTRODUÇÃO.....	1
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1. GENERALIDADES.....	4
2.2. ANÁLISE DA RUPTURA DA ESTACA.....	4
2.2.1. Método de Broms (1964).....	5
2.2.1.1. Estacas em Solos Coesivos.....	6
2.2.1.2. Estacas em Solos Não-Coesivos.....	12
2.2.2. Análise Simplificada – Poulos & Davis (1980).....	17
2.2.3. Método de Brinch Hansen (1961).....	22
2.3. ANÁLISE DE DEFORMAÇÕES.....	26
2.3.1. Modelos Elásticos.....	27
2.3.1.1. Parâmetros Elásticos do Solo.....	28
2.3.1.2. Método de Poulos (1971).....	31
2.3.2. Modelos Baseados no Coeficiente de Reação do Solo.....	35
2.3.2.1. Teoria de Reação Horizontal do Solo.....	35
2.3.2.2. Coeficiente de Reação Horizontal do Solo.....	35
2.3.2.3. Solução de Estacas Longas.....	49
2.4. ESTUDOS ANTERIORES SOBRE A INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ FLEXIONAL EM ESTACAS DE CONCRETO ARMADO SOLICITADAS POR ESFORÇOS TRANSVERSAIS.....	97
3. CAMPO EXPERIMENTAL.....	103
3.1. GENERALIDADES.....	103
3.2. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA.....	105
3.3. RESISTÊNCIA DO SOLO.....	107
3.4. ENSAIOS LABORATORIAIS.....	110

3.4.1. Limites de Consistência e Análise Granulométrica	110
3.4.2. Índices Físicos.....	112
3.4.3. Permeabilidade	113
3.4.4. Resistência.....	113
3.4.5. Compactação	114
3.4.6. Adensamento	114
4. METODOLOGIA APLICADA NAS PROVAS DE CARGA TRANSVERSAL.....	117
4.1. MATERIAIS	117
4.1.1. Estacas de Teste.....	118
4.1.2. Macaco Hidráulico.....	121
4.1.3. Célula de Carga	122
4.1.4. Rótula.....	123
4.1.5. Indicador de Deformação	123
4.1.6. Sistema de Referência	123
4.1.7. Relógios Comparadores.....	124
4.1.8. Placa de Acrílico.....	124
4.2. MÉTODOS	125
5. RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISES	126
5.1. GENERALIDADES.....	126
5.2. DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS DO SOLO	127
5.2.1. Provas de Carga com Esforços Transversais	128
5.2.2. Valores de n_h	130
5.2.3. Valores de K.....	134
5.2.4. Comportamento do Solo.....	135
5.3. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DAS ESTACAS.....	136
5.3.1. Deslocamentos.....	137
5.3.2. Rotações	137
5.3.3. Momentos Fletores.....	138
5.3.4. Cortantes.....	138
5.3.5. Pressões do Solo	138
5.4. EI CONSTANTE VERSUS EI VARIÁVEL	144
5.4.1. Deslocamentos.....	144
5.4.2. Rotações	145
5.4.3. Momentos Fletores.....	145

5.4.4. Cortantes	146
5.4.5. Pressões do Solo	146
5.4.6. Considerações Gerais	146
6. CONCLUSÕES	150
6.1. GENERALIDADES	150
6.2. PARÂMETROS DO SOLO	150
6.3. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DAS ESTACAS	151
6.4. EI CONSTANTE VERSUS EI VARIÁVEL	151

Lista de Figuras

Figura 2.1. Formas de ruptura de estacas (apud Broms, 1964a)	06
Figura 2.2. Distribuição da resistência lateral em argilas (Broms, 1964a)	07
Figura 2.3. Mecanismos de ruptura de estacas curtas em solo coesivos. (apud Broms, 1964a)	07
Figura 2.4. Mecanismos de ruptura de estacas longas em solo coesivos. (apud Broms, 1964a)	07
Figura 2.5: Estaca curta em solos coesivos (apud Broms, 1964a)	09
Figura 2.6: Estaca intermediária em solos coesivos (apud Broms, 1964a)	09
Figura 2.7: Estaca longa em solos coesivos (apud Broms, 1964a)	09
Figura 2.8. Mecanismo de ruptura de estacas curtas em solos não coesivos (apud Broms, 1964b)	13
Figura 2.9. Mecanismo de ruptura de estacas longas em solos não coesivos (apud Broms, 1964b)	13
Figura 2.10. Estaca curta em solo não coesivo (apud Broms, 1964)	14
Figura 2.11. Estaca intermediária em solo não coesivo (apud Broms, 1964)	14
Figura 2.12. Estaca longa em solo não coesivo. (apud Broms, 1964)	14
Figura 2.13. Estaca livre carregada transversalmente (apud Poulos & Davis, 1980)	18
Figura 2.14. Método de Brinch Hansen (1961) para o cálculo da resistência Lateral máxima de estacas curtas (apud Tomlinson, 1986)	22
Figura 2.15. Resistência Lateral Máxima pelo método de Brinch Hansen (1961) (apud Tomlinson, 1986)	25
Figura 2.16. Deformação de corpo de prova carregado axialmente (apud Lambe & Whitman, 1979)	29

Figura 2.17. Curva tensão versus deformação (apud Bowles, 1979/1982)	29
Figura 2.18. Estaca isolada (Poulos, 1971)	32
Figura 2.19. Relação pressão versus deslocamento (apud Terzaghi, 1955)	36
Figura 2.20. Bulbos de pressões (apud Terzaghi, 1955)	37
Figura 2.21. Estaca embutida em argila e areia (apud Terzaghi, 1955)	37
Figura 2.22: Distribuição de pressões em paredes rígidas deslocadas horizontalmente (apud Terzaghi, 1955)	38
Figura 2.23. Transformação da pressão em carga linear (apud Alonso, 1989)	44
Figura 2.24. Linhas de estado de estacas longas (apud Alonso, 1989)	53
Figura 2.25. Divisão de estacas para análise por diferenças finitas (Apud Alonso, 1989)	53
Figura 2.26. Esquema estático de carregamento	58
Figura 2.27: Croquis para cálculo (apud Sherif, 1974)	65
Figura 2.28: Casos de carregamento (apud Sherif, 1974)	67
Figura 2.29. Variações de KS com a profundidade (apud Sherif 1974)	67
Figura 2.30: Resistência do solo em função dos deslocamentos (apud Sherif, 1974)	71
Figura 2.31: Verificação do fator de segurança de estacas carregadas transversalmente (apud Sherif, 1974)	72
Figura 2.32: Forma de atuação dos empuxos (apud Sherif, 1974)	73
Figura 2.33: Exemplo de curva p-y (apud Matlock & Reese, 1960)	78
Figura 2.34. Convenções de sinais (apud Matlock & Reese, 1960)	82
Figura 2.35. Divisão da estaca e esquema de cálculo (apud Matlock & Reese, 1960)	86
Figura 2.36: Ajuste do módulo K do solo (apud Matlock & Reese, 1961)	90
Figura 2.37: Interpolação para determinação do valor final do fator de rigidez relativa (T) (apud Matlock & Reese, 1961)	90
Figura 2.38. Curvas de deslocamentos versus profundidade para areia (In: Ricci, 1995)	99
Figura 2.39. Curvas de rotações versus profundidade para areia (In: Ricci, 1995)	100
Figura 2.40. Curvas de momentos fletores versus profundidade para areia (In: Ricci, 1995)	100
Figura 2.41. Curvas de cortantes versus profundidade para areia (In: Ricci, 1995)	101
Figura 2.42. Curvas de pressões do solo versus profundidade para areia (In: Ricci, 1995)	101

Figura 3.1. Mapa do Estado de São Paulo - Localização da cidade em estudo (In: Souza, 2001)	103
Figura 3.2. Disposição das estacas de reação e de teste, sondagens SPT e dos ensaios CPT, no Campo Experimental da Unesp em Ilha Solteira (In: Segantini, 2000)	104
Figura 3.3. Perfil do solo e resultados das sondagens SPT-1 e ensaios CPT-1 – Campo Experimental da Unesp em Ilha Solteira	106
Figura 3.4. Perfil do solo e resultados das sondagens SPT-5 e ensaios CPT-5 – Campo Experimental da Unesp em Ilha Solteira	107
Figura 3.5. Número de golpes N-SPT × profundidade (In: Segantini, 2000)	108
Figura 3.6. Resistência de ponta q_c-CPT × profundidade (In: Segantini, 2000)	108
Figura 3.7. Resistência por atrito lateral local f_c-CPT × profundidade (In: Segantini, 2000)	109
Figura 3.8. Resistência por atrito lateral total f_t-CPT × profundidade (In: Segantini, 2000)	109
Figura 3.9. Limites de Atterberg e teores de umidade (In: Segantini, 2000)	111
Figura 3.10. Tamanho dos grãos do solo (In: Segantini, 2000)	111
Figura 3.11. Curvas de colapso a várias profundidades (In: Segantini, 2000)	115
Figura 4.1. Esquematização do ensaio	118
Figura 4.2. Detalhe da barra de aço horizontal apoiada nas buchas	119
Figura 4.3. Disposição das estacas de teste e de reação no campo experimental	121
Figura 5.1. Curvas de carga horizontal versus deslocamento horizontal	129
Figura 5.2. Curvas de y_o versus n_h das Estacas 1, 2, 3 e 4	133
Figura 5.3. Curva de K versus z	135
Figura 5.4. Curvas de deslocamentos versus profundidade	139
Figura 5.5. Curvas de rotações versus profundidade	140
Figura 5.6. Curvas de momentos fletores versus profundidade	141
Figura 5.7. Curvas de cortantes versus profundidade	142
Figura 5.8. Curvas de pressões do solo versus profundidade	143
Figura 5.9. Gráfico de deslocamento versus profundidade EI constante x EI variável	147
Figura 5.10. Gráfico de rotações versus profundidade EI constante x EI variável	147
Figura 5.11. Gráfico de momentos fletores versus profundidade EI constante x EI variável	148

Figura 5.12. Gráfico de cortantes versus profundidade EI constante x EI variável	148
Figura 5.13. Gráfico de deslocamento versus profundidade EI constante x EI variável	149

Lista de Tabelas

Tabela 2.1. Equações para o cálculo dos deslocamentos horizontais do topo de estacas (Broms, 1964a)	10
Tabela 2.2. Coeficientes n_1	11
Tabela 2.3. Coeficientes n_2	11
Tabela 2.4. Equações para o cálculo dos deslocamentos horizontais do topo de estacas (Broms, 1964)	16
Tabela 2.5. Valores do Módulo de Elasticidade E_s de solos típicos da Cidade de São Paulo (Companhia do Metropolitano de São Paulo, 1980)	30
Tabela 2.6. Valores do Módulo de Elasticidade E_s de alguns materiais utilizados na construção civil (Beer & Johnston, 1962)	31
Tabela 2.7. Valores do Módulo de Elasticidade E_s (MPa) para areias (Lambe & Whitman, 1979)	31
Tabela 2.8. Faixa de variação dos valores do coeficiente de Poisson (Bowles, 1962)	31
Tabela 2.9. Valores de \bar{k}_{s1} para placas quadradas de 1 x 1 pé apoiadas sobre argilas sobreadensadas (adotada aceleração da gravidade $g = 10 \text{ m/s}^2$) (apud Terzaghi, 1955)	41
Tabela 2.10. Valores de A e n_h para areias (apud Terzaghi, 1955)	43
Tabela 2.11. Valores de K para argilas pré adensadas	44
Tabela 2.12. Valores de n_h e k_{s1} - Terzaghi (1955) e Singh & Cousineau (1971) (apud Velloso, 1987)	45
Tabela 2.13. Tabela antiga de classificação de consistência de argilas para comparação entre SPT e valores típicos da coesão (Moraes, 1976)	46
Tabela 2.14. Tabela de classificação de compactidade para comparação com SPT (Das, 1985)	46

Tabela 2.15. Valores do coeficiente de reação horizontal de solos típicos da Cidade de São Paulo com classificação pelo SPT da ABNT – NB 617/80 – NBR 7250 (Companhia do Metropolitano de São Paulo, NC-03, volume II)	47
Tabela 2.16: Valores de K' e $\tan \beta$ para Miche (1930)	58
Tabela 2.17. Valores dos coeficientes de Hetényi para $\beta.L = 2,0$	61
Tabela 2.18. Valores típicos de módulo de compressibilidade do solo (D_s) (apud Sherif, 1974)	69
Tabela 2.19 – Valores de f (apud Sherif, 1974)	70
Tabela 2.20. Coeficientes de empuxo ativo para terrapleno horizontal e muro vertical (δ_a)	74
Tabela 2.21. Coeficientes de empuxo passivo para terrapleno horizontal e muro vertical (δ_p)	74
Tabela 2.22: Coeficientes adimensionais para estaca longas, $K=K.x$ e $Z_{\max}=5,0$ (apud Matlock & Reese, 1961)	89
Tabela 3.1. Parâmetros médios dos ensaios de penetração	110
Tabela 3.2. Parâmetros de granulometria e limites	112
Tabela 3.3. Índices físicos	112
Tabela 3.4. Coeficientes de permeabilidade	113
Tabela 3.5. Parâmetros de resistência.	113
Tabela 3.6. Parâmetros do ensaio de compactação	114
Tabela 3.7. Parâmetros de adensamento	115
Tabela 3.8. Porcentagens de colapso em função da pressão de inundação (In: Segantini, 2000)	116
Tabela 5.1. Resultados obtidos nas provas de carga	128
Tabela 5.2. Valores necessários para a determinação de n_h e y_o – Estaca 1	131
Tabela 5.3. Valores necessários para a determinação de n_h e y_o – Estaca 2	131
Tabela 5.4. Valores necessários para a determinação de n_h e y_o – Estaca 3	132
Tabela 5.5. Valores necessários para a determinação de n_h e y_o – Estaca 4	132
Tabela 5.6. Valores do módulo de reação horizontal do solo (K)	134
Tabela A.1. Dados da sondagem SPT-1 e do ensaio CPT-1, realizados no Campo Experimental FEIS/Unesp (In: Menezes, 1997)	161
Tabela A.2. Dados da sondagem SPT-5 e do ensaio CPT-5, realizados no Campo Experimental FEIS/Unesp (In: Menezes, 1997)	162

Lista de Fotos

Foto 4.1. Bucha de aço parafusada na estaca	119
Foto 4.2. Detalhe de todas as peças do sistema	120
Foto 4.3. Nivelamento e alinhamento da bucha de aço	120
Foto 4.4. Detalhe do conjunto macaco e bomba hidráulica	122
Foto 4.5. Detalhe da célula de carga utilizada nas provas de carga	122
Foto 4.6. Controle de carga no macaco – Bomba hidráulica e indicador de deformação	123
Foto 4.7. Detalhe das vigas de referência	124
Foto 4.8. Detalhe dos relógios comparadores e da placa de acrílico	125

Símbolos

A	área da seção transversal da estaca
A_{nt}	área equivalente para a seção transversal da estaca
A_{si}	área da seção transversal de cada barra da armadura longitudinal
b	espessura da estaca
c	profundidade das fissuras no concreto
c_a	adesão lateral solo-estaca
c_u	coesão não drenada do solo
CPT	cone penetration test (ensaio CPT)
d	diâmetro da estaca
D	diâmetro (ou lado) da estaca
e	distância vertical acima do ponto de aplicação da carga horizontal (H)
E	módulo de elasticidade da estaca
E_c	módulo de elasticidade do concreto
E_p	módulo de elasticidade do material da estaca
E_{aço}	módulo de elasticidade do aço
E_s	módulo de elasticidade do solo
E_{sec}	módulo de deformabilidade secante
E₅₀	módulo de deformabilidade do solo correspondente a 50% da resistência à compressão simples
EI	rigidez a flexão da estaca
f	profundidade da seção onde ocorre o máximo momento fletor
f_{ck}	resistência característica do concreto à compressão
f_{tk}	resistência característica do concreto à tração

f_s	atrito lateral local unitário no ensaio CPT
H	carga horizontal
I	momento de inércia da estaca
I_{cr}	momento de inércia crítico
I_{gt}	momento de inércia equivalente para a seção transversal da estaca
I_p	momento de inércia da seção transversal da estaca
K	módulo de reação horizontal do solo
KC	fator de rigidez Sherif (1974)
K_h	coeficiente de reação do solo
k_{h1}	coeficiente de reação horizontal do solo para placas de 1 pé ²
k_n	coeficiente de empuxo passivo
k_{v1}	coeficiente de reação vertical do solo para placas de 1 pé ²
L	comprimento enterrado da estaca no solo
M	momento fletor
M_o	momento fletor na estaca, à superfície do terreno
M_{cr}	momento fletor crítico
$M_{máx}$	momento fletor máximo
M_{yield}	momento fletor que provoca a plastificação do material da estaca
n	número de elementos em que a estaca é dividida
n_b	número de barras da armadura longitudinal da estaca
N	resistência à penetração obtida no ensaio SPT
N_0	carga vertical aplicada na estaca, à superfície do terreno
n_h	coeficiente de reação horizontal do solo
p	reação do solo
q	carga linear
q_c	resistência de ponta obtida no ensaio CPT
q_u	resistência à compressão simples
Q	esforço cortante
R	fator de rigidez relativa estaca-solo para K constante com a profundidade
s	rotação da estaca
s'	cobrimento da armadura
SPT	standard penetration test (sondagem à percussão)
$\tan \alpha$	rotação da estaca
T	rigidez do solo

y	deslocamento horizontal da estaca
y_o	deslocamento horizontal da estaca na superfície do terreno
y_t	deslocamento horizontal da cabeça da estaca, acima da superfície do terreno
z	profundidade a partir da superfície do terreno
Z_f	ponto de deslocamento nulo
β	fator de rigidez relativa estaca-solo de Hetényi (1946)
ε_{50}	deformação específica para 50% da resistência mobilizada
ε_z	deformação específica na direção z
ϕ'	ângulo de atrito interno efetivo do solo
λ	fator de rigidez relativa
γ	peso específico do solo
η	fator de rigidez relativa estaca solo de Broms (1961) para areias
ν_s	coeficiente de Poisson do solo
θ	rotação
ρ	deslocamento horizontal de uma seção da estaca
σ'_v	pressão vertical efetiva de terra
σ_z	pressão na direção z

Resumo

Neste trabalho foi estudada a interação solo-estrutura para estacas escavadas com trado mecânico, de concreto armado (com diâmetro de 32 cm e 8,71 m embutida no solo), instaladas em solo arenoso de comportamento elástico-linear, solicitadas a carregamento transversal, através da análise e execução de provas de carga, no Campo Experimental da Unesp, Campus de Ilha Solteira.

A partir das curvas de carga horizontal versus deslocamento horizontal, obtidas nas provas de carga, foi possível obter a variação do coeficiente horizontal de reação do solo (n_h) em função do deslocamento horizontal na superfície do terreno (y_o), por meio dos métodos de Matlock & Reese (1960) e Reese (1976).

Escolhido o intervalo de y_o entre 7 mm a 12 mm, obteve-se o valor de n_h igual a 8 MN/m³, o que permitiu a determinação dos deslocamentos, das rotações, dos momentos fletores, dos esforços cortantes e das pressões atuantes no solo, ao longo do fuste das estacas, considerando a variação ou não da rigidez flexional (EI) das estacas.

A influência da rigidez flexional se mostrou bem mais expressiva do que a influência da rigidez do solo no comportamento das estacas; para o nível de carregamento analisado, considerando a máxima carga utilizada nas provas de carga.

Abstract

In this work was studied the soil-structure interaction for bored piles of armed concrete (with 32 cm od diameter and 8,71 m length), installed in arenaceous soil of elastic-linear behavior, requested the transversal load, through the analysis and execution of load tests, in the Experimental Field of the Unesp, Campus of the Ilha Solteira. From the curves horizontal load versus horizontal displacement, gotten in the load tests, it was possible to get the variation of coefficient of horizontal subgrade reaction (n_h) in function of the ground horizontal displacement (y_o), by means of the methods of Matlock & Reese (1960) and Reese (1976). Chosen the interval of y_o enter 7-12 mm, got the equal value of n_h 8 the MN/m^3 , what it allowed the determination of the horizontal displacements, the rotations, bending moments, shear forces and soil reactions, in depth, considering the variation or not of the flexional rigidity (EI) of the piles. The flexional rigidity had more influence on the piles behaviour that the soil, for the analyzed loading level, considering the maximum load used in the load tests.

1. INTRODUÇÃO

A evolução das técnicas construtivas na engenharia civil propiciou o aumento da magnitude das cargas nas edificações, que em muitos dos casos transferiram a engenharia de fundações a tarefa de solucionar os problemas de fundações em estacas ou tubulões solicitados por cargas verticais conjugadas com esforços transversais (horizontais, inclinados e momentos fletores), que podem ser aplicados ao topo da estaca ou em profundidade.

No projeto de estacas carregadas transversalmente, devem ser verificadas duas condições básicas:

- a) Segurança adequada contra a ruptura tanto do solo que envolve a estaca quanto dos materiais que a compõem; e
- b) Deslocamentos e deformações angulares do topo da estaca aceitáveis para a estrutura.

O objetivo fundamental do trabalho que segue é estudar o comportamento de estacas do tipo broca escavadas mecanicamente, de concreto armado (com 32 cm de diâmetro e 8,71 m embutido no solo), instaladas em solo arenoso de comportamento

elástico-linear, e solicitadas por esforços transversais, considerando a variação ou não da rigidez flexional (EI) das mesmas.

A rigidez flexional é o produto do módulo de elasticidade do material da estaca pelo momento de inércia de sua seção transversal (EI), sendo que a sua variação é ocasionada pela fissuração do concreto, que ocorre com a ação de momentos fletores.

Faz parte desta análise a determinação dos deslocamentos, rotações, momentos fletores, cortantes e pressões atuantes no solo, ao longo do fuste das estacas, que possibilitam o dimensionamento estrutural da peça.

Os cálculos envolvidos neste estudo podem ser feitos por meio de dois modelos teóricos diferenciados, O primeiro, o Modelo Elástico, baseia-se fundamentalmente nos parâmetros: módulo de elasticidade do solo (E_s) e coeficiente de Poisson do solo (ν_s). Já o segundo, o Modelo de Winkler ou Modelo do Coeficiente de Reação Horizontal, baseia-se no coeficiente de reação horizontal do solo (n_h), com a simulação do solo feita por molas independentes de comportamento elástico.

Todos esses modelos consideram a rigidez flexional (EI) da estaca constante. Sabe-se que esta hipótese é aceitável para estacas de aço ou de madeira, mas no caso de estacas de concreto armado, o nível de fissuração faz variar a rigidez flexional.

Dependendo da natureza e dos níveis de solicitação (cortante e momento fletor), o concreto armado pode sofrer intensa fissuração, levando elementos estruturais a possíveis variações na rigidez flexional. Este fato pode ocasionar a variação do momento fletor ao longo do fuste da estaca.

Por este motivo, fazem-se necessários e importantes estudos a respeito da influência da rigidez flexional (EI) na análise de estacas carregadas transversalmente.

Empregou-se uma metodologia essencialmente experimental e retro-analítica, ao passo em que das medidas de campo foram inferidos parâmetros do sistema

estaca-solo; e também, comparativa, pois, também, utilizou-se resultados já disponíveis de pesquisas anteriores.

No capítulo 2 são apresentados os principais métodos de cálculo de deformações e de análise da segurança à ruptura do solo. Nem todos os métodos apresentados são adaptáveis para a consideração da variação da rigidez flexional, mas foram descritos por serem clássicos. Já os métodos numéricos foram estudados com profundidade em sua formulação teórica, visando adaptá-los para a referida consideração.

O capítulo 3 descreve as características geológico-geotécnicas do campo experimental, exibindo a planta de localização das estacas ensaiadas e dos pontos de sondagens.

Por sua vez, no capítulo 4 são apresentados os materiais e equipamentos utilizados na realização dos ensaios, com figuras esquemáticas e fotos, seguidos da metodologia aplicada.

Os dados obtidos nos ensaios de campo e a respectiva análise estão descritos no capítulo 5, e foram divididos em: a) comportamento do solo; b) comportamento estrutural de estacas; e c) **EI** constante versus **EI** variável.

Encerrando o trabalho, o capítulo 6, que se refere às conclusões a que se chegou a pesquisa, destaca a influência da variação da rigidez flexional no comportamento de estacas do tipo broca escavadas mecanicamente, carregadas transversalmente, dando-se destaque: a) a determinação do valor médio do coeficiente de reação horizontal do solo; b) construção dos gráficos dos deslocamentos, das rotações, dos momentos fletores, das cortantes e das pressões do solo ao longo do fuste das estacas; e c) comparação entre os resultados obtidos com os métodos que utilizam **EI** constante com o método que admite **EI** variável.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. GENERALIDADES

Neste capítulo são revisados conceitos e teorias, disponíveis na literatura técnica, que subsidiaram as análises feitas a respeito da forma de ruptura e das deformações, no caso de estacas solicitadas por esforços transversais, descrevendo-se a interação estaca-solo e a estimativa dos principais parâmetros que envolvem tal mecanismo e, que são imprescindíveis nos projetos de estacas sob tais solicitações.

2.2. ANÁLISE DA RUPTURA DA ESTACA

A determinação do fator de segurança à ruptura do solo, além de se constituir em um dos objetivos básicos nos projetos de estacas carregadas transversalmente, possibilita, também, a verificação da validade dos cálculos de deformações e esforços

internos solicitantes das estacas no regime elástico. A seguir, são apresentados os principais métodos para análise da segurança à ruptura do solo.

2.2.1. Método de Broms (1964)

Broms (1964) apresentou dois trabalhos. O primeiro abordando estacas em solos coesivos e o segundo, estacas em solos granulares.

O método foi desenvolvido com simplificação dos diagramas de distribuição de resistência do solo ao longo de estacas longas, curtas e intermediárias, com topo livre e engastado.

Segundo Davisson (1970), de acordo também com Matlock & Reese (1960), temos que:

T ou **R < 4** → estacas curtas

T ou **R ≥ 4** → estacas longas

Embora, no cálculo de deslocamentos, Broms apresente fatores (β para solos coesivos e η para solos arenosos) para classificação das estacas quanto à flexibilidade, no cálculo da segurança à ruptura essa classificação é feita pela forma de ruptura (ver a Figura 2.1.), definida pelas expressões que seguem:

- estaca flexível → $\frac{L}{T} > 4$

- estaca intermediária → $\frac{L}{T} = 2 \text{ a } 4$

- estaca rígida → $L < 2$

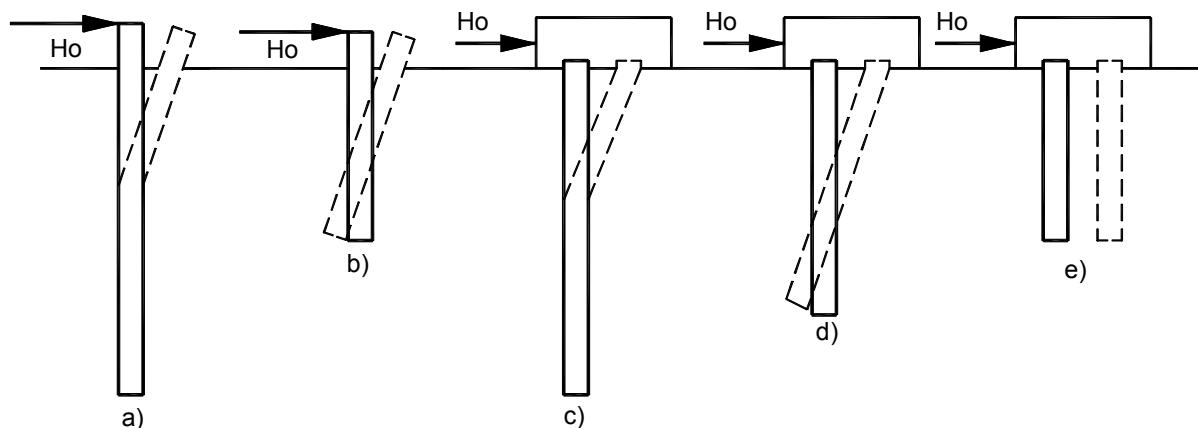


Figura 2.1. Formas de ruptura de estacas: a) estaca longa com topo livre; b) estaca curta com topo livre; c) estaca longa com topo engastado; d) estaca intermediária com topo engastado; e) estaca curta com o topo engastado (apud Broms, 1964a).

Para as estacas com topo livre, se forem longas (Figura 2.1a), a ruptura ocorre com a plastificação do material que a compõe, na seção de momento fletor máximo; já, para o caso de estacas curtas (Figura 2.1b), ocorre a rotação da estaca em relação a alguma seção transversal, em profundidade, com ruptura apenas do solo.

Nas estacas com topo engastado, se forem longas (Figura 2.1c), a ruptura ocorre com a plastificação do material que a compõe em duas seções (uma na base do bloco de coroamento e outra onde ocorre o momento fletor máximo positivo).

Caso as estacas forem intermediárias (Figura 2.1d), ocorrem simultaneamente, a rotação da mesma em relação a alguma seção transversal, em profundidade, e a plastificação do material que a compõe se dá na seção transversal do fundo do bloco. Se forem curtas (Figura 2.1e), ocorre a translação da estaca.

2.2.1.1. Estacas em Solos Coesivos

a) Estacas com Topo Livre

Na Figura 2.2 é mostrada a provável distribuição da resistência máxima para solos puramente coesivos. Para a qual Broms sugere uma simplificação, admitindo

resistência nula desde a superfície do terreno até a profundidade de $1,5.d$ e $9.c_u$ a partir desse ponto. O diagrama de distribuição de reação do solo depende dos deslocamentos sofridos pela estaca, portanto, depende do mecanismo de ruptura. Nas Figuras 2.3 e 2.4, são apresentadas as situações para estacas curtas e longas, respectivamente, ambas com o topo livre.

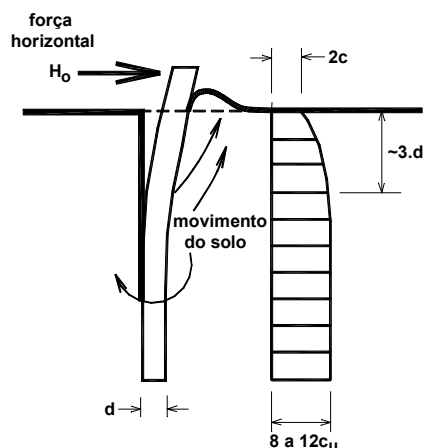


Figura 2.2. Distribuição da resistência lateral em argilas (Broms, 1964).

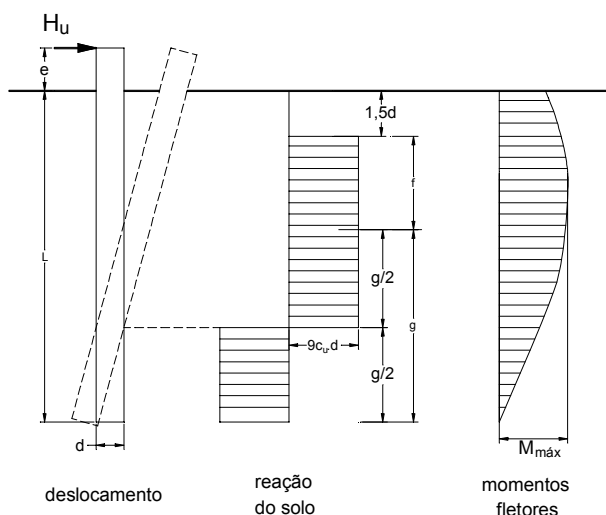


Figura 2.3. Mecanismos de ruptura de estacas curtas em solo coesivos. (apud Broms, 1964a).

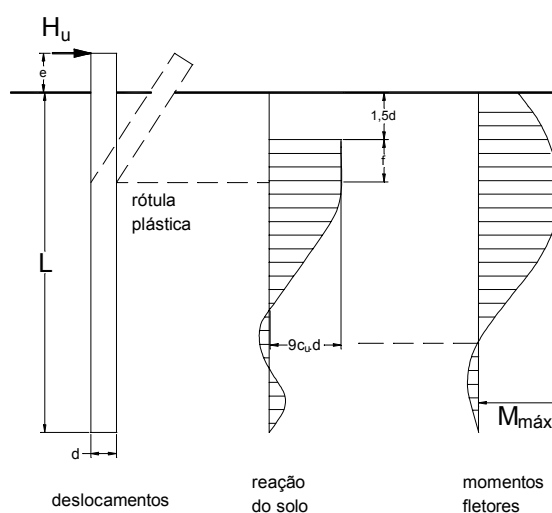


Figura 2.4. Mecanismos de ruptura de estacas longas em solo coesivos. (apud Broms, 1964a).

O valor f define a profundidade da seção onde ocorre o máximo momento fletor, ou seja, cortante nula: $(H_u - 9.c_u.d.f = 0)$, e é obtido pela equação:

$$f = \frac{H_u}{9.c_u.d} \quad (01)$$

em que:

H_u : força horizontal;

c_u : coesão não drenada do solo; e

d : diâmetro ou largura da estaca.

O momento na seção onde ocorre o momento fletor máximo ($M_{m\acute{a}x}$), tanto para estacas curtas como para estacas longas, é dado por:

$$M_{m\acute{a}x} = H_u.(e + 1,5.d + 0,5.f) \quad (02)$$

em que:

e : braço de alavanca ou excentricidade.

Para estacas longas, o $M_{m\acute{a}x}$ na Equação 02 é substituído por M_{yield} (momento fletor que provoca a plastificação do material da estaca) e f pela Equação 01, sendo obtido o valor de H_u . Já, para as estacas curtas $M_{m\acute{a}x}$ é determinado pela expressão:

$$M_{m\acute{a}x} = 2,25.d.g^2.c_u \quad (03)$$

em que:

g : distância entre a profundidade da seção onde ocorre o momento máximo fletor e a ponta da estaca (ver a Figura 2.3).

Substituindo-se na Equação 02 o $M_{m\acute{a}x}$, obtido pela Equação 03, obtém-se H_u .

b) Estacas com Topo Engastado

As Figuras 2.5, 2.6 e 2.7 apresentam os possíveis mecanismos de ruptura para estacas com o topo engastado (a translação é possível).

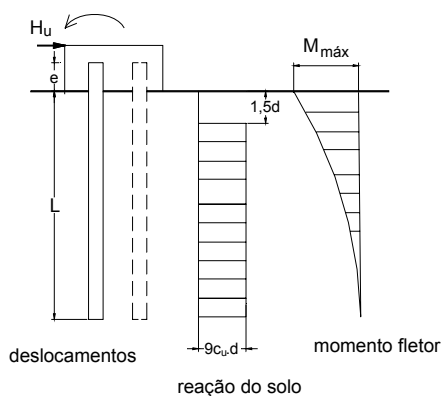


Figura 2.5: Estaca curta em solos coesivos (apud Broms, 1964a)

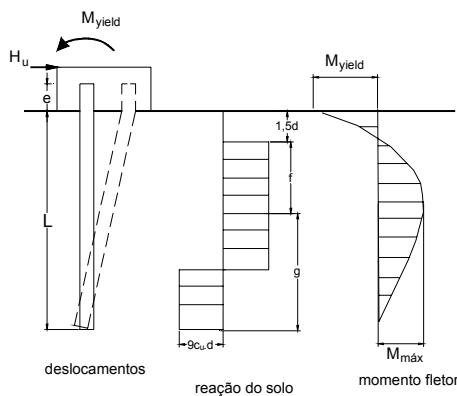


Figura 2.6: Estaca intermediária em solos coesivos. (apud Broms, 1964a)

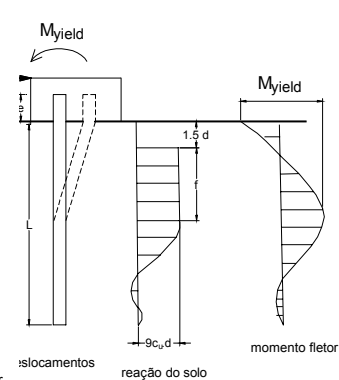


Figura 2.7: Estaca longa em solos coesivos (apud Broms, 1964a)

Para estacas curtas (Figura 2.5) as expressões de equilíbrio são:

$$H_u = 9.c_u.d.(L - 1,5.d) \quad (04)$$

$$M_{máx} = H_u.(0,5.L + 0,75.d) \quad (05)$$

em que:

L : comprimento da estaca embutido no solo.

A estaca deve ser dimensionada estruturalmente para resistir ao $M_{máx}$.

Para estacas intermediárias (Figura 2.6), o somatório dos momentos fletores em relação à superfície fornece:

$$M_{máx} = H_u.(1,5.d + 0,5.f) - M_{yield} \quad (06)$$

em que:

M_{yield} : momento fletor que provoca a plastificação do material da estaca.

Substituindo-se o valor de $M_{m\acute{a}x}$ calculado pela Equação 03, e substituído na Equação 06, obtém-se H_u . Caso $M_{m\acute{a}x}$ seja maior ou igual a M_{yield} , o comportamento não será de uma estaca intermediária, e sim, o de uma estaca longa (Figura 2.7). Com a substituição de $M_{m\acute{a}x}$ por M_{yield} na Equação 05, é obtida a expressão:

$$H_u = \frac{2.M_{yield}}{(1,5.d + 0,5.f)} \quad (07)$$

c) Deslocamentos Horizontais do Topo de Estacas em Solos Coesivos

Para solos coesivos, Broms (1964a) apresenta as equações mostradas na Tabela 2.1, para o cálculo dos deslocamentos horizontais do topo das estacas:

Tabela 2.1. Equações para o cálculo dos deslocamentos horizontais do topo de estacas (Broms, 1964a).

Estaca	Topo	Deslocamento horizontal
Rígida	Livre ($\beta.L < 1,5$)	$y_o = \frac{4.H_o \cdot \left(1 + 1,5 \cdot \frac{e}{L}\right)}{k_h \cdot d \cdot L}$
	Engastado ($\beta.L < 1,5$)	$y_o = \frac{H_o}{k_h \cdot d \cdot L}$
Flexível	Livre ($\beta.L > 1,5$)	$y_o = \frac{2.H_o \cdot \beta \cdot (e \cdot \beta + 1)}{k_\infty \cdot d}$
	Engastado ($\beta.L > 1,5$)	$y_o = \frac{H_o \cdot \beta}{k_\infty \cdot d}$

em que:

$$\beta = \frac{1}{R} = \sqrt[4]{\frac{k_h \cdot d}{E_p \cdot I_p}} = \sqrt{\frac{K}{E_p \cdot I_p}}$$

R : fator de rigidez relativa estaca x solo para argilas;

k_h : coeficiente de reação horizontal (definido posteriormente);

E_p : módulo de elasticidade do material da estaca;

I_p : momento de inércia da seção transversal da estaca;

K : módulo de reação horizontal (definido posteriormente); e

$$k_{\infty} = \frac{\alpha \cdot k_{s1}}{d}$$

em que:

$$\alpha \approx n_1 \cdot n_2$$

n₁ : coeficiente que depende da coesão não drenada da estaca (Tabela 2.2);

n₂ : coeficiente que depende do material da estaca (Tabela 2.3);

k_{s1} : coeficiente de reação vertical para placas de **1 pé²** (30 x 30 cm), definido posteriormente, no item que trata do coeficiente de reação horizontal do solo.

Tabela 2.2. Coeficientes **n₁**.

c_u (kPa)	n₁
< 24	0,32
24 a 98	0,36
> 98	0,40

Tabela 2.3. Coeficientes **n₂**.

Material da estaca	n₂
aço	1,00
concreto	1,15
madeira	1,30

As expressões para o cálculo dos deslocamentos foram apresentadas somente para que o trabalho de Broms (1964a) fosse mantido completo, não sendo

recomendável sua utilização para projeto. No item de Análise de Deformações serão apresentados métodos com embasamentos teóricos mais refinados para esses cálculos.

2.2.1.2. Estacas em Solos Não-Coesivos

Em sua análise, Broms (1964a) fez as seguintes suposições:

- O empuxo ativo, atuante na face oposta ao movimento horizontal da estaca, é desprezado;
- O empuxo passivo na face frontal da estaca, é três vezes o valor do empuxo passivo de Rankine, devido ao efeito tridimensional, ou seja:

$$p_u = 3 \cdot \sigma'_v \cdot k_p$$

em que:

p_u : resistência máxima horizontal do solo;

σ'_v : pressão vertical efetiva;

k_p : coeficiente de empuxo passivo;

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

ϕ' : ângulo de atrito interno efetivo do solo que envolve a estaca.

- A forma da seção transversal da estaca não tem influência na resistência máxima do solo;
- Os deslocamentos são suficientes para total mobilização da resistência lateral;
- O peso específico do solo é admitido constante com a profundidade.

a) Estacas com Topo Livre

Nas Figuras 2.8 e 2.9, são apresentados os diagramas de distribuição da reação do solo e dos momentos fletores para estacas curtas e longas, respectivamente.

No caso de estacas curtas, ocorre um giro em relação a uma seção próxima à ponta da estaca, e as altas pressões geradas na região abaixo dessa seção, são substituídas por uma força concentrada F atuando na ponta da estaca. Com o somatório dos momentos em relação à ponta da estaca, é obtida a Equação 07, mostrada na página seguinte.

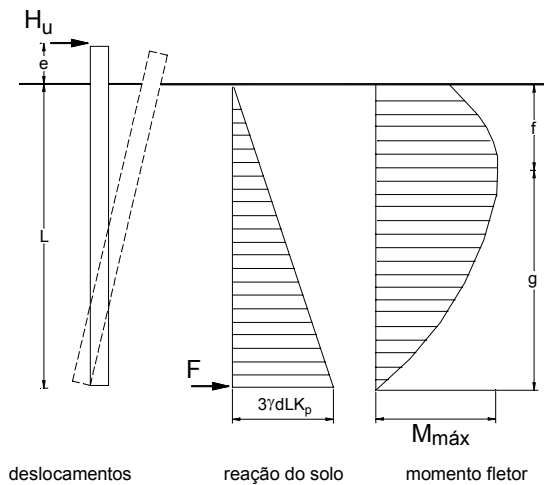


Figura 2.8. Mecanismo de ruptura de estacas curtas em solos não coesivos (apud Broms, 1964b).

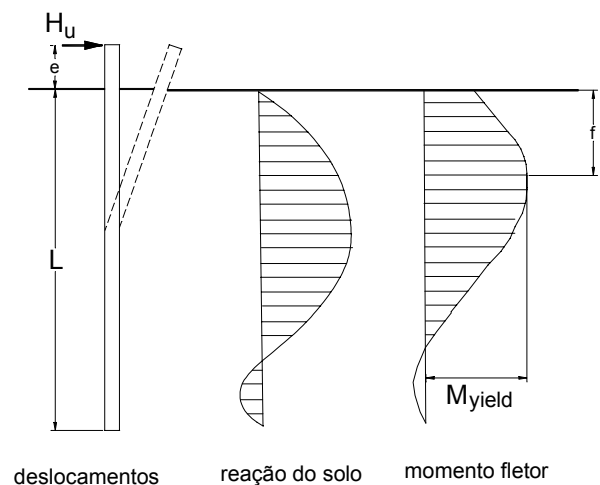


Figura 2.9. Mecanismo de ruptura de estacas longas em solos não coesivos (apud Broms, 1964a).

$$H_u = \frac{0,5 \cdot \gamma \cdot d \cdot L^3 \cdot k_p}{e + L} \quad (07)$$

em que:

γ : peso específico do solo.

O momento fletor máximo ocorre na seção que dista f da superfície do terreno, cujo valor é dado por:

$$H_u = \frac{3}{2} \cdot \gamma \cdot d \cdot k_p \cdot f^2 \Rightarrow f = 0,82 \cdot \sqrt{\frac{H_u}{d \cdot k_p \cdot \gamma}} \quad (08)$$

Desta maneira, o momento fletor máximo é igual a:

$$M_{\text{máx}} = H_u \cdot \left(e + \frac{2}{3} \cdot f \right) \quad (09)$$

Se $M_{\text{máx}} \geq M_{\text{yield}}$, a estaca se comporta como longa. Neste caso, adotando-se $M_{\text{máx}} = M_{\text{yield}}$ na Equação 09, calcula-se H_u , sendo a carga horizontal máxima o menor dos valores obtidos nas Equações 07 e 08.

b) Estacas com Topo Engastado

Nas Figuras 2.10, 2.11 e 2.12, são apresentados os mecanismos de ruptura de estacas em solos não coesivos.

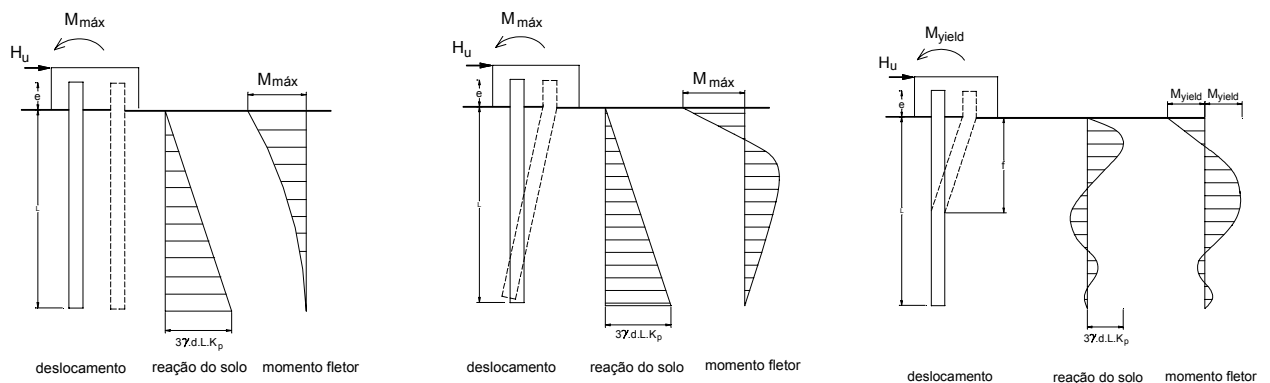


Figura 2.10. Estaca curta em solo não coesivo. (apud Broms, 1964).

Figura 2.11. Estaca intermediária em solo não coesivo. (apud Broms, 1964).

Figura 2.12. Estaca longa em solo não coesivo. (apud Broms, 1964).

Para estacas curtas (Figura 2.10), o equilíbrio das forças horizontais fornece a expressão:

$$H_u = 1,5 \cdot \gamma \cdot d \cdot L^2 \cdot k_p \quad (10)$$

O momento fletor máximo que ocorre na estaca é dado pela expressão:

$$M_{\text{máx}} = \frac{2}{3} \cdot H_u \cdot L \quad (11)$$

Se $M_{\text{máx}} \geq M_{\text{yield}}$, o mecanismo de ruptura é o de uma estaca intermediária (Figura 2.11), e com o equilíbrio horizontal, é obtido o valor de F pela expressão:

$$F = 1,5 \cdot \gamma \cdot d \cdot L^2 \cdot k_p - H_u \quad (12)$$

Com o somatório dos momentos em relação ao topo da estaca, e a substituição do valor de F obtido da Equação 12, temos:

$$M_{\text{máx}} = 0,5 \cdot \gamma \cdot d \cdot L^3 \cdot k_p - H_u \cdot L \quad (13)$$

Caso $M_{\text{máx}} \geq M_{\text{yield}}$, o comportamento é o de uma estaca longa (Figura 2.12), e substituindo-se $H_u \cdot e = M_{\text{yield}}$, é obtido:

$$H_u \cdot \left(e + \frac{2}{3} \cdot f \right) = 2 \cdot M_{\text{yield}} \Rightarrow H_u = \frac{3 \cdot M_{\text{yield}}}{2 \cdot f} \quad (14)$$

c) Deslocamentos Horizontais do Topo de Estacas em Solos Não Coesivos

Para solos não coesivos, Broms (1964) apresenta as equações mostradas na Tabela 2.4 para o cálculo dos deslocamentos horizontais do topo das estacas:

Tabela 2.4. Equações para o cálculo dos deslocamentos horizontais do topo de estacas (Broms, 1964).

Estaca	Topo	Deslocamentos horizontais
Rígida	Livre ($\eta \cdot L < 2,0$)	$y_o = \frac{18 \cdot H_o \cdot \left(1 + 1,33 \cdot \frac{e}{L}\right)}{n_h \cdot L^2}$
	Engastado ($\eta \cdot L < 2,0$)	$y_o = \frac{2 \cdot H_o}{n_h \cdot L^2}$
Flexível	Livre ($\eta \cdot L > 4,0$)	$y_o = \frac{2,4 \cdot H_o}{n_h^{3/5} \cdot (E \cdot I)^{2/5}}$
	Engastado ($\eta \cdot L > 4,0$)	$y_o = \frac{0,93 \cdot H_o}{n_h^{3/5} \cdot (E \cdot I)^{2/5}}$

em que:

$$\eta = \frac{1}{T} = \sqrt{\frac{n_h}{E_p \cdot I_p}} : \text{fator de rigidez relativa estaca-solo de Broms (1961) para areias;}$$

T : fator de rigidez relativa estaca x solo para areias; e

n_h : coeficiente de reação horizontal (definido posteriormente).

No caso de solos coesivos, Broms (1964) considera uma perda de resistência nas proximidades da superfície do terreno, simulando, mesmo que imprecisamente, as observações feitas mais tarde por Poulos & Davis (1980) (Figura 2.2), o que torna o diagrama de resistência do solo proposto mais realístico que os diagramas dos métodos que seguem.

Para a análise de segurança à ruptura, a proposição de Sherif (1974), apresentada adiante, é muito interessante. Este autor propõe o confronto dos diagramas de resistência e de pressões aplicadas pela estaca ao longo do seu

comprimento, limitando a pressão máxima aplicada, em qualquer profundidade, à diferença $p_p - p_a$, em que p_p é a pressão passiva e p_a , a pressão ativa. Além disso, é considerada uma transição (diminuição das reações do solo) nas proximidades da seção de giro da estaca.

A análise da ruptura feita no estado crítico, não sendo considerados os efeitos da variação da rigidez flexional (EI).

2.2.2. Análise Simplificada – Poulos & Davis (1980)

Poulos & Davis (1980) apresentam um modo bem simples para estimar a resistência horizontal máxima de estacas, no qual são consideradas estacas curtas e longas, imersas em solos de comportamento arenoso e argiloso.

Vale ressaltar que os autores não esclarecem qual o critério para classificar as estacas quanto à flexibilidade. Contudo, a representação numérica deixa a desejar, já que a forma de ruptura da estaca não depende somente da relação entre seu comprimento e seu diâmetro, mas também das propriedades do solo que a envolve. Essa classificação será adotada, preliminarmente, somente para a compreensão do texto que se segue.

a) Estacas Curtas

Na Figura 2.13 é considerada uma estaca curta, com o topo livre para girar e transladar (o método não considera a possibilidade de engastamento do topo), com diâmetro ou largura d , e simulada por uma fina faixa.

H_o e M_o são a força horizontal e o momento fletor aplicados simultaneamente no topo da estaca, podendo atingir valores máximos, respectivos de H_u e M_u , que causam a ruptura do solo.

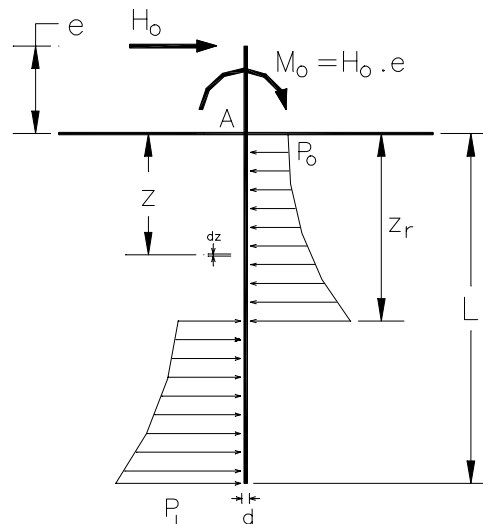


Figura 2.13. Estaca livre carregada transversalmente.
(apud Poulos & Davis, 1980).

Na forma geral, as equações de equilíbrio limite são as seguintes:

$$\sum H = 0 \Rightarrow H_u = \int_0^{z_r} p_u \cdot d \cdot dz - \int_{z_r}^L p_u \cdot d \cdot dz \quad (15)$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow M_u = -\int_0^{z_r} p_u \cdot d \cdot z \cdot dz - \int_{z_r}^L p_u \cdot d \cdot z \cdot dz \quad (16)$$

em que:

H_u : carga horizontal máxima aplicada ao topo da estaca;

M_u : momento fletor máximo aplicado no topo da estaca;

p_u : resistência lateral máxima do solo;

d : largura ou diâmetro da estaca;

z : profundidade; e

Considerando o caso de distribuição constante da resistência lateral máxima do solo (p_u), para solos argilosos rijos, ao longo da estaca, isto é $p_o = p_L = p_u$.

Resolvendo as equações acima para a profundidade de rotação (z_r) e para a carga horizontal máxima (H_u) aplicada ao topo da estaca, são obtidas as equações:

$$z_r = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{H_u}{p_u \cdot d} + L \right) \quad (17)$$

$$\frac{M_u}{p_u \cdot d \cdot L^2} = \frac{H_u \cdot e}{p_u \cdot d \cdot L^2} = \frac{1}{4} \cdot \left[1 - \left(\frac{2 \cdot H_u}{p_u \cdot d \cdot L} \right) - \left(\frac{H_u}{p_u \cdot d \cdot L} \right)^2 \right] \quad (18)$$

$$\frac{H_u}{p_u \cdot d \cdot L} = \left[\sqrt{\left(1 + \frac{2 \cdot e}{L} \right)^2 + 1} \right] - \left(1 + \frac{2 \cdot e}{L} \right) \quad (19)$$

No caso de distribuição linear da resistência máxima do solo (p_u), para solos arenosos e solos moles, crescente com a profundidade da estaca, isto é, p_o no topo e p_L na ponta da estaca, são obtidas as equações:

$$4 \cdot \left(\frac{z_r}{L} \right)^3 + 6 \cdot \left(\frac{z_r}{L} \right)^2 \cdot \left(\frac{e}{L} + \frac{p_o}{p_L - p_o} \right) + \left(\frac{12 \cdot p_o}{p_L - p_o} \right) \cdot \left(\frac{e}{L} \right) \cdot \left(\frac{z_r}{L} \right) +$$

$$- \left(3 \cdot \frac{e}{L} \right) \cdot \left(\frac{p_o + p_L}{p_L - p_o} \right) - \left(\frac{2 \cdot p_L + p_o}{p_L - p_o} \right) = 0 \quad (20)$$

$$\frac{H_u}{p_L \cdot d \cdot L} = \left(1 - \frac{p_o}{p_L} \right) \cdot \left(\frac{z_r}{L} \right)^2 + \left(2 \cdot \frac{p_o}{p_L} \right) \cdot \left(\frac{z_r}{L} \right) - \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \frac{p_o}{p_L} \right) \quad (21)$$

b) Estacas Longas

A resistência lateral pode ser determinada pela resistência da própria estaca (escoamento do material da estaca devido ao momento fletor), antes mesmo da total mobilização da resistência máxima do solo. Assim, o momento fletor máximo, que ocorre na seção de força cortante nula, deve ser calculado considerando-se total mobilização da resistência do solo acima dessa seção, e a carga horizontal de ruptura da estaca será o menor dos dois valores:

- Força horizontal que causa a ruptura do solo acima da seção de momento fletor máximo (a resistência do solo ao redor da estaca é o principal fator a determinar a capacidade de carga horizontal, chegando a plastificação);
- Força horizontal que produz o momento fletor máximo que plastifica o material da estaca (a capacidade de carga horizontal da estaca é regida pelas características da estaca).

c) Resistência Lateral Máxima do Solo

Poulos & Davis (1980) definiram que, para solos puramente coesivos, a resistência lateral máxima (p_u) varia de $2.c_u$ na superfície do terreno até 8 a $12.c_u$ até a profundidade de $\approx 3.d$, permanecendo constante a partir daí (Figura 2.2).

A resistência lateral máxima do solo é definida por:

$$p_u = K_c \cdot c \quad (22)$$

em que:

K_c : fator de resistência lateral que depende da relação c_a/c e da geometria da seção transversal da estaca (d/b ou b/d), Poulos & Davis (1980) fornecem o gráfico para a sua determinação;

c_a : adesão do solo com o fuste da estaca;

c : coesão do solo na profundidade z ; e;

b : diâmetro ou largura da estaca.

Se p_u for ultrapassado, o solo que envolve a estaca escoia plasticamente no plano horizontal, o valor de p_u deve ser determinado pela Teoria da Plasticidade.

Para solos não coesivos, Poulos & Davis (1980) recomendam a determinação de p_u pelo critério de Brinch Hansen (1961), apresentado na seqüência no item 2.2.3.

De acordo com Ricci (1995), este método é meramente didático, não parecendo recomendável a sua utilização na prática pelos seguintes motivos:

- a) É razoável a premissa de que as pressões de reação do solo sejam dependentes dos deslocamentos, mesmo que linearmente. Assim, no método proposto para estacas curtas, a distribuição da resistência lateral ao longo do fuste não é condizente com a realidade, pois nas proximidades da seção de giro os deslocamentos são reduzidos, não mobilizando integralmente as pressões resistentes. Não se sabe qual a margem de erro causada por esta simplificação, mas de qualquer forma, essa distribuição de pressões poderia ser melhorada com um trecho inclinado, passando pela seção de rotação (ponto com valor nulo), propiciando uma transição gradativa de p_u para $-p_u$; e
- b) Não há nenhuma consideração da resistência vertical do solo sob a ponta da estaca, que no caso de tubulões curtos com base alargada, pode constituir uma parcela significativa no equilíbrio estático da peça. O Método Russo, a ser apresentado mais a frente, leva em conta esse efeito para o cálculo das deformações.

A análise é feita no estado crítico e não é considerada a influência da rigidez flexional (EI).

2.2.3. Método de Brinch Hansen (1961)

Consiste em um processo iterativo desenvolvido para estacas curtas ($L/d \leq 10$ a **12**), sendo aplicável a solos coesivos ou não, homogêneos ou estratificados.

Para estacas com o topo livre, imersas em solos homogêneos, a seqüência de cálculo é a que segue:

- a) Divide-se o trecho enterrado da estaca em n elementos de comprimento L/n (Figura 2.14).

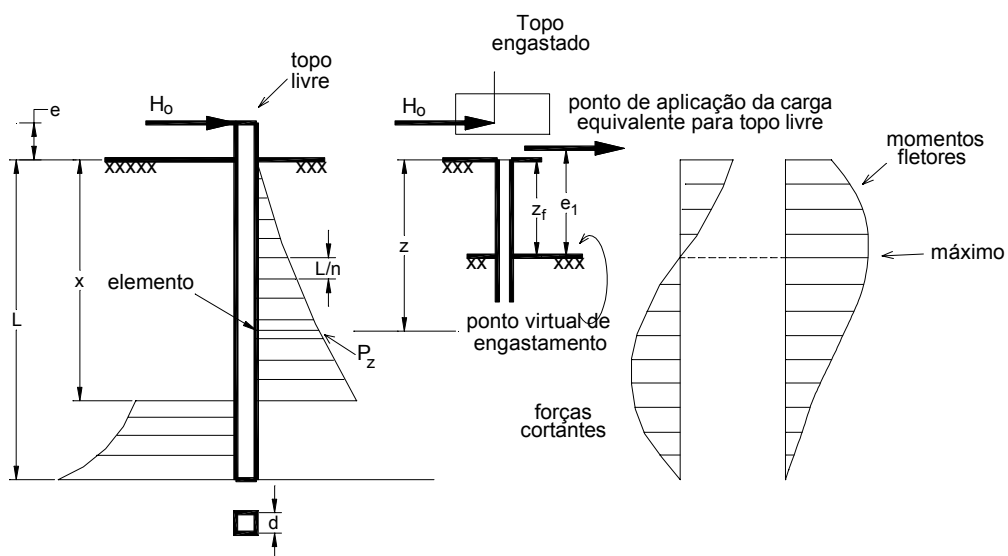


Figura 2.14. Método de Brinch Hansen (1961) para o cálculo da resistência lateral máxima de estacas curtas (apud Tomlinson, 1986).

- b) Calcula-se a resistência passiva total de cada elemento na profundidade z abaixo da superfície do terreno pela expressão:

$$p_u = p_z \cdot d \cdot \left(\frac{L}{n} \right) \quad (23)$$

$$p_z = q.K_q + c.K_c \quad (24)$$

em que:

q : pressão vertical efetiva de terra na profundidade z ;

c : coesão do solo na profundidade z ; e

K_q e K_c : são fatores que dependem da relação z/d . Brinch Hansen (1961) fornece gráficos para a determinação dos mesmos).

- c) Escolhe-se a profundidade x da seção de rotação X da estaca.
- d) Calcula-se o somatório dos momentos de cada elemento em relação ao ponto de aplicação da carga horizontal.

$$\sum M = \sum_{z=0}^{z=x} p_u \cdot (e + z) - \sum_{z=x}^{z=L} p_u \cdot (e + z) \quad (25)$$

O ponto X terá sido escolhido corretamente quando $\Delta m = 0$, isto é, quando as resistências passivas acima e abaixo do ponto de rotação X estiverem equilibradas.

No caso de existência de momento fletor aplicado no topo da estaca, utiliza-se o artifício de aumentar a distância do ponto de aplicação da força horizontal $e = M/H$.

- e) Calcula-se a carga horizontal máxima H_u pela expressão:

$$H_u \cdot (e + x) = \sum_0^x p_u \cdot (x - z) + \sum_x^{x+L} p_u \cdot (z - x) \quad (26)$$

O fator de segurança para a estaca será $FS = \frac{H_u}{H_o}$.

- f) Com os valores de p_u e da força horizontal é traçado o diagrama de cortantes ao longo da estaca. O diagrama de momentos fletores é constituído com o cálculo do valor para cada seção da estaca (a estaca é cortada em cada seção e é feito o somatório dos momentos dos esforços no trecho considerado). O momento máximo ocorre quando a cortante for nula, e, devidamente, o valor desse momento não pode exceder o momento que causa a plastificação do material da estaca.

Para estacas com topo engastado (restringindo a rotação) o procedimento é similar, calculando-se o valor de e_1 (Figura 2.14) pela expressão $e_1 = \frac{1}{2} \cdot (e + z_f)$, em que a ordem de grandeza do valor de z_f é de 1,5 m para as areias compactas e argilas rijas, e de 3,0 m no caso de argilas moles e siltes.

Os deslocamentos do topo da estaca (ρ), para a carga admissível, podem ser calculados aproximadamente, supondo-se a estaca em balanço, engastada no ponto virtual de engastamento, utilizando-se as expressões:

$$\text{para topo livre} \quad \rightarrow \quad \rho = \frac{H_o \cdot (e + z_f)^3}{3 \cdot E \cdot I} \quad (27)$$

$$\text{para topo engastado} \quad \rightarrow \quad \rho = \frac{H_o \cdot (e + z_f)^3}{12 \cdot E \cdot I} \quad (28)$$

em que:

E : módulo de elasticidade do material da estaca; e

I : momento de inércia da seção transversal da estaca.

Serão apresentados métodos de cálculo dos deslocamentos conceitualmente mais completos no item 2.3. que trata do cálculo de deformações.

No caso dos solos estratificados o processo é análogo, exceto que a profundidade z utilizada para a obtenção de K_q e K_c , é medida para cada camada a partir de seu topo (ver a Figura 2.15).

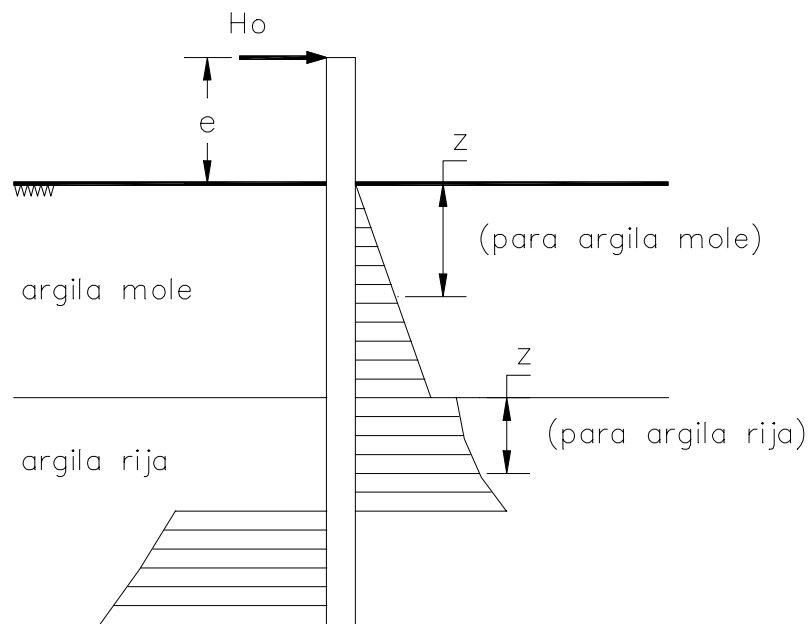


Figura 2.15. Resistência Lateral Máxima pelo método de Brinch Hansen (1961) (apud Tomlinson, 1986)

Neste método persistem as duas simplificações expostas no método anterior. Não é considerada a colaboração da resistência vertical do solo sob a ponta da estaca (estacas curtas), e não há transição das reações do solo nas imediações da seção de giro (a mudança do valor p_{z+} para o valor p_{z-} ocorre bruscamente).

Analogamente ao Tratamento Estático Convencional, a análise da ruptura é feita no estado crítico e não é considerada a rigidez flexional (EI).

2.3. ANÁLISE DE DEFORMAÇÕES

A análise de deslocamentos e rotações de estacas verticais carregadas transversalmente tem recebido duas abordagens distintas com relação à simulação do solo de apoio da estrutura:

- a) Modelo Elástico; e
- b) Modelo do Coeficiente de Reação do Solo

No chamado Modelo Elástico, o solo é considerado um meio elástico contínuo. Do ponto de vista teórico, é o tratamento mais realístico, pois considera a continuidade do solo. Essa abordagem proporciona uma gama de considerações bastante ampla, embora um tratamento elasto-plástico tridimensional ainda não esteja plenamente resolvido. O tratamento matemático e a determinação dos parâmetros adequados para o solo são bastante complexos.

Já o Modelo do Coeficiente de Reação do Solo baseia-se nas hipóteses propostas por Winkler (1867) e foi utilizado por Zimmermann (1888) no cálculo de dormentes de estradas de ferro. Alguns métodos de cálculo fundamentados nesse modelo desprezam a continuidade do solo, que é simulado por molas independentes de comportamento elasto-plástico. Apesar dessa deficiência teórica, esses métodos são relativamente simples, proporcionando a possibilidade de considerar qualquer variação das propriedades do solo com a profundidade (estratificação do solo) e o comportamento não linear. Pela facilidade de utilização, tem ocupado um espaço bastante significativo na prática de projetos de fundações.

Em ambos os casos, o objetivo é determinar os deslocamentos e as rotações da estaca, que influem no comportamento da estrutura fundada, além de definir as linhas de estado (momentos fletores e esforços cortantes) do fuste da estaca, dados básicos para o dimensionamento estrutural da peça.

Neste trabalho foi realizado um profundo estudo do comportamento de estacas longas em solo arenoso, solicitadas por esforços transversais, também sob o ponto de vista da interação estrutura-solo, no qual foi analisado o comportamento do elemento estrutural (estaca) com relação aos deslocamentos, rotações, momentos fletores, cortantes e pressões do solo, todos em relação ao comprimento da estaca (ou profundidade). Para tal utilizou-se os métodos de: a) Matlock & Reese (1960), que considera a rigidez flexional (EI) da estaca constante; b) Reese (1977) para EI da estaca constante; e c) Reese (1977) para EI da estaca variável, que são baseados no Modelo do Coeficiente de Reação do Solo.

Por este motivo os métodos baseados no Modelo Elástico foram brevemente descritos, já os baseados no Modelo de Reação do Solo, tiveram o mesmo tratamento, com exceção dos métodos utilizados nas análises feitas neste trabalho, para os quais se deram as devidas atenções, e foram devidamente descritos.

2.3.1. Modelos Elásticos

Vários autores analisaram o problema de estacas submetidas a esforços horizontais considerando o solo um meio elástico contínuo – Douglas & Davis (1964); Spillers & Stoll (1964); Lenci, Maurice & Madignier (1968); Matthewson (1969); Banerjee (1978); Banerjee & Davies (1978) e Poulos (1971). Os fundamentos teóricos de todas essas análises são similares, diferindo na forma de consideração da estaca.

Neste trabalho será apresentado apenas o método desenvolvido por Poulos (1971), para estacas isoladas.

2.3.1.1. Parâmetros Elásticos do Solo

Quando um elemento de um material qualquer (Figura 2.16) é submetido a uma tensão de compressão (σ_z), ocorrem deformações específicas: a) axiais (ϵ_z) e laterais (ϵ_x) ou transversais (ϵ_y). O conceito de módulo de elasticidade (E_s) ou Módulo de Young (cientista inglês, 1773-1829) é definido na Lei de Hooke (matemático inglês, Robert Hooke, 1635-1703), pela relação entre σ_z e ϵ_z , ou seja:

$$E_s = \frac{\sigma_z}{\epsilon_z}$$

em que:

σ_z : tensão na direção **z**; e

ϵ_z : deformação na direção **z**.

$$\epsilon_z = \frac{\Delta L}{L} \quad (\text{positivo para compressão})$$

em que:

ΔL : encurtamento (compressão) ou alongamento (tração) da estaca.

De maneira simplificada, na compressão, E_s é a declividade da curva tensão axial versus deformação específica axial (Figura 2.17).

O Coeficiente de Poisson (ν_s) é definido pela relação entre a deformação específica transversal ($\epsilon_x = \epsilon_y$) e a deformação específica axial (ϵ_z), ou seja:

$$\nu_s = -\frac{\epsilon_x}{\epsilon_z} = -\frac{\epsilon_y}{\epsilon_z}$$

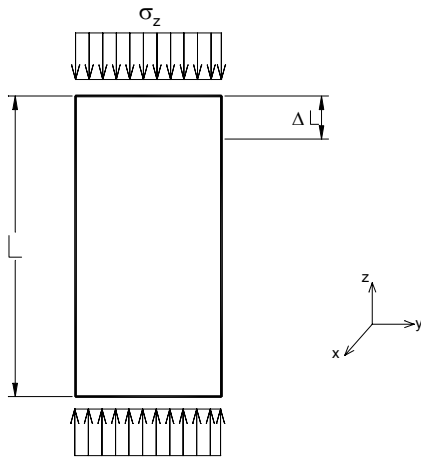


Figura 2.16. Deformação de corpo de prova carregado axialmente. (apud Lambe & Whitman, 1979)

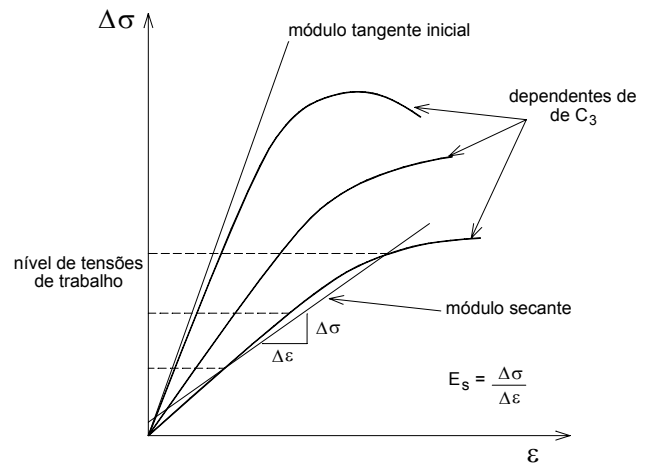


Figura 2.17. Curva tensão versus deformação. (apud Bowles, 1979/1982)

O Módulo de Elasticidade é uma propriedade intrínseca de materiais elásticos (que é o caso da maioria dos materiais utilizados na engenharia), para os quais, se não for ultrapassado o limite elástico, retornam às formas originais após a remoção do carregamento. Além disso, geralmente exibem um comportamento tensão versus deformação constante, ao menos no trecho inicial da curva. É, por exemplo, o caso do aço, cuja curva tensão versus deformação apresenta um trecho linear relativamente grande. No concreto, ao contrário, o trecho linear é relativamente pequeno, ocorrendo somente sob baixas tensões.

No caso de solos, que não são meios contínuos e sim, constituídos por partículas, o trecho linear da curva é desprezível (com deformações específicas máximas da ordem de 10^{-4}), e a maior parcela destas ocorrem nos níveis de tensões comumente de interesse, são permanentes, pois são devidas à movimentação das partículas. Somente uma pequena parcela das deformações dos solos pode ser restituída, devido à compressão elástica das partículas. Assim, deve-se ter em mente que “Módulo de Elasticidade” é um termo utilizado muito mais por conveniência do que por representar uma propriedade elástica real dos solos, e talvez por isso, alguns autores preferem denominá-lo como “Módulo de Deformabilidade”.

Há duas formas de se definir o E_s , que deverá procurar, tanto quanto possível, a representatividade paramétrica adequada ao problema ou ao método de cálculo adotado.

- a) Módulo Tangente: é o módulo obtido pela declividade da reta tangente a algum ponto de interesse da curva tensão versus deformação. É comumente utilizado o valor definido pela tangente na origem dos eixos (Figura 2.17), que nesse caso, recebe o nome de “Módulo Tangente Inicial”.
- b) Módulo Secante: é o módulo obtido pela declividade do seguimento de reta definido por dois pontos da curva, geralmente eqüidistantes do ponto de tensão média de trabalho (Figura 2.17).

Além de ensaios de laboratório com ou sem simulação da trajetória de tensões, o módulo de elasticidade pode ser estimado por ensaios de placa, ensaios com pressiômetro, retroanálise de provas de carga e por correlações com outros parâmetros.

A seguir, são apresentados nas Tabelas 2.5, 2.6, 2.7 e 2.8, alguns valores típicos de E_s (Módulo Tangente Inicial) e de v_s para alguns materiais.

Tabela 2.5. Valores do Módulo de Elasticidade E_s de solos típicos da Cidade de São Paulo (Companhia do Metropolitano de São Paulo, 1980).

Solo	Consistência ou compactidade	E_s (MPa)
Argilosa porosa vermelha e vermelha-amarela	mole a média	10
	média a rija	30
Areia argilosa variegada	Fofa	15
	pouco compacta	25
	mediamente compacta	40
	Compacta	60
	muito compacta	80
Areia arenosa variegada	muito mole	5
	Mole	15
	Média	20
	Rija	35
	Dura	50
Areia basal	mediamente compacta	30
	Compacta	50
	muito compacta	60
Argila cinza-esverdeada	rija a dura	50
Depósito quaternário	Turfa	2
	argila arenosa orgânica	5

Tabela 2.6. Valores do Módulo de Elasticidade E_s de alguns materiais utilizados na construção civil (Beer & Johnston, 1962).

Material		E_s (MPa)
Madeira	Peroba rosa	10000 - 20000
	Pinho	12000 - 15000
	Eucalipto	15000 - 24000
Aço para concreto armado		210000
Concreto		25000 - 30000

Tabela 2.7. Valores do Módulo de Elasticidade E_s (MPa) para areias. (Lambe & Whitman, 1979).

Areia	Fofa	Densa
Grãos angulares, friáveis	14	35
Grãos arredondados, duros	56	105

Tabela 2.8. Faixa de variação dos valores do coeficiente de Poisson (Bowles, 1962).

Material	ν_s
Argila saturada	0,40 a 0,50
Argila não saturada	0,10 a 0,30
Argila arenosa	0,20 a 0,30
Silte	0,30 a 0,35
Areia compacta	0,20 a 0,40
Areia grossa (índice de vazios = 0,4 a 0,7)	0,15
Areia fina (índice de vazios = 0,4 a 0,7)	0,25
Rochas	0,10 a 0,40
Loess	0,10 a 0,30
Gelo	0,36
Concreto	0,15

O valor do coeficiente de Poisson (ν_s) situa-se entre 0,2 e 0,4 para a maioria dos solos, podendo chegar a 0,5 para solos saturados e 0,0 para solos secos.

2.3.1.2. Método de Poulos (1971)

a) Estaca Isolada em Solo com Módulo de Elasticidade Constante com a Profundidade

Aplicável a argilas rijas, que são consideradas material elástico ideal, semi-infinito, homogêneo, isotrópico, com Módulo de Elasticidade (E_s) e Coeficiente de

Poisson (ν_s), que não é alterado pela presença da estaca. Poulos (1971) obteve soluções adimensionais em função do fator de flexibilidade da estaca (K_R), que permite a estimativa dos deslocamentos (ρ) e das rotações (θ) do topo da estaca ao nível do terreno, das pressões p_z aplicadas ao solo e momentos fletores ao longo do fuste da estaca. Poulos (1971) observa que a variação de ν_s não tem influência significativa nos resultados, e assim, as soluções foram desenvolvidas para $\nu_s = 0,5$.

$$K_R = \frac{E_p \cdot I_p}{E_s \cdot L^4} = \text{Fator de flexibilidade da estaca}$$

Para estacas com o topo livre (Figura 2.18), o deslocamento e a rotação na superfície do terreno são definidos, respectivamente, por:

$$\rho = I_{\rho H} \cdot \left(\frac{H_o}{E_s \cdot L} \right) + I_{\rho M} \cdot \left(\frac{M_o}{E_s \cdot L^2} \right) \quad \text{e} \quad \theta = I_{\theta H} \cdot \left(\frac{H_o}{E_s \cdot L^2} \right) + I_{\theta M} \cdot \left(\frac{M_o}{E_s \cdot L^3} \right)$$

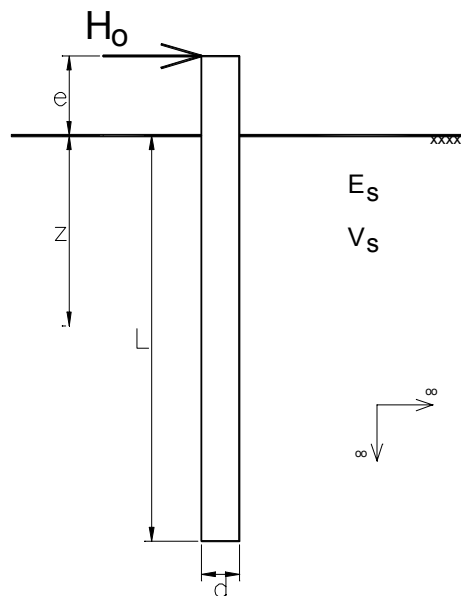


Figura 2.18. Estaca isolada (Poulos, 1971).

Para estacas com o topo engastado:

$$\rho = I_{\rho F} \cdot \frac{H_o}{E_s \cdot L}$$

em que:

H_o : força horizontal aplicada no topo da estaca.

b) Estaca Isolada em Solo com Módulo de Elasticidade Linearmente Crescente com a Profundidade

Aplicável a areias e a argilas moles normalmente adensadas, o Módulo E_s é considerado linearmente crescente com a profundidade, partindo de zero na superfície, e podendo ser definido pela equação:

$$E_s = N_h \cdot z$$

em que:

N_h : fator que expressa a taxa de crescimento de E_s com a profundidade.

O fator de flexibilidade K_N da estaca é definido por:

$$K_N = \frac{E_p \cdot I_p}{N_h \cdot L^5}$$

Na superfície do terreno, o deslocamento e a rotação de estacas com o topo livre são calculados, respectivamente, pelas expressões:

$$\rho = \frac{H_o}{N_h \cdot L^2} \cdot \left(I'_{\rho H} + \frac{e}{L} \cdot I'_{\rho M} \right) \quad \text{e} \quad \theta = \frac{H_o}{N_h \cdot L^3} \cdot \left(I'_{\theta H} + \frac{e}{L} \cdot I'_{\theta M} \right)$$

em que:

$I'_{\rho H}, I'_{\rho M}$: fatores de influência para deslocamentos devidos à força horizontal e momento fletor aplicados no topo da estaca com o topo livre, ambos fornecidos por Poulos & Davis (1980); e

$I'_{\theta H}, I'_{\theta M}$: fatores de influência para rotações devidos à força horizontal e momento fletor aplicados no topo da estaca com o topo livre, também fornecidos por Poulos & Davis (1980).

Para estacas com o topo engastado, o deslocamento, ao nível da superfície do terreno, é calculado pela expressão:

$$\rho = \frac{H_o}{N_h \cdot L^2} \cdot I'_{\rho F}$$

em que:

$I'_{\rho F}$: fator de influência para deslocamentos devido à força horizontal aplicada no topo da estaca com o topo engastado, fornecido por Poulos & Davis (1980).

Analogamente ao caso de solos com módulo constante, são disponíveis gráficos para a determinação dos momentos fletores de estacas com o topo livre, e dos momentos de engastamento para estacas com o topo engastado, além da consideração da plastificação do solo. Esses fatores não serão apresentados, mas podem ser encontrados em Poulos & Davis (1980).

2.3.2. Modelos Baseados no Coeficiente de Reação do Solo

2.3.2.1. Teoria de Reação Horizontal do Solo

Esta teoria é muito usada na solução de problemas de estacas submetidas a esforços transversais e momentos fletores. Baseia-se no problema da viga sobre apoio elástico, sendo o comportamento do solo simulado por um conjunto de molas idênticas, que são geralmente espaçadas e independentes umas das outras, sendo a reação considerada proporcional ao deslocamento do ponto.

2.3.2.2. Coeficiente de Reação Horizontal do Solo

O Coeficiente de Reação Horizontal do Solo (k_h), assim denominado por Terzaghi (1955), é definido pela relação entre a tensão horizontal (p) aplicada ao solo em uma determinada profundidade e o deslocamento horizontal (y) decorrente:

$$k_h = \frac{p}{y} \quad (29)$$

Esta relação é considerada constante apenas na região em que há proporcionalidade entre a pressão (p) e deslocamento (y). Normalmente essa proporcionalidade é aceita até um valor de pressão $p = p_u/2$, em que p_u é a pressão de ruptura do solo (Figura 2.19).

Obviamente os valores de k_h são diretamente dependentes das propriedades elásticas do solo, mas não são os únicos fatores a influenciá-los. Terzaghi (1955) utilizou o conceito de bulbo de tensões para demonstrar a significativa influência das dimensões da área carregada no valor de k_h .

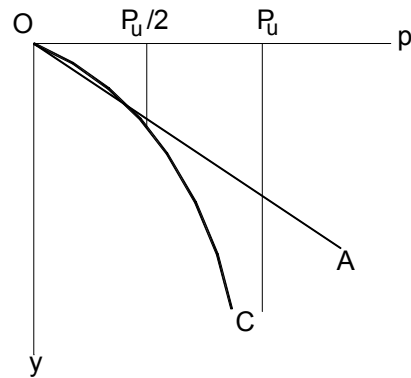


Figura 2.19. Relação pressão versus deslocamento (apud Terzaghi, 1955).

Na Figura 2.20, é representada uma estaca vertical de largura d_1 embutida em argila. Se nenhum esforço for aplicado, a pressão p_o atuante nas faces da estaca será a pressão devida ao empuxo em repouso no caso de estacas escavadas, e maior que esta no caso de estacas cravadas. Se a estaca sofre translação para a direita, dado o efeito de arqueamento do solo, a pressão da face esquerda da estaca diminui para um valor desprezível ($p_a = 0$), enquanto do lado direito, a pressão aumenta para um valor p'_p . O movimento horizontal y_o para ativar esse mecanismo, é desprezível. Assim, as pressões atuantes nas faces direita e esquerda, na profundidade z , são dadas pelas expressões:

$$p_a = 0 \quad (\text{face esquerda da estaca})$$

$$p_p = p'_p > p_o \quad (\text{face direita da estaca})$$

Se ocorrer um deslocamento adicional y_1 para a direita, as novas pressões serão:

$$p_a = 0 \quad (\text{face esquerda da estaca})$$

$$p_p = p'_p + p = p'_p + k_h \cdot y_1 \quad (\text{face direita da estaca}) \quad (30)$$

Como o valor de p_p é muito menor que p , pode-se desprezá-lo, e a pressão na face direita da estaca fica igual a:

$$p_p = p = k_h \cdot y_1 \quad (\text{face direita da estaca})$$

Para argilas rijas, pode-se considerar k_h uniforme e independente da profundidade. Para areias, o mesmo pode ser considerado proporcionalmente crescente com a profundidade (Figura 2.21), podendo-se expressar essa variação pela equação:

$$k_h = \frac{p}{y_1} = m_h \cdot z$$

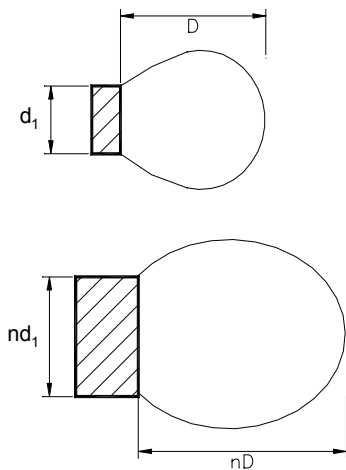


Figura 2.20. Bulbos de pressões. (apud Terzaghi, 1955).

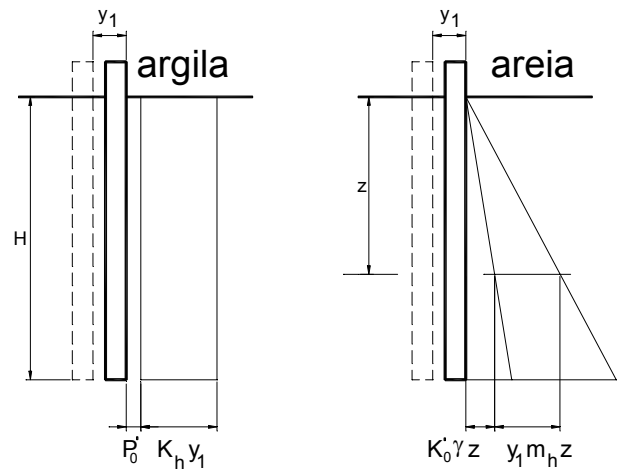


Figura 2.21. Estaca embutida em argila e areia. (apud Terzaghi, 1955).

Na realidade o valor de k_h não é o mesmo para qualquer ponto da superfície de contato. Na Figura 2.22 é apresentada a sua provável variação, em profundidade, de k_h para argilas e m_h para areias.

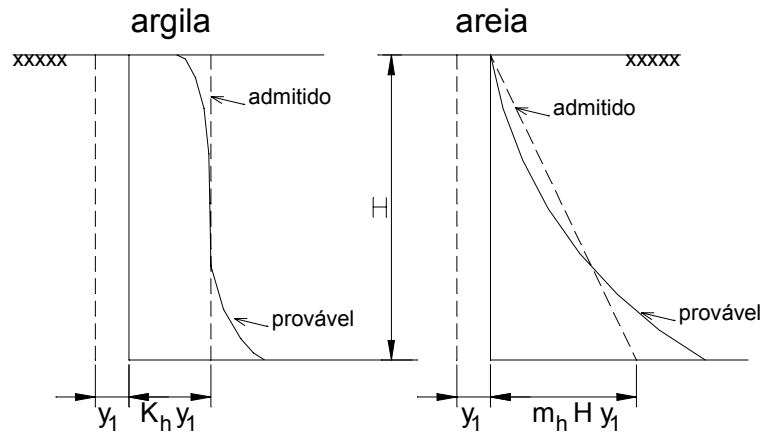


Figura 2.22: Distribuição de pressões em paredes rígidas deslocadas horizontalmente (apud Terzaghi, 1955)

Da Teoria da Elasticidade, sabe-se que o recalque y , que uma placa de largura B sofre sob a ação de uma pressão p , é dado pela expressão:

$$y = p.d. \frac{1 - \nu_s^2}{E_s} \cdot I_w \quad (31)$$

em que:

E_s : módulo de elasticidade do solo;

ν_s : coeficiente de Poisson do solo;

I_w : fator que depende da forma da placa e de sua rigidez.

Como no plano horizontal o módulo de elasticidade pode ser considerado constante, tanto para argilas como para areias, sendo p , ν_s , E_s e I_w constantes, temos:

$$\frac{y_A}{y_B} = \frac{d_A}{d_B}$$

Se $y_A = y_1 \cdot y_B = y_n$, $d_A = d_1$ e $d_B = n \cdot d_1$, então:

$$\frac{y_1}{y_n} = \frac{d_1}{n \cdot d_1} = \frac{1}{n} \quad (32)$$

Como os recalques são proporcionais à largura da estaca ($y_n = n \cdot y_1$), tanto para as areias como para as argilas, e sendo:

$$k_{h1} = \frac{p}{y_1} \quad \text{e} \quad k_{hn} = \frac{p}{y_n} \quad \Rightarrow \quad \therefore \frac{k_{hn}}{k_{h1}} = \frac{y_1}{y_n}$$

que substituído em: $\frac{y_1}{y_n} = \frac{d_1}{n \cdot d_1}$; $k_{hn} = k_h \cdot d_1 = 1$ (pé) e $n \cdot d_1 = n$; obtém-se:

$$k_h = k_{h1} \cdot \frac{1}{d} \quad (33)$$

A Equação 33 foi desenvolvida para unidades inglesas (pés) onde k_{h1} é o coeficiente de reação horizontal do solo para placas quadradas com 1 pé (30,48 cm \approx 0,305 m) de largura. Para o sistema métrico, se d for introduzido em metros, a equação deve ser reescrita como:

$$k_h = k_{h1} \cdot \frac{0,305}{d} \quad (34)$$

Argilas:

Como em argilas pode ocorrer adensamento, para k_{h1} deve-se assumir seu valor último \bar{k}_{h1} como recalques estabilizados. Além disso, os recalques são influenciados

pelo comprimento da placa. Para placas retangulares de dimensões de **1 pé** x ℓ , os valores devem ser corrigidos pela expressão:

$$k_{h1} = \bar{k}_{h1} \cdot \frac{\ell + 0,5}{1,5 \cdot \ell} \quad (35)$$

em que:

ℓ : comprimento da placa.

Utilizando as Equações 34 e 35 para vigas de grande comprimento ($\ell = \infty$), obtém-se:

$$k_{h1} = \bar{k}_{h1} \cdot \frac{0,305}{1,5 \cdot d} \quad (36)$$

que para argilas, é considerado constante com a profundidade.

Terzaghi (1955) apresentou valores típicos para o coeficiente \bar{k}_{s1} , referentes a placas quadradas de **1 pé** de largura apoiadas na superfície, para o caso de argilas sobreadensadas (Tabela 2.9). Segundo esse autor, como o recalque de uma sapata corrida apoiada na superfície de um semi-espaço é maior que o recalque horizontal de uma estaca com a mesma largura embutida verticalmente no mesmo semi-espaço, pode-se considerar, aproximadamente que:

$$\bar{k}_{h1} = \bar{k}_{s1}$$

Tabela 2.9. Valores de \bar{k}_{s1} para placas quadradas de **1 x 1 pé** apoiadas sobre argilas sobreadensadas (adotada aceleração da gravidade $g = 10 \text{ m/s}^2$). (apud Terzaghi, 1955).

Consistência da argila	Rija	Muito rija	Dura
q_u (MPa)	0,1 a 0,2	0,2 a 0,4	> 0,4
Faixa de valores de \bar{k}_{s1} (MPa/m)	16 a 32	32 a 64	> 64
Valores propostos de \bar{k}_{s1} (MPa/m)	24	48	96

Areias:

Para areias, o k_h cresce proporcionalmente à profundidade, podendo-se escrever:

$$k_{hn} = \frac{p}{y_n} = \frac{p}{n \cdot y_1} = m_{hn} \cdot z \quad (37)$$

Para o mesmo solo, m_h é uma constante diferente para cada diâmetro de estaca. Fazendo-se: $\frac{p}{y_1} = m_{h1} \cdot z$, teremos:

$$k_{hn} = \frac{1}{n} \cdot m_{h1} \cdot z \quad (38)$$

Substituindo: $\frac{1}{n} = \frac{d_1}{d_n} = \frac{d_1}{n \cdot d_1}$ (Equação 32), $k_{hn} = k_h \cdot n d_1 = d$, e definindo-

se: $n_h = m_{h1} \cdot d_1$, obtém-se:

$$k_h = \frac{d_1}{n \cdot d_1 \cdot m_{h1} \cdot z} \Rightarrow \therefore k_h = n_h \cdot \frac{z}{d} \quad (39)$$

em que:

n_h : coeficiente de reação horizontal do solo.

Terzaghi (1955) apresentou valores típicos para n_h , determinados de acordo com o que se mostra na seqüência.

O módulo de elasticidade (E_s) da areia varia proporcionalmente à profundidade segundo com a expressão:

$$E_s = A \cdot p_v$$

em que:

A : constante que depende somente do peso específico da areia (γ); e

p_v : pressão de terra efetiva na profundidade z .

Como: $p_v = \gamma \cdot z$, temos que:

$$E_s = \gamma \cdot z \cdot A \tag{40}$$

Considerando uma viga horizontal de largura d , apoiada sobre um meio elástico com módulo de elasticidade (E_s), Terzaghi (1955) apresenta a seguinte expressão:

$$p = y \cdot \frac{E_s}{1,35 \cdot d}$$

Deduzida para um bulbo de pressões atingindo $3 \cdot d$ de profundidade (acima desse valor não há influência significativa nos momentos fletores da viga).

Substituindo-se o valor de E_s na equação anterior, isolando-se p/y ($= k_h$), e igualando-se à Equação 2.40, obtém-se:

$$\frac{p}{y} = \frac{E_s}{1,35 \cdot d} = \frac{\gamma \cdot z \cdot A}{1,35 \cdot d} = k_h = n_h \cdot \frac{z}{d} \Rightarrow \therefore n_h = \frac{\gamma \cdot A}{1,35} \quad (41)$$

O peso específico da areia (γ) varia de 13 kN/m³ (areia fofa) até 19 kN/m³ (areia compacta a muito compacta), com um valor médio de 16 kN/m³. Sem qualquer demonstração, Terzaghi apresentou o valor do adimensional **A**, que varia de 100 (areia fofa) até 2000 (areia compacta a muito compacta). Os valores típicos de **A** e n_h são apresentados na Tabela 2.10 a seguir:

Tabela 2.10. Valores de **A** e n_h para areias (apud Terzaghi, 1955).

Densidade da areia	Fofa	Média	Densa
Faixa de valores de A	100 a 300	300 a 1000	1000 a 2000
Valores adotados de A	200	600	1500
n_h , areia seca ou úmida (MPa/m)	2,2	6,7	18,0
n_h , areia submersa (MPa/m)	1,3	4,5	10,9

a) Módulo de Reação Horizontal do Solo

Modernamente, prefere-se definir o módulo de reação horizontal do solo (**K**) como a relação entre a reação do solo por unidade de comprimento (**q**) e o correspondente deslocamento (**y**) (ver a Figura 2.23).

$$\mathbf{K} = \frac{\mathbf{q}}{\mathbf{y}} \quad (42)$$

A principal vantagem da equação anterior é que o valor de **K** não depende do diâmetro da estaca.

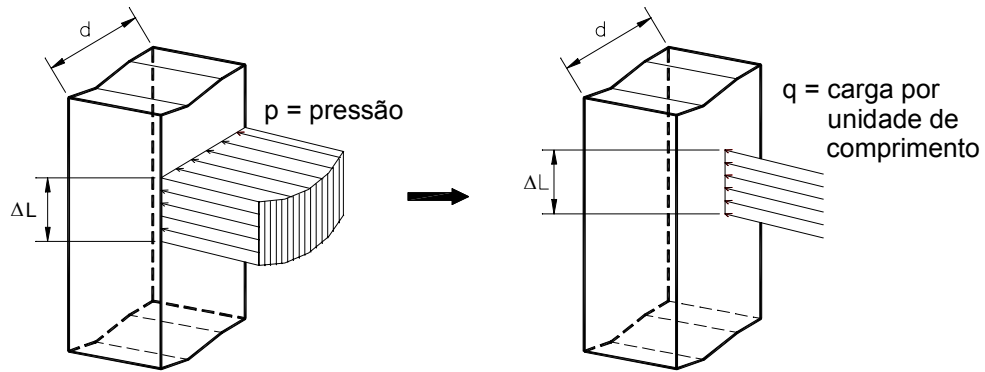


Figura 2.23. Transformação da pressão em carga linear (apud Alonso, 1989).

Para o caso particular em que k_h é constante com a profundidade (argilas sobreadensadas), e sabendo-se que $k_h = p/y$ e $q = p.d$:

$$K = \frac{q}{y} = \frac{p}{y} \cdot d \Rightarrow \therefore K = k_h \cdot d \quad (43)$$

Aplicando-se a Equação 44:

$$K = \frac{0,305}{1,5} \cdot \bar{k}_{h1} \quad (44)$$

De acordo com Velloso (1973), esse método de simulação do solo foi sugerido por McClelland & Focht (1956) e Reese & Cox (1969), e com a adaptação dos valores sugeridos por Terzaghi (1955) ao conceito do módulo de reação horizontal do solo (K) (Tabela 2.11):

Tabela 2.11. Valores de K para argilas pré adensadas (adaptados da Tabela 2.9 pela Equação 2.36).

Consistência da argila	Rija	Muito rija	Dura
q_u (kPa)	98 a 195	195 a 391	> 391
Faixa de valores de K (MPa)	3,3 a 6,5	6,5 a 13,0	> 13,0
Valores propostos de K (MPa)	4,9	9,8	19,6

A comparação entre módulo de reação horizontal do solo (**K**) e o módulo de elasticidade apresenta uma diferença conceitual básica, onde o módulo de elasticidade é definido pela relação entre tensão e deformação específica, enquanto que o módulo de reação do solo é definido pela relação entre carga e deslocamento. Todavia, é preferível que a representação de solos argilosos consistentes seja feita pelo **K** (módulo de reação horizontal), definido pela Equação 43, pois é um parâmetro que independe da largura da estaca.

b) Valores Típicos

Nas Tabelas 2.9 e 2.10 são apresentados valores de k_{h1} (k_{s1}) e n_h sugeridos por Terzaghi (1955). A seguir são apresentados na Tabela 2.12 valores propostos por diversos autores para confronto com os valores já expostos.

Tabela 2.12. Valores de n_h e k_{s1} - Terzaghi (1955) e Singh & Cousineau (1971). (apud Velloso, 1987)

Solo	n_h		K_{s1}	
	(tons/ft ³)	(MPa/m)	(tons/ft ³)	(MPa/m)
Areia fofa (seca ou úmida)	7	2,2	-	-
Areia fofa (submersa)	4	1,3	-	-
Areia mediamente compacta (seca ou úmida)	21	6,7	-	-
Areia mediamente compacta (submersa)	14	4,5	-	-
Areia compacta (seca ou úmida)	56	18,0	-	-
Areia compacta (submersa)	34	10,9	-	-
Argila mole ($c_u = 19,5$ kPa)	4	1,3	-	-
Argila média ($c_u = 39,1$ kPa)	8	2,6	-	-
Argila rijá ($c_u = 48,9$ kPa)	-	-	50	16,0
Argila muito rijá ($c_u = 97,7$ kPa)	-	-	100	32,0
Argila dura ($c_u > 195,5$ kPa)	-	-	> 200	> 64,0

$$k_h = \frac{d_1}{1,5.d} \cdot k_{sd1} \quad (\text{para solos coesivos})$$

em que:

k_h : coeficiente de reação horizontal para estacas de largura d ;

k_{s1} : coeficiente de reação vertical para placas quadradas de largura 1 pé (30,5 cm);

k_{sd1} : coeficiente de reação vertical para placas quadradas de largura d_1 ; e

d : diâmetro ou largura da estaca.

As tabelas 2.13 e 2.14 fornecem, respectivamente, a consistência de argilas e a compacidade de areias, que são necessárias para a determinação de n_h e K_{s1} na Tabela 2.12.

Tabela 2.13. Tabela antiga de classificação de consistência de argilas para comparação entre SPT e valores típicos da coesão (Moraes, 1976).

Solo	SPT	Coesão (KPa)
Argila muito mole	<2	<12
Argila mole	2 a 4	12 a 24
Argila média	4 a 8	24 a 48
Argila rija	8 a 16	48 a 96
Argila muito rija	16 a 32	96 a 192
Argila dura	>32	>192

Tabela 2.14. Tabela de classificação de compacidade para comparação com SPT (Das, 1985; apud Ricci, 1995)

Solo	SPT	q_c (MPa)	D_r	ϕ
Areia muito fofa	<4	<1,95	<0,2	30°
Areia fofa	4 a 10	1,95 a 3,90	0,2 a 0,4	30° a 35°
Areia medianamente compacta	10 a 30	3,90 a 11,70	0,4 a 0,6	35° a 40°
Areia compacta	30 a 50	11,70 a 19,50	0,6 a 0,8	40° a 45°
Areia muito compacta	>50	>19,50	>0,8	>45°

q_c : resistência de ponta do ensaio CPT; D_r : densidade relativa; e ϕ : ângulo de atrito interno.

c) Metrô (1980)

Pelo exposto anteriormente, não é claro o significado dos parâmetros apresentados. Para as argilas consistentes, poderia ser o k_{s1} , mas deveria ser indicada a largura da placa de referência. No caso de areias, poderia ser o n_h , só que os valores são muito diferentes dos propostos por outros autores.

A Companhia do Metropolitano de São Paulo apresenta valores de k_h em função do tipo de solo e de sua consistência ou compactidade (ver a Tabela 2.15).

Tabela 2.15. Valores do coeficiente de reação horizontal de solos típicos da Cidade de São Paulo com classificação pelo SPT da ABNT – NB 617/80 – NBR 7250 (Companhia do Metropolitano de São Paulo, NC-03, volume II).

Solo	Consistência ou compactidade	k_h (MPa/m)
Argila porosa vermelha e vermelha-amarela	Mole a média	7
	Média a rija	10 a 20
Areia argilosa variegada	Fofa (SPT \leq 4)	8
	Pouco compacta (5 \leq SPT \leq 8)	10
	Medianamente compacta (9 \leq SPT \leq 18)	15
	Compacta (19 \leq SPT \leq 40)	25
	Muito compacta (40<SPT)	40
Argila arenosa variegada	Muito mole (SPT \leq 2)	2
	Mole (2 \leq SPT \leq 5)	5
	Média (6 \leq SPT \leq 10)	10
	Rija (11 \leq SPT \leq 19)	20
	Dura (19<SPT)	30
Areia basal	Medianamente compacta	20
	Compacta	30
	Muito compacta	50
Argila cinza-esverdeada	Rija e dura	30
Depósito quaternário	Turfa	1
	Argila arenosa orgânica	2

d) Rigidez Relativa Estaca versus Solo

A rigidez relativa é uma propriedade estaca versus solo que contempla, simultaneamente, as propriedades elásticas da estaca e o comportamento do solo (crescente com a profundidade, nas areias, ou constante, nas argilas). Vários autores criaram fatores para quantificar essa propriedade, entre os quais se destacam: Vésic (1961), U. S. Navy (1962), Broms (1965), Davisson & Robinson (1965), Davisson (1970) e Werner (1970).

Cintra (1981) discutiu as propostas desses autores e sugeriu a adoção de um único critério, diferenciado para areias e argilas, que tem sido mais amplamente utilizada:

$$\text{para areias: } T = \sqrt[5]{\frac{E_p \cdot I_p}{\eta_h}}$$

$$\text{para argilas: } R = \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot I_p}{k}}$$

Usualmente, as estacas são classificadas em longas ou curtas pelos seguintes limites:

$$T \text{ ou } R < 4 \Rightarrow \text{estacas curtas}$$

$$T \text{ ou } R \geq 4 \Rightarrow \text{estacas longas}$$

Matlock & Reese (1961) realizaram estudos sobre esses limites e propuseram uma classificação mais abrangente, apresentada no item 2.3.2.3.g., mais adiante.

2.3.2.3. Solução de Estacas Longas

As estacas sofrem o mesmo tratamento matemático das vigas. A expressão que fornece a curvatura de uma curva plana em um ponto (y,z) é:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\frac{d^2y}{dz^2}}{\left[1 + \left(\frac{dy}{dz}\right)^2\right]^{3/2}} \quad (45)$$

em que:

$1/\rho$: curvatura;

dy/dz : primeira derivada da função $y(z)$; e

d^2y/dz^2 : segunda derivada da função $y(z)$.

Para a linha elástica de uma estaca (ou viga), a declividade dy/dz é muito pequena, de modo que o seu quadrado pode ser desprezado. Assim, a Equação 2.45 pode ser reescrita como:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{d^2y}{dz^2} \quad (46)$$

Da Teoria das Vigas, a curvatura é dada por:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M(z)}{EI} \quad (47)$$

em que:

$M(z)$: momento fletor no ponto z ; e

EI : rigidez flexional.

Substituindo a Equação 46 em 47:

$$\frac{d^2 y}{dz^2} = \frac{M(z)}{EI} \quad (48)$$

É de interesse, para o estudo de estacas solicitadas transversalmente no topo, a determinação da linha elástica diretamente a partir do carregamento, que é a própria reação do solo contra a estaca.

Derivando a Equação 48, obtém-se:

$$\frac{d^3 y}{dz^3} = \frac{1}{EI} \frac{dM(z)}{dz} = \frac{H(z)}{EI} \quad (49)$$

em que:

$H(z)$: força cortante no ponto z .

Derivando novamente a expressão, chega-se a:

$$\frac{d^4 y}{dz^4} = \frac{1}{EI} \frac{dH(z)}{dz} = -\frac{q(z)}{EI} \quad (50)$$

Se EI for constante, e denominando $q(z)$ por q , a expressão pode ser reescrita como:

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + q = 0 \quad (51)$$

que é a equação diferencial de uma estaca longa, com rigidez **EI** constante, imersa em meio elástico e submetida a um carregamento distribuído **q** (reação do solo).

Utilizando a Equação 29 multiplicada pela largura da estaca (**d**), é obtida a expressão: **q = p.d = k_h.y.d**, que substituída na Equação 51, resulta em:

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + y dk_h = 0 \quad (52)$$

Substituindo a Equação 43 na 52, obtém-se:

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + k y = 0 \quad (53)$$

A equação diferencial pode ser solucionada de duas maneiras: matematicamente ou numericamente. As soluções analíticas compreendem variações simples do diagrama de reação do solo (constante ou linearmente crescente com a profundidade, partindo do zero na superfície). Segundo Ricci (1995) destacam-se as seguintes soluções:

Miche (1930): desenvolvida para estacas longas, imersas em solos com coeficiente de reação horizontal do solo linearmente crescente com a profundidade, carregadas no topo por uma força horizontal.

Hetényi (1946): para estacas longas, imersas em solos com coeficiente de reação horizontal do solo constante com a profundidade, carregadas no topo por uma força horizontal e momento fletor.

Barber (1953): para estacas curtas e longas, imersas em solos com coeficiente de reação horizontal do solo constante e linearmente variável com a profundidade, carregadas no topo por uma força horizontal e momento fletor.

As soluções numéricas permitem qualquer variação do diagrama de reação do solo, sendo imperativo o uso de computadores. O método numérico mais utilizado para solução das equações diferenciais tem sido o Método das Diferenças Finitas, destacando-se as seguintes soluções:

Gleser (1953): para estacas longas carregadas no topo por força horizontal e momento fletor, imersas em solos com quaisquer variações do módulo de reação horizontal com a profundidade, inclusive podendo considerar a não-linearidade do comportamento do solo. Não permite a variação da rigidez flexional da estaca.

Matlock & Reese (1960): para estacas longas carregadas no topo por força horizontal e momento fletor, imersas em solos com quaisquer variações do módulo de reação horizontal com a profundidade, considerando a não-linearidade do comportamento do solo. Não permite a variação da rigidez flexional da estaca.

Reese (1977): para estacas longas carregadas no topo por força horizontal e momento fletor, por força horizontal com restrição à rotação ou com vínculo elástico para rotação, imersas em solos com quaisquer variações do módulo de reação horizontal com a profundidade. Permite a consideração da não-linearidade do comportamento do solo e a variação da rigidez flexional da estaca.

Gleser (1984): Análogo ao Método de Reese (1977).

Para estacas curtas, há o chamado Método Russo e o Método de Matlock & Reese (1960).

O Método Russo supõe as estacas imersas em solos com coeficiente de reação do solo linearmente crescente com a profundidade, e o método de Matlock & Reese

(1960), com módulo de reação horizontal do solo com uma distribuição qualquer (permite a consideração de comportamento não-linear do solo). Os dois métodos apresentam problemas de formulação, e serão discutidos adiante.

a) Método das Diferenças Finitas

Resumidamente, as equações diferenciais para as linhas de estado de estacas longas são as seguintes (Figura 2.24):

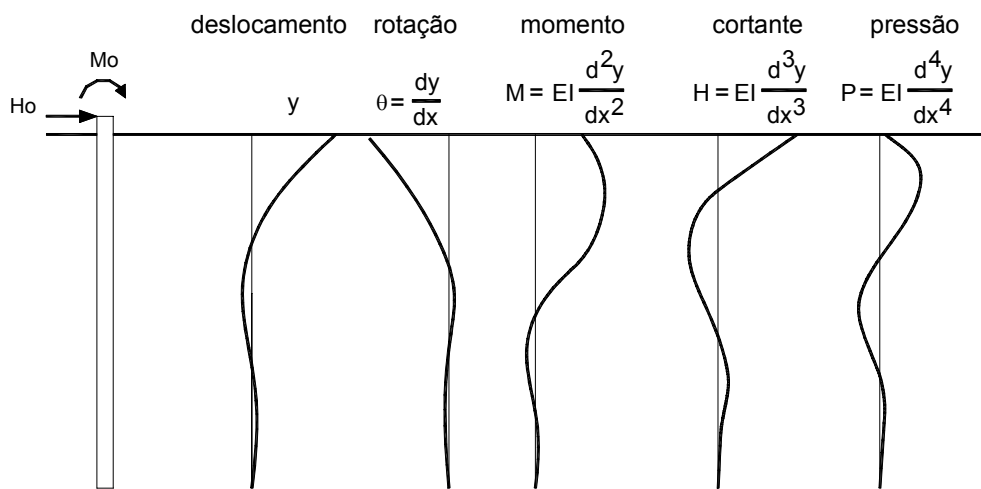


Figura 2.24: Linhas de estado de estacas longas (apud Alonso, 1989).

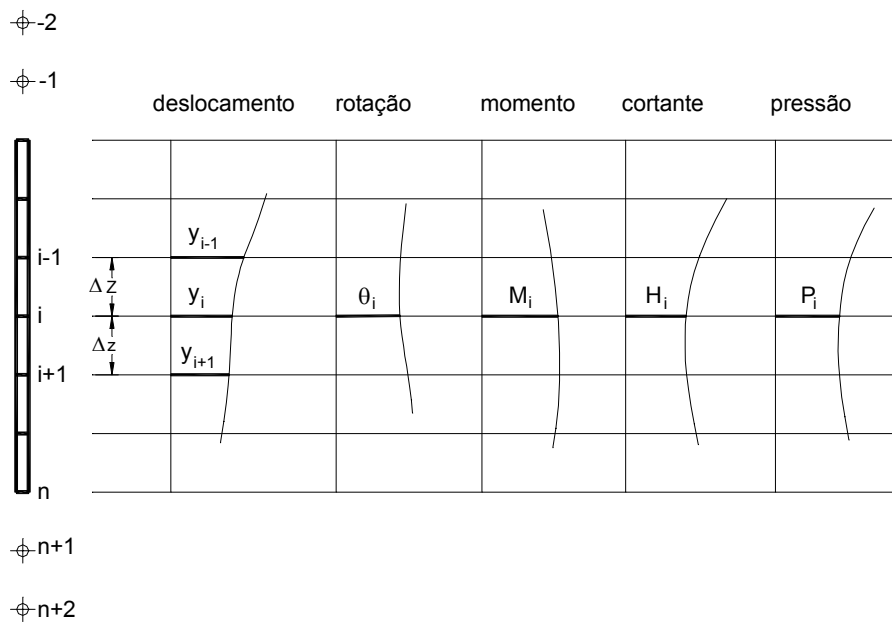


Figura 2.25. Divisão de estacas para análise por diferenças finitas. (apud Alonso, 1989)

Subdividindo a estaca em n elementos iguais (Figura 2.25), as equações diferenciais, em termos de diferenças finitas, são escritas da seguinte forma:

$$\theta_i \cong \text{tg}\theta_i = \frac{dy}{dz} = \frac{y_{i+1} - y_{i-1}}{2 \Delta z} \quad (54)$$

$$M_i = EI \frac{d^2 y}{dz^2} = EI \frac{y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1}}{\Delta z^2} \quad (55)$$

$$H_i = EI \frac{d^3 y}{dz^3} = EI \frac{y_{i+2} - 2y_{i+1} + 2y_{i-1} - y_{i-2}}{2 \Delta z^3} \quad (56)$$

$$P_i = EI \frac{d^4 y}{dz^4} = EI \frac{y_{i+2} - 4y_{i+1} + 6y_i - 4y_{i-1} + y_{i-2}}{\Delta z^4} \quad (57)$$

Expressando a Equação 2.52 em diferenças finitas:

$$EI \frac{y_{i+2} - 4y_{i+1} + 6y_i - 4y_{i-1} + y_{i-2}}{\Delta z^4} + k_i dy_i = 0 \quad (58)$$

que retrabalhada, com a substituição de $\Delta z = L/n$, obtém-se:

$$y_{i+2} - 4y_{i+1} + \left[6 + \frac{k_i \cdot d \cdot L^4}{EI \cdot n^4} \right] y_i - 4y_{i-1} + y_{i-2} = 0 \quad (59)$$

Aplicando a Equação 59 aos nós (1 a $n-1$), são obtidas $n-1$ equações com $n+5$ incógnitas, faltando mais 6 equações.

As condições de contorno da estaca fornecem mais 4 equações (2 no topo e 2 na ponta).

Para estacas com o topo livre:

$$EI \frac{d^3 y}{dz^3} = H_0 \quad \therefore \quad y_{i+2} - 2y_{i+1} + 2y_{i-1} - y_{i-2} = \frac{2H_0 \cdot L^3}{EI \cdot n^3} \quad (60)$$

$$EI \frac{d^2 y}{dz^2} = M_0 \quad \therefore \quad y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1} = \frac{M_0 \cdot L^2}{EI \cdot n^2} \quad (61)$$

Para estacas com o topo engastado:

$$EI \frac{d^3 y}{dz^3} = H_0 \quad \therefore \quad y_{i+2} - 2y_{i+1} + 2y_{i-1} - y_{i-2} = \frac{2H_0 \cdot L^3}{EI \cdot n^3} \quad (62)$$

$$EI \frac{dy}{dz} = \theta = 0 \quad \therefore \quad y_{i+1} - y_{i-1} = 0 \quad (63)$$

Para a ponta de estacas longas:

$$EI \frac{d^3 y}{dz^3} = H = 0 \quad \therefore \quad y_{n+2} - 2y_{n+1} + 2y_{n-1} - y_{n-2} = 0 \quad (64)$$

$$EI \frac{d^2 y}{dz^2} = M = 0 \quad \therefore \quad y_{n+1} - 2y_n + y_{n-1} = 0 \quad (65)$$

O equilíbrio estático fornece mais 2 equações ($\Sigma H = 0$ e $\Sigma M = 0$).

O Equilíbrio Horizontal ($\Sigma H=0$) fornece:

$$\left[\frac{y_{-2}}{2} - y_{-1} + y_1 - \frac{y_2}{2} - \frac{y_{n-2}}{2} + y_{n-1} - y_{n+1} + \frac{y_{n+2}}{2} \right] = -\frac{\Delta z^3}{EI} H_0 \quad (66)$$

O equilíbrio dos Momentos ($M=0$) para o Topo Livre fornece:

$$\begin{aligned} & z_1 y_{-1} + (-4z_1 + z_2) y_0 + (6z_1 - 4z_2 + z_3) y_1 + (-4z_1 + 6z_2 - 4z_3 + z_4) y_2 + \\ & + \sum_{i=3}^{n-3} [(z_{i-2} - 4z_{i-1} + 6z_i - 4z_{i+1} + z_{i+2}) y_i] + \\ & + \left(z_{n-4} - 4z_{n-3} + 6z_{n-2} - 4z_{n-1} + \frac{L}{2} \right) y_{n-2} + \\ & + (z_{n-3} - 4z_{n-2} + 6z_{n-1} - 2L) y_{n-1} + (z_{n-2} - 4z_{n-1} + 3L) y_n + \\ & + (z_{n-1} - 2L) y_{n+1} + \frac{L}{2} y_{n+2} = -\frac{\Delta z^3}{EI} M_0 \end{aligned} \quad (67)$$

O equilíbrio dos Momentos ($\Sigma m=0$) Para o topo engastado fornece a expressão:

$$\begin{aligned} & (\Delta z + z_1) y_{-1} - 2\Delta z y_0 + (-4z_1 + z_2) y_0 + \\ & + (6z_1 - 4z_2 + z_3 + \Delta z) y_1 + (-4z_1 + 6z_2 - 4z_3 + z_4) y_2 + \\ & + \sum_{i=3}^{n-3} [(z_{i-2} - 4z_{i-1} + 6z_i - 4z_{i+1} + z_{i+2}) y_i] + \\ & + \left(z_{n-4} - 4z_{n-3} + 6z_{n-2} - 4z_{n-1} + \frac{L}{2} \right) y_{n-2} + \\ & + (z_{n-3} - 4z_{n-2} + 6z_{n-1} - 2L) y_{n-1} + (z_{n-2} - 4z_{n-1} + 3L) y_n + \\ & + (z_{n-1} - 2L) y_{n+1} + \frac{L}{2} y_{n+2} = 0 \end{aligned} \quad (68)$$

A solução do sistema de **n+5** equações simultâneas, obtido, fornece os valores dos **n+5** deslocamentos, sendo que nos nós **-1**, **-2**, **n+1** e **n+2** esses deslocamentos são fictícios.

O método é aplicável somente para estacas longas. No caso de estacas curtas, como a rotação θ é praticamente constante ao longo da estaca, as diferenças sucessivas são muito pequenas, tornando o mesmo impreciso.

b) Solução de Miche (1930)

A solução obtida por Miche (1930), analiticamente, considera a estaca carregada no topo por uma força horizontal H_0 , comprimento infinito ($L/T > 4,0$), topo livre e a reação horizontal do solo linearmente crescente com a profundidade, apresentando-se as seguintes expressões:

$$y_0 = 2,4 \frac{H_0 T^3}{E_p I_p}$$

em que:

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{K d}} = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}}$$

$$M_{\text{máx}} = 0,79.H_p.T$$

que ocorre à profundidade $z = 1,32.T$

Para que a estaca seja aceitável, o valor de $\text{tg } \beta = 2,4 \frac{H_0}{dT^2}$, não deve exceder os limites apresentados na Tabela 2.16, que segue:

Tabela 2.16: Valores de K' e $\text{tg}\beta$ para Miche (1930).

Solo	K' (kg/cm^4)	$\text{tg}\beta$ (kg/cm^3)
Areia limpa (saturada)	<0,150	0,025
Argila (saturada)	0,015	0,050
Lodo (saturado)	0,0015	-

Se a estaca for rígida ($L/T < 1,5$), o momento fletor máximo será calculado pela expressão:

$$M_{\text{máx}} = 0,25.H_0.T$$

c) Solução de Hetényi (1946)

Hetényi desenvolveu soluções analíticas considerando a estaca infinita ($L/\beta > 4$) e k_h constante com a profundidade, cujas expressões são apresentadas a seguir:

c.1) Estaca com o Topo Livre

A Figura 2.26 ilustra o esquema estático de carregamento para uma estaca com o topo livre.

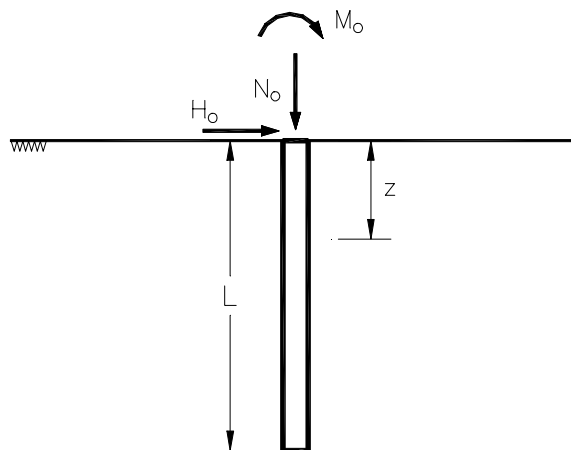


Figura 2.26. Esquema estático de carregamento.

$$\rho = \frac{2H_0 \beta^2}{k_h d} K_{\rho H} + \frac{2M_0 \beta^2}{k_h d} K_{\rho M} \quad ; \quad \theta = \frac{2H_0 \beta^2}{k_h d} K_{\theta H} + \frac{4M_0 \beta^3}{k_h d} K_{\theta M}$$

$$M = -\frac{H_0}{\beta} K_{MH} + M_0 K_{MM} \quad ; \quad Q = -H_0 K_{QH} - 2M_0 \beta K_{QM}$$

em que:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_h d}{4E_p I_p}}$$

$$K_{\rho H} = \left[\frac{\sinh(\beta L) \cdot \cos(\beta z) \cdot \cosh[\beta(L-z)] - \sin(\beta L) \cdot \cosh(\beta z) \cdot \cos[\beta(L-z)]}{\sinh^2(\beta L) - \sin^2(\beta L)} \right]$$

$$K_{\theta H} = \left[\frac{1}{\sinh^2(\beta L) - \sin^2(\beta L)} \right] \times$$

$$\times \left[\sinh(\beta L) \cdot [\sin(\beta z) \cdot \cos[\beta(L-z)] - \cos(\beta L) \cdot \sinh[\beta(L-z)]] + \right.$$

$$\left. + \sin(\beta L) \cdot [\sinh(\beta z) \cdot \cos[\beta(L-z)] + \cosh(\beta z) \cdot \sin[\beta(L-z)]] \right]$$

$$K_{MH} = \left[\frac{\sinh(\beta L) \cdot \sin(\beta z) \cdot \sinh[\beta(L-z)] - \sin(\beta L) \cdot \sinh(\beta z) \cdot \sin[\beta(L-z)]}{\sinh^2(\beta L) - \sin^2(\beta L)} \right]$$

$$K_{QH} = \left[\frac{1}{\sinh^2(\beta L) - \sin^2(\beta L)} \right] \times$$

$$\times \left[\sinh(\beta L) \cdot [\cos(\beta z) \cdot \sinh[\beta(L-z)] - \sin(\beta L) \cdot \cosh[\beta(L-z)]] - \right.$$

$$\left. - \sin(\beta L) \cdot [\cosh(\beta z) \cdot \sin[\beta(L-z)] - \sinh(\beta z) \cdot \cos[\beta(L-z)]] \right]$$

$$\begin{aligned}
K_{\rho M} &= \left[\frac{1}{\sinh^2(\beta L) - \sin^2(\beta L)} \right] \times \\
&\times \left[\sinh(\beta L) \cdot [\cosh[\beta(L - z)] \cdot \sin(\beta z) - \sinh[\beta(L - z)] \cdot \cos(\beta z)] + \right. \\
&+ \left. \sin(\beta L) \cdot [\sinh(\beta z) \cdot \cos[\beta(L - z)] - \cosh(\beta z) \cdot \sin[\beta(L - z)]] \right] \\
K_{\theta M} &= \left[\frac{\sinh(\beta L) \cdot \cos(\beta z) \cdot \cosh[\beta(L - z)] + \sin(\beta L) \cdot \cosh(\beta z) \cdot \cos[\beta(L - z)]}{\sinh^2(\beta L) - \sin^2(\beta L)} \right] \\
K_{MM} &= \left[\frac{1}{\sinh^2(\beta L) - \sin^2(\beta L)} \right] \times \\
&\times \left[\sinh(\beta L) \cdot [\cos(\beta z) \cdot \sinh[\beta(L - z)] + \sin(\beta z) \cdot \cosh[\beta(L - z)]] - \right. \\
&- \left. \sin(\beta L) \cdot [\sinh(\beta z) \cdot \cos[\beta(L - z)] + \cosh(\beta z) \cdot \sin[\beta(L - z)]] \right] \\
K_{QM} &= \left[\frac{\sinh(\beta L) \cdot \sin(\beta z) \cdot \sin[\beta(L - z)] + \sin(\beta L) \cdot \sinh(\beta z) \cdot \sin[\beta(L - z)]}{\sinh^2(\beta L) - \sin^2(\beta L)} \right]
\end{aligned}$$

c.2) Estaca com o Topo Engastado

É utilizado o artifício de aplicar um momento fletor (M_0) no topo da estaca, de modo que a rotação produzida tenha o mesmo valor da rotação devida à força horizontal (H_0), mas com sentido contrário. Assim:

$$M_0 = - \left(\frac{H_0}{2\beta} \right) \left[\frac{K_{\theta H}(z=0)}{K_{\theta M}(z=0)} \right]$$

São encontradas tabelas com os valores dos coeficientes $K_{\rho H}$, $K_{\rho M}$, etc, em função de $\beta.L$ e z/L .

A seguir, na Tabela 2.17, é exemplificado um trecho das tabelas para alguns valores de z/L com $\beta.L = 2,0$.

Tabela 2.17. Valores dos coeficientes de Hetényi para $\beta.L = 2,0$.

βL	Z/L	$K_{\rho H}$	$K_{\theta H}$	K_{MH}	K_{QH}	$K_{\rho M}$	$K_{\theta M}$	K_{MM}	K_{QM}
2,0	0,000	1,1376	1,1341	0,0000	1,0000	-1,0762	1,0762	1,0000	0,0000
2,0	0,125	0,8586	1,0828	0,1848	0,5015	-0,6579	0,8314	0,9397	0,2214
2,0	0,250	0,6015	0,9673	0,2620	0,1377	-0,2982	0,6133	0,7959	0,3387
2,0	0,375	0,3764	0,8333	0,2637	-0,1054	-0,0376	0,4366	0,6138	0,3786
2,0	0,500	0,1838	0,7115	0,2180	-0,2442	0,1463	0,3068	0,4262	0,3639
2,0	0,625	0,0182	0,6192	0,1491	-0,2937	0,2757	0,2220	0,2564	0,3101
2,0	0,750	-0,1288	0,5628	0,0776	-0,2654	0,3747	0,1757	0,1208	0,2282
2,0	0,875	-0,2659	0,5389	0,0222	-0,1665	0,4572	0,1578	0,0318	0,1241
2,0	1,000	-0,3999	0,5351	0,0000	0,0000	0,5351	0,1551	0,0000	0,0000

d) Solução de Barber (1953)

Consiste de soluções analíticas no regime elástico, que foram desenvolvidas para k_h constante com a profundidade. As equações apresentadas para a determinação do deslocamento e rotação do topo da estaca ao nível do terreno são as seguintes:

d.1) Topo Livre:

$$\rho = \left(\frac{H_0}{k_h dL} \right) I_{\rho H} + \left(\frac{M_0}{k_h dL^2} \right) I_{\rho M} \quad \text{e} \quad \theta = \left(\frac{H_0}{k_h dL^2} \right) I_{\theta H} + \left(\frac{M_0}{k_h dL^3} \right) I_{\theta M}$$

d.2) Topo Engastado:

$$\rho = \left(\frac{H_0}{K_h dL} \right) I_{\rho F}$$

Os fatores $I_{\rho H}$, $I_{\rho M}$, $I_{\theta M}$ (estacas com o topo livre) e $I_{\rho F}$ (topo engastado), são obtidos em gráficos (apud Poulos & Davis, 1980).

d.3) Solução Limite – Barber (1953)

Apresentou soluções limites para k_h constante e linearmente crescente com a profundidade. Os deslocamentos e rotações do topo da estaca referem-se ao nível do terreno e $e = M_0/H_0$. Definindo-se:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h d}{4E_p I_p}}$$

Topo Livre – k_h constante:

Estaca Curta ($\beta \cdot L < 1,5$)	$\rho = \frac{4H_0 \left(1 + 1,5 \frac{e}{L}\right)}{K_h d L}$	e	$\theta = \frac{6H_0 \left(1 + 2 \frac{e}{L}\right)}{K_h d L^2}$
Estaca Infinitamente Longa ($\beta \cdot L > 2,5$)	$\rho = \frac{2H_0 \beta (e\beta + 1)}{K_h d}$	e	$\theta = \frac{2H_0 \beta^2 (1 + 2e\beta)}{K_h d}$

Topo Engastado – k_h constante:

Estaca Curta ($\beta \cdot L < 1,5$)	$\rho = \frac{H_0}{K_h d L}$
Estaca infinitamente longa ($\beta \cdot L > 2,5$)	$\rho = \frac{H_0 \beta}{K_h d}$

Topo Livre – k_h linearmente crescente com a profundidade:

$$\text{Estaca Curta } (z_{\text{máx}} < 2,0) \quad \rho = \frac{18 H_0 \left(1 + 1,33 \frac{e}{L}\right)}{L^2 n_h} \quad \text{e} \quad \theta = \frac{24 H_0 \left(1 + 1,5 \frac{e}{L}\right)}{L^3 n_h}$$

Estaca infinitamente longa ($z_{\text{máx}} > 4$)

$$\rho = \frac{2,4 H_0}{n_h^{3/5} (E_p I_p)^{2/5}} + \frac{1,6 H_0 e}{n_h^{2/5} (E_p I_p)^{3/5}} \quad \text{e} \quad \theta = \frac{1,6 H_0}{n_h^{2/5} (E_p I_p)^{3/5}} + \frac{1,74 H_0 e}{n_h^{1/5} (E_p I_p)^{4/5}}$$

em que:

$$z_{\text{máx}} = \frac{L}{T} \quad \text{e} \quad T = 5 \sqrt{\frac{E_p I_p}{n_h}}$$

Topo Engastado – k_h linearmente crescente com a profundidade:

$$\text{Estaca Curta } (z_{\text{máx}} < 2,0) \quad \rho = \frac{2 H_0}{L^2 n_h}$$

$$\text{Estaca Infinitamente Longa } (z_{\text{máx}} > 4) \quad \rho = \frac{0,93 H_0}{n_h^{3/5} (E_p I_p)^{2/5}}$$

e) Método de Sherif (1974)

Analisa estacas carregadas transversalmente, sendo o método baseado em tabelas. Fato este que torna possível o cálculo manual de estacas imersas em solos com diagramas complexos de distribuição da reação do solo.

A estaca é tratada como uma viga horizontal, dividida em n elementos de comprimentos iguais (Figura 2.27), que apresentam $n+1$ incógnitas (reações do solo). As $n+1$ equações necessárias para solucionar o problema são obtidas das condições de equilíbrio (2 equações) e compatibilidade ($n-1$ equações) para a viga, sendo estas últimas obtidas da análise dos recalques da viga, que são calculados pelo somatório das seguintes parcelas:

$$\mathbf{s}_i = \frac{\mathbf{p}_i}{\mathbf{K S}_i} = \mathbf{s}_{ia} + \mathbf{s}_{ib} + \mathbf{s}_{ic} \quad (69)$$

em que:

$$\mathbf{s}_{ia} = \frac{\mathbf{L} - \mathbf{x}_i}{\mathbf{L}} \mathbf{s}_1 \quad (70)$$

$$\mathbf{s}_{ib} = \frac{\mathbf{x}_i}{\mathbf{L}} \mathbf{s}_{n+1} \quad (71)$$

A parcela \mathbf{s}_{ic} é a flecha de uma viga bi-apoiada (nos apoios **a** e **b** da Figura 2.43), quando carregada pelos esforços externos $\mathbf{s}_{ia} = \frac{\mathbf{L} - \mathbf{x}_i}{\mathbf{L}} \mathbf{s}_1$ e pelas reações do solo $\mathbf{p}_1, \mathbf{p}_2, \dots, \mathbf{p}_{n+1}$. Assim:

$$\mathbf{s}_{ic} = \frac{1}{\mathbf{E}} \left(\frac{\mathbf{L}}{\mathbf{e}} \right)^3 \left[\sum_{j=1}^{j=n} \mathbf{P}_j \zeta_{ij} - \mathbf{L} \sum_{k=1}^{k=n+1} \mathbf{P}_k \eta_{ik} \right] \quad (72)$$

Substituindo as Equações 70, 71 e 72 na 69, obtém-se a expressão de compatibilidade geral:

$$\frac{p_i}{KS_i} = \frac{L - x_i}{L} \frac{p_1}{KS_1} + \frac{x_i}{L} \frac{p_{n+1}}{KS_{n+1}} + \frac{1}{E} \left(\frac{L}{e} \right)^3 \left[\sum_{j=1}^{j=n} P_j \zeta_{ij} - L \sum_{K=1}^{K=n+1} P_K \eta_{iK} \right] \quad (73)$$

Definindo o coeficiente de rigidez adimensional (**KC**):

$$KC = \frac{E}{KS_{n+1} L} \left(\frac{e}{L} \right)^3 \quad (74)$$

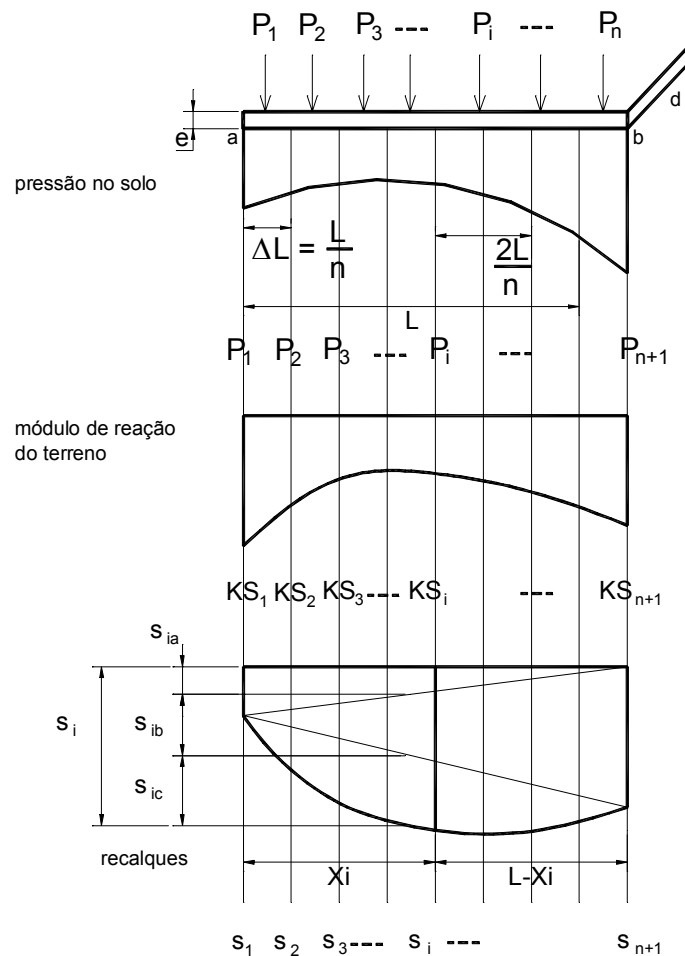


Figura 2.27: Croquis para cálculo (apud Sherif, 1974).

A Equação 73 pode ser reescrita como:

$$\left[\frac{KS_{n+1}}{KS_i} p_i - \frac{KS_{n+1}}{KS_1} \frac{L - x_i}{L} p_1 \right] + \left[\sum_{K=1}^{K=n+1} P_K \eta_{iK} \right] = \frac{1}{L} \sum_{j=1}^{j=n} P_j \zeta_{ij} \quad (75)$$

em que:

η_{ik} : fator de influência de deformação para o ponto i de uma viga bi-apoiada, devido ao carregamento triangular unitário de largura $2L/n$ aplicado no ponto K ; e

ζ_{ij} : fator de influência de deformação para o ponto i de uma viga bi-apoiada, devido à carga concentrada unitária (P) aplicada no ponto j .

Esses fatores são facilmente encontrados em livros de Teoria das Estruturas, e Sherif indica Faerber (1949).

Aplicando a Equação 75 aos pontos $i = 2$ até $i = n$, são obtidas as $n-1$ equações para o cálculo das pressões de contato com o solo (incógnitas), que uma vez determinadas permitem a obtenção dos momentos fletores e das forças cortantes.

Trocando KS_{n+1} da Equação 74 por KS_u (valor de KS na ponta da estaca), é obtido:

$$KC = \frac{E}{KS_u L} \left(\frac{e}{L} \right)^3 \quad (76)$$

em que:

E : módulo de elasticidade do material da estaca;

L : comprimento da estaca;

$$e = \sqrt[3]{\frac{12I}{d}}$$

I : momento de Inércia da Seção transversal da estaca;

d : largura da estaca;

$e = 1,676.r$ (estacas circulares); e

e : espessura da estaca (estacas retangulares).

Os casos disponíveis de carregamento estão ilustrados na Figura 2.28.

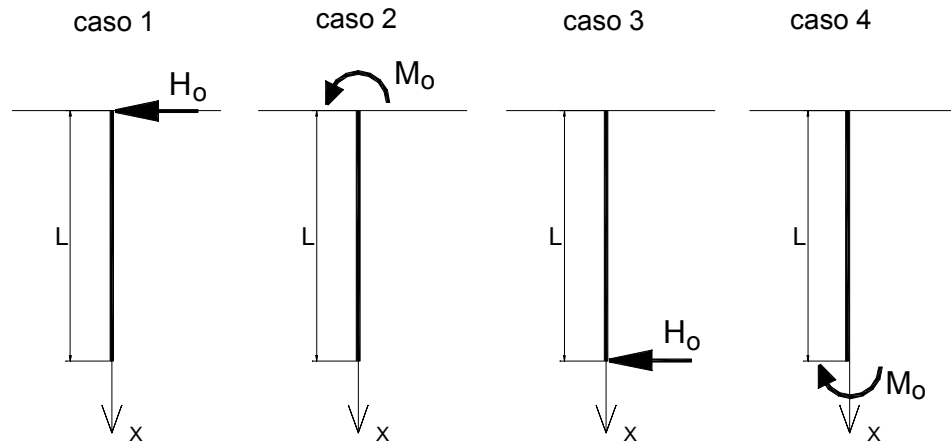


Figura 2.28: Casos de carregamento (apud Sherif, 1974).

As variações disponíveis do módulo de reação do solo estão indicadas na Figura 2.29.

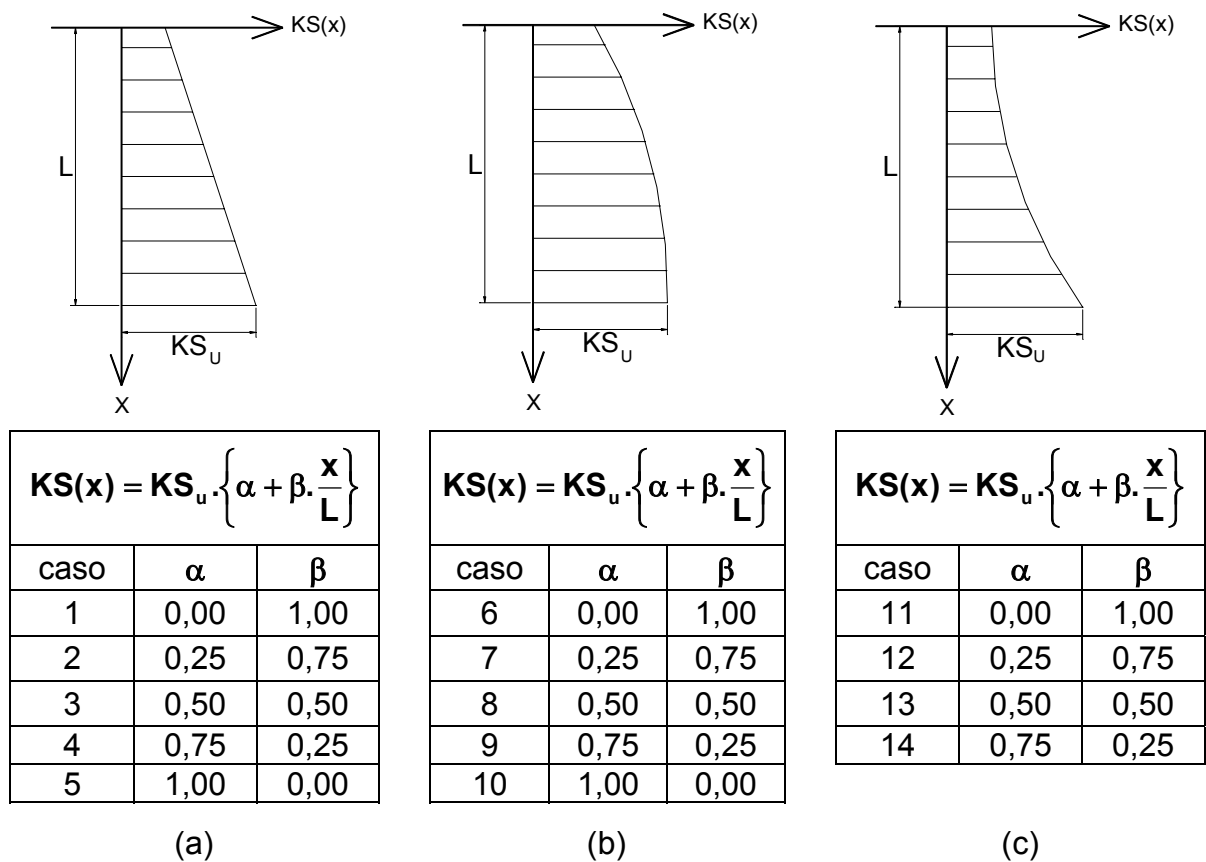


Figura 2.29. Variações de **KS** com a profundidade (apud Sherif, 1974).

O roteiro de cálculo é o seguinte:

- Define-se o valor de \mathbf{KS}_u e do diagrama de distribuição de \mathbf{KS} , conforme os casos disponíveis;
- Calcula-se o valor de \mathbf{KC} pela Equação 76;
- Escolhe-se a tabela a ser utilizada (pode ser necessária a utilização de 2 tabelas, para interpolação de valores intermediários de \mathbf{KC});
- Aplica-se os coeficientes às expressões:

Pressão de contato	$p = FT_{HT} \frac{H_0}{LB} + FP_{MT} \frac{M_0}{L^2B}$
Deslocamento horizontal	$s = FS_{HT} \frac{H_0}{KS_U LB} + FS_{MT} \frac{M_0}{KS_U L^2 B}$
Força cortante	$Q = FQ_{HT} H_0 + FQ_{MT} \frac{M_0}{L}$
Momento fletor	$M = FM_{HT} H_0 + FM_{MT} M_0$
Rotação do topo	$\vartheta_t = FO_{HT} \frac{H_0}{KS_U LB} + FO_{MT} \frac{M_0}{KS_U L^3 B}$
Rotação da ponta	$\vartheta_p = F1_{HT} \frac{H_0}{KS_U LB} + F1_{MT} \frac{M_0}{KS_U L^3 B}$

Sherif (1974) apresenta 134 tabelas contendo 13 variações do módulo de reação solo, 18 valores diferentes de \mathbf{KC} (variando de 0,00001 até 100), com 4 casos de carregamento da estaca (força horizontal e momento fletor aplicados no topo e na ponta da estaca), onde são extraídos os coeficientes.

O coeficiente de reação do solo (\mathbf{KS}) é determinado pela expressão:

$$\mathbf{KS} = \frac{D_s}{B \cdot f} \quad (77)$$

em que:

D_s : módulo de compressibilidade do solo (Tabela 2.18);

B : largura da estaca; e

f : fator adimensional (Tabela 2.19).

O módulo de compressibilidade do solo (D_s) é obtido em ensaios de compressão axial confinada (ensaio de adensamento), e é definido pela relação:

$$D_s = \frac{\Delta\sigma_z}{\Delta\varepsilon_z} = \frac{E_s}{v_s}$$

Tabela 2.18. Valores típicos de módulo de compressibilidade do solo (D_s).
(apud Sherif, 1974)

Tipo de Solo	D_s (Mpa)
Areia fofa, grãos arredondados	20 a 50
Areia fofa, grãos angulosos	40 a 80
Areia média, grãos arredondados	50 a 100
Areia média, grãos angulosos	80 a 150
Pedregulho	100 a 200
Pedregulho grosso, anguloso	150 a 300
Argila muito rija	5 a 10
Argila rija	2,5 a 5
Argila mole	1 a 2,5
Argila glacial com matações, dura	30 a 100
Solos mistos (areia, argila e silte) com matéria orgânica, rijo	5 a 20
Solos mistos (areia, argila e silte) com matéria orgânica, mole	4 a 8
Silte	3 a 10
Silte marinho orgânico, pouco argiloso, mole	2 a 5
Silte marinho orgânico, muito argiloso, mole	0,5 a 3
Turfa	0,4 a 1
Turfa pré-adensada	0,8 a 2

Tabela 2.19 – Valores de f (apud Sherif, 1974).

Z/B	L/B							
	1.00	1.50	2.00	3.00	5.00	10.00	20.00	∞
0.20	0.16	0.18	0.18	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19
0.40	0.29	0.31	0.32	0.33	0.33	0.34	0.34	0.34
0.60	0.37	0.40	0.42	0.44	0.45	0.46	0.46	0.46
0.80	0.44	0.47	0.50	0.53	0.56	0.57	0.57	0.57
1.00	0.49	0.53	0.57	0.61	0.64	0.67	0.67	0.67
1.50	0.59	0.65	0.70	0.75	0.81	0.86	0.87	0.88
2.00	0.64	0.72	0.76	0.85	0.93	1.00	1.03	1.04
3.00	0.70	0.82	0.89	0.99	1.09	1.20	1.25	1.26
4.00	0.74	0.87	0.96	1.07	1.19	1.33	1.43	1.45
5.00	0.76	0.90	1.00	1.13	1.27	1.43	1.54	1.59
6.00	0.78	0.93	1.03	1.17	1.33	1.50	1.60	1.71
8.00	0.80	0.95	1.06	1.23	1.40	1.61	1.75	1.89
10.00	0.81	0.97	1.09	1.26	1.45	1.68	1.85	2.03
14.00	0.82	0.98	1.11	1.29	1.50	1.79	2.00	2.25
20.00	0.82	0.99	1.12	1.32	1.57	1.89	2.12	2.40

O método ainda permite considerar um engastamento elástico nas extremidades da estaca, aplicável ao caso de tubulões com diâmetro de base e reação vertical do solo de apoio que colaborem com a estabilidade da peça.

Aplicando o Método de Sherif (1974), nota-se que os deslocamentos são diretamente proporcionais ao carregamento (força horizontal e momento), já a sua distribuição ao longo do comprimento da estaca permanece inalterada, ou seja, as profundidades das seções de giro são fixas, qualquer que seja o nível do carregamento (desde que o momento e a força horizontal aplicado no topo da estaca variem proporcionalmente). Intuitivamente, as posições das seções de giro deveriam variar com o nível do carregamento, mesmo que haja proporcionalidade entre momento e força horizontal. Isso ocorre porque a análise é feita no regime elástico-linear.

Como visto anteriormente, no projeto de estacas carregadas transversalmente, não é suficiente apenas a determinação dos deslocamentos e dos esforços internos

solicitantes, para o seu dimensionamento estrutural. É necessário, também, ser verificado se o solo, que serve de suporte horizontal à estaca, apresenta fator de segurança adequado à ruptura.

No caso limite, a resistência máxima do solo é limitada pela diferença entre o empuxo passivo e o ativo. Na seção da estaca onde não ocorre deslocamento horizontal (cuja profundidade L_1 é obtida pelo diagrama de deslocamentos ou de pressões), não ocorrem solicitações horizontais, e a reação do solo é nula. Nas proximidades dessa seção, ocorre uma zona de transição entre reação nula e reações máximas do solo, que Sherif propôs limitar entre $0,25.L_1$ e $0,25.L_2$ (Figura 2.30).

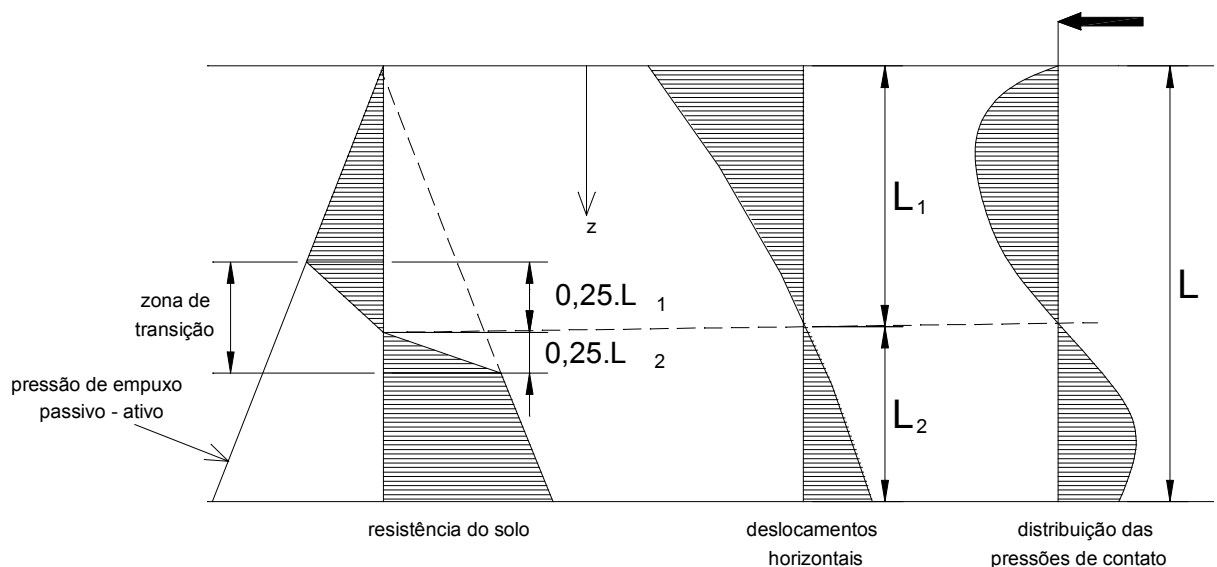


Figura 2.30: Resistência do solo em função dos deslocamentos.
(apud Sherif, 1974)

Assim, são conhecidas a resistência máxima do solo e a distribuição das pressões de contato entre solo e estaca. No caso A, apresentado na Figura 2.31, as pressões de contato são menores que a resistência do solo, e o fator de segurança à ruptura pode ser avaliado pelas expressões:

$$FS \leq \begin{bmatrix} \frac{F_3}{F_1} \\ \frac{F_4}{F_2} \end{bmatrix} \quad (78)$$

No caso B da Figura 2.31, a pressão de contato é maior que a resistência do solo nas proximidades da superfície, ocorrendo plastificação. Como a pressão de contato não pode superar a resistência do solo, há uma redistribuição das mesmas. Subtraindo dos esforços iniciais (M_0 e H_0) as resultantes da reação do solo (M e H) referentes ao comprimento L_3 , é obtido um novo conjunto de esforços que deve ser aplicado no topo estaca fictícia de comprimento $L-L_3$. Esse procedimento deve ser repetido sucessivamente até que seja obtida uma situação semelhante à do primeiro caso.

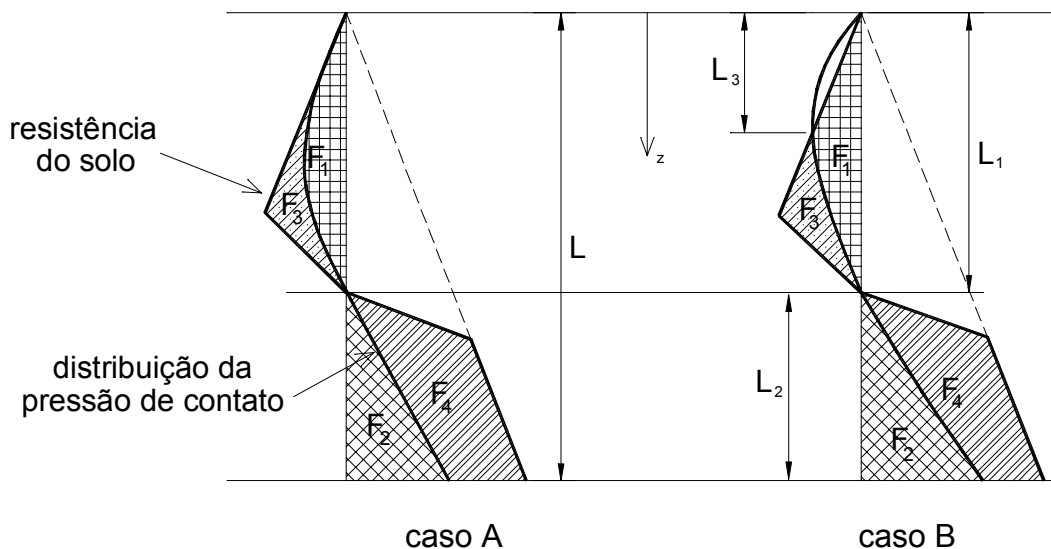


Figura 2.31: Verificação do fator de segurança de estacas carregadas transversalmente (apud Sherif, 1974).

Sherif (1954) recomenda que, na prática, seja feita apenas a verificação global (primeiro caso), justificando que a distribuição de resistência proposta, pressão de terra

passiva menos ativa, é apenas uma aproximação, e na realidade, a resistência do solo é essencialmente maior que essa.

Para solos não coesivos, Sherif apresenta as seguintes expressões para o cálculo das pressões ativa (e_a) e passiva (e_p):

$$e_a = \gamma L K_{ah} \quad (79)$$

$$e_p = \gamma L K_{ph} \quad (80)$$

em que:

K_{ah} e K_{ph} : coeficientes de empuxo ativo horizontal e empuxo passivo horizontal, respectivamente, disponíveis nas Tabelas 2.20 e 2.21. Sherif (1974) apresenta a sugestão de Eau (1971) de consideração de $\delta_a = 2/3$ para empuxo ativo e de $\delta_b = -2/3$ para empuxo passivo (ver a Figura 2.32).

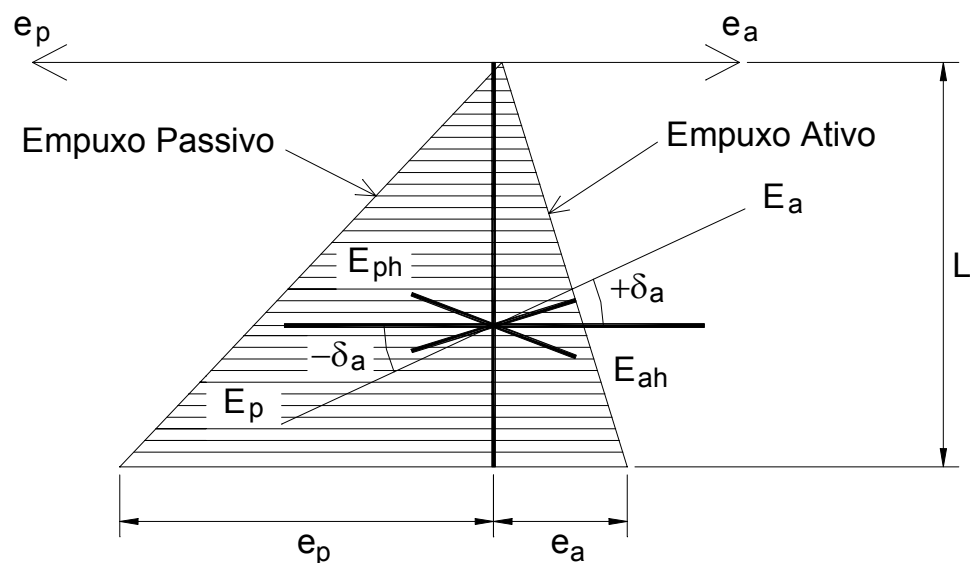


Figura 2.32: Forma de atuação dos empuxos (apud Sherif, 1974).

Tabela 2.20. Coeficientes de empuxo ativo para terrapleno horizontal e muro vertical.

		ϕ							
		10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
δ_a	0°	0,704	0,589	0,490	0,406	0,333	0,271	0,217	0,172
	5°	0,659	0,554	0,463	0,388	0,318	0,259	0,209	0,165
	10°	0,625	0,525	0,440	0,367	0,304	0,249	0,201	0,161
	15°		0,500	0,419	0,351	0,291	0,240	0,194	0,155
	20°			0,401	0,335	0,279	0,230	0,187	0,150
	25°				0,322	0,268	0,221	0,180	0,145
	30°					0,257	0,213	0,174	0,140
	35°						0,205	0,168	0,135
	40°							0,161	0,130
	45°								0,125

Tabela 2.21. Coeficientes de empuxo passivo para terrapleno horizontal e muro vertical.

		ϕ							
		10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
δ_p	0°	1,420	1,698	2,040	2,464	3,000	3,690	4,599	5,831
	5°	1,549	1,885	2,309	2,850	3,553	4,488	5,765	7,574
	10°	1,626	2,056	2,555	3,212	4,096	5,309	7,030	9,573
	15°		2,129	2,782	3,570	4,632	6,143	8,365	11,792
	20°			2,852	3,862	5,176	7,004	9,770	14,210
	25°				3,932	5,569	7,866	11,262	16,848
	30°					5,632	8,470	12,748	19,720
	35°						8,484	13,853	22,617
	40°							13,673	25,014
	45°								24,200

O empuxo passivo pode ser calculado, simplificadaamente, de acordo com Broms (1964), considerando o coeficiente de Rankine e uma largura virtual da estaca de $3B$.

Para solos coesivos, segundo Schultze (1970), a consideração de atrito nulo ($\delta=0$) entre solo e muro produz erros desprezíveis. Assim, os empuxos podem ser calculados por:

$$e_a = -K_{ac} c \quad (81)$$

$$e_p = K_{pc} c \quad (82)$$

em que:

$$K_{ac} = \frac{2 \cos \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad e \quad K_{pc} = \frac{2 \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

Em argilas saturadas, o ângulo de atrito interno pode ser considerado igual a zero, e o empuxo passivo relativo à largura **B** seria **6.c_u**. Broms (1964) sugere o valor de **9.c_u**, entretanto começando na profundidade de **1,5.B** abaixo da superfície.

f) Método de Gleser (1953)

Teve desenvolvimento baseado no método das diferenças finitas, e possibilita um processo de cálculo para os deslocamentos sofridos pela estaca, sem a necessidade de se resolver matricialmente o sistema de equações simultâneas, o que reduz substancialmente o tempo de processamento.

O procedimento de cálculo é o seguinte:

- Divide-se a estaca de comprimento **L** em **t** elementos iguais, sendo o nó **1** na ponta e o nó **t** no topo da estaca.
- Calculam-se todos os coeficientes **A** e **B** pelas expressões abaixo, sendo **K_m** o coeficiente de reação horizontal do solo em cada um dos **t** elementos da estaca.

$$A_m = K_m \frac{b}{EI} \left(\frac{L}{t} \right)^4 \quad e \quad B_5 = B_4 (4 - B_3)$$

$$B_1 = \frac{2}{2 + A_0} \quad e \quad m = 3 \text{ a t } \left[\begin{array}{l} B_{2m} = \frac{1}{6 + A_m - B_{2m-4} - B_{2m-1} (4 - 2B_{2m-3})} \\ B_{2m+1} = B_{2m} \cdot (4 - B_{2m-1}) \end{array} \right.$$

$$B_2 = \frac{1}{5 + A_1 - 4B_1} \quad e \quad B_{2m-1} = B_{2m} (4 - B_{2m-1})$$

$$B_3 = B_2 (4 - 2B_1) \quad e \quad B_{2t+2} = \frac{-L^2 M_t}{t^2 EI B_{2t} (2 - 2B_{2t-1})}$$

$$B_4 = \frac{1}{6 + A_2 - B_1 - B_3 (4 - 2B_1)} \quad e \quad B_{2t+3} = \frac{B_{2t-2} - 1 + B_{2t+1} (2 - B_{2t-1})}{B_{2t} (2 - 2B_{2t-1})}$$

- Definindo-se as condições de contorno do topo da estaca (topo livre ou engastado), inicia-se o cálculo dos deslocamentos Y_n para cada elemento da estaca, na ordem em que aparecem as equações, pois as equações são dependentes dos resultados das equações anteriores.

f.1) Topo Livre:

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

$$Y_{t+2} = -B_{2t+2} + B_{2t+3} Y_{t+1}$$

$$Y_2 = -B_4 Y_4 + B_5 Y_3$$

$$Y_m = -B_{2m} Y_{m+2} + B_{2m+1} Y_{m+1} \quad ; \quad Y_1 = -B_2 Y_3 + B_3 Y_2 \quad ; \quad Y_0 = -B_1 Y_2 + 2B_1 Y_1$$

f.2) Topo Engastado:

$$Y_{t+2} = \frac{-2L^3 H_t (t + B_{2t-2} - B_{2t-1} B_{2t+1})}{t^2 EI (-1 + B_{2t} B_{2t-4} + B_{2t} B_{2t-2} B_{2t-4} - B_{2t} B_{2t-1} B_{2t-3} - B_{2t-2} + B_{2t+1} B_{2t-1})}$$

$$Y_{t+1} = Y_{t-1} = \frac{-B_{2t-1} B_{2t}}{1 + B_{2t-2} - B_{2t+1} B_{2t-1}} Y_{t+2}$$

$$Y_2 = -B_4 Y_4 + B_5 Y_3 \quad Y_1 = -B_2 Y_3 + B_3 Y_2 \quad Y_0 = -B_1 Y_2 + 2B_1 Y_1$$

- Com os deslocamentos, calculam-se as rotações, os momentos fletores, as cortantes e as pressões por meio das Equações 54 a 57.

Embora o método considere o coeficiente de reação do solo linear (independente da magnitude dos deslocamentos sofridos pelo solo), possibilitam a consideração de variação qualquer com a profundidade.

g) Método de Matlock & Reese (1960)

Desenvolveram o chamado Método das Curvas de **p-y**, que nada mais é que o método de Gleser (1953) resolvido iterativamente com as curvas de **p-y**, que consideram a não-linearidade pressão x deslocamento, através do módulo secante de reação do solo (**K**), ou seja:

- Considera-se um conjunto inicial de módulos de reação do solo.
- Calculam-se os deslocamentos pelo método de Gleser.
- Com os novos deslocamentos, a partir das curvas **p-y**, define-se um novo conjunto de módulos de reação do solo.

- Calculam-se novamente os deslocamentos e volta-se ao passo “c” até que os deslocamentos calculados na etapa imediatamente anterior coincidam razoavelmente com os novos valores.

O módulo **K** é definido como:

$$K = -\frac{p}{y} \quad (83)$$

em que:

p : reação horizontal do solo às solicitações da estaca (o sinal negativo indica que a reação do solo ocorre em sentido contrário ao deslocamento da estaca);

y : deslocamento horizontal sofrido por uma seção transversal qualquer da estaca.

As reações do solo não são funções lineares dos deslocamentos sofridos pela estaca. O comportamento típico das curvas de **p-y** é apresentado a Figura 2.33, onde o módulo **K** é definido pela declividade da reta secante à curva, passando pela origem.

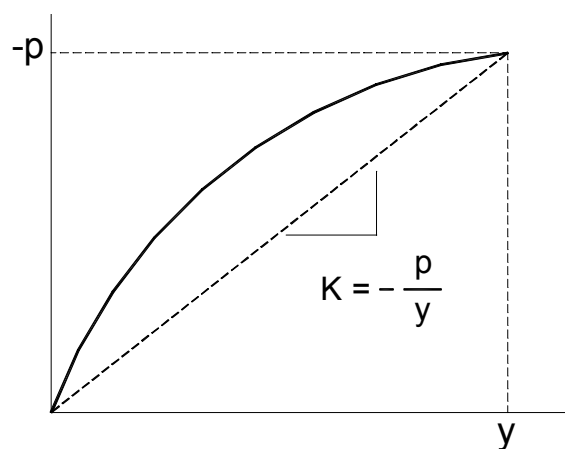


Figura 2.33: Exemplo de curva **p-y**.
(apud Matlock & Reese, 1960)

Portanto, mesmo que o solo seja homogêneo, com a mesma curva de **p-y** para qualquer ponto em profundidade, o valor de **K** será variável ao longo do comprimento da estaca assumindo valores tanto maiores quanto menores forem os deslocamentos de sua linha elástica. Com isso, se pode esperar que os valores de **K** sejam dependentes fundamentalmente dos níveis dos carregamentos aplicados ao topo da estaca, já que estes são responsáveis diretos pela grandeza das deformações.

Como visto anteriormente, a magnitude do coeficiente de reação horizontal do solo é dependente da profundidade, principalmente no caso de solos arenosos, gerando curvas **p-y** diferentes para cada profundidade.

Assim, a variação desse coeficiente ao longo da estaca é dependente tanto da profundidade como dos deslocamentos horizontais sofridos pela mesma, ou seja, **K = f(x,y)**. Como os deslocamentos dependem de **K**, o problema é resolvido iterativamente.

Adimensionalização do Problema para Estacas Longas

Fundamentalmente, os deslocamentos **y** dependem dos parâmetros:

$$\mathbf{y} = \mathbf{y} (\mathbf{x}, \mathbf{T}, \mathbf{L}, \mathbf{K}, \mathbf{EI}, \mathbf{H}_0, \mathbf{M}_0)$$

em que:

x : profundidade de uma seção genérica da estaca;

T : rigidez relativa (definido posteriormente);

L : comprimento da estaca;

EI : rigidez flexional da estaca;

H₀ : força horizontal aplicada no topo da estaca; e

M₀ : momento fletor aplicado no topo da estaca.

Salienta-se que H_0 e M_0 podem ser substituídos por condições de contorno.

Se os deslocamentos forem relativamente pequenos em relação ao diâmetro da estaca, pode ser aplicado o Princípio da Superposição. Assim, os efeitos da força horizontal H_0 (caso A) e do momento fletor M_0 (caso B) aplicados ao topo da estaca podem ser analisados separadamente, e depois somados. Por tanto: $y = y_A + y_B$, em que y_A são os deslocamentos devidos à H_0 , e y_B os devidos ao M_0 .

No caso de estacas longas, supondo que no regime elástico os deslocamentos podem ser considerados diretamente proporcionais às deformações:

$$\frac{y_A}{H_0} = f_A(x, T, L, K, EI) \quad (\text{caso A})$$

$$\frac{y_B}{M_0} = f_B(x, T, L, K, EI) \quad (\text{caso B})$$

Procurando a adimensionalização dos parâmetros, Matlock & Reese os dividiram em quatro grupos:

$$\frac{y_A \cdot EI}{H_0 \cdot T^3}, \frac{x}{T}, \frac{L}{T}, \frac{K \cdot T^4}{EI} \quad (\text{caso A})$$

$$\frac{y_B \cdot EI}{M_0 \cdot T^2}, \frac{x}{T}, \frac{L}{T}, \frac{K \cdot T^4}{EI} \quad (\text{caso B})$$

Definindo:

Coeficiente de profundidade:
$$z = \frac{x}{T} \quad (84)$$

Coeficiente de Profundidade Máxima:
$$z_{\text{máx}} = \frac{L}{T} \quad (85)$$

Função Módulo do Solo:
$$\phi(z) = \frac{KT^4}{EI} \quad (86)$$

Coeficiente de Deslocamento para H_0 :
$$A_y = \frac{y_A EI}{H_0 T^3} \quad (87)$$

Coeficiente de Deslocamento para M_0 :
$$B_y = \frac{y_B EI}{M_0 T^2} \quad (88)$$

Os deslocamentos (y) podem ser expressos por:

Deslocamentos:
$$y = \left(\frac{H_0 T^3}{EI} \right) A_y + \left(\frac{M_0 T^2}{EI} \right) B_y \quad (89)$$

Analogamente, podem ser obtidos:

Rotações:
$$s = s_A + s_B = \left(\frac{H_0 T^3}{EI} \right) A_y + \left(\frac{M_0 T^2}{EI} \right) B_y \quad (90)$$

Momento Fletores:
$$M = M_A + M_B = (H_0 T) A_m + \left(\frac{M_0}{T} \right) B_m \quad (91)$$

Forças Cortantes:
$$V = V_A + V_B = (H_0 T) A_v + \left(\frac{M_0}{T} \right) B_v \quad (92)$$

Reações do Solo:
$$p = p_A + p_B = \left(\frac{H_0}{T} \right) A_p + \left(\frac{M_0}{T^2} \right) B_p \quad (93)$$

A Figura 2.34 ilustra as convenções de sinais propostas por Matlock & Reese (1960).

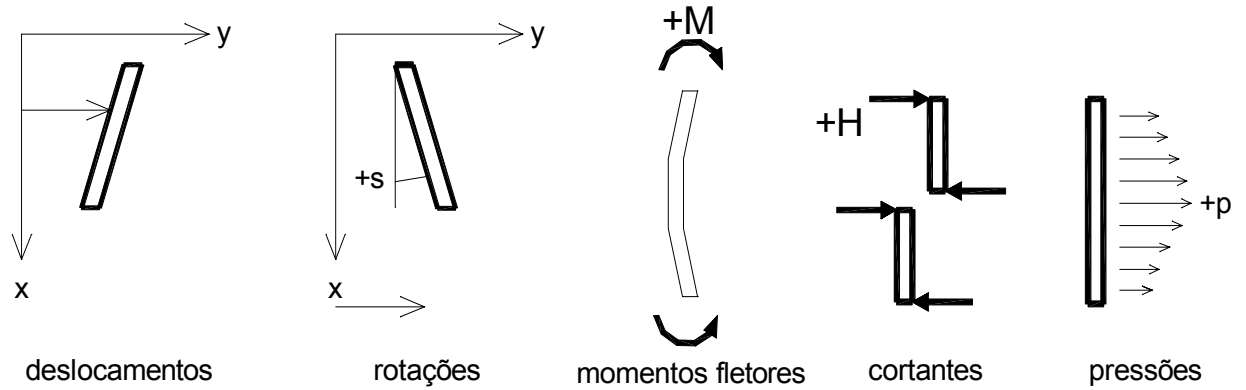


Figura 2.34. Convenções de sinais (apud Matlock & Reese, 1960).

Determinação dos Coeficientes Adimensionais

A equação diferencial de estacas longas é:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + Ky = 0 \quad (53)$$

Podendo ser reescrita da seguinte maneira:

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{Ky}{EI} = 0 \quad (94)$$

As análises da força horizontal e do momento fletor aplicados ao topo da estaca são feitas separadamente, por meio das equações:

$$\frac{d^4 y_A}{dx^4} + \frac{K y_A}{EI} = 0 \quad (95)$$

$$\frac{d^4 y_B}{dx^4} + \frac{K y_B}{EI} = 0 \quad (96)$$

Substituindo os coeficientes adimensionais das Equações 84 a 88:

$$\frac{d^4 A_y}{dZ^4} + \phi(Z) A_y = 0 \quad (97)$$

$$\frac{d^4 B_y}{dZ^4} + \phi(Z) B_y = 0 \quad (98)$$

Matlock & Reese (1960) apresentam duas formas de representação da variação do K com a profundidade:

$$\text{variação 1:} \quad \mathbf{K = k x^n} \quad (99)$$

$$\text{variação 2:} \quad \mathbf{K = k_0 + k_1 x + k_2 x^2} \quad (100)$$

A função módulo do solo $\phi(Z)$ deve ser definida para cada forma de variação do módulo do solo com a profundidade, com a aplicação das Equações 99 e 100 na Equação 86. Assim, para o caso de variação 1, o fator de rigidez relativa (T) é definido, por conveniência, como:

$$T^{n+4} = \frac{EI}{K} \quad (101)$$

Aplicando a Equação 99 à Equação 86:

$$\phi(Z) = \frac{KT^4}{EI} = \frac{(kx^n)T^4}{EI} = \left(\frac{k}{EI}\right)x^n T^4 \quad (102)$$

$$\phi(Z) = \frac{1}{T^{n+4}}x^n T^4 = \frac{x^n T^4}{T^n T^4} = \left(\frac{x}{T}\right)^n \quad (103)$$

Como $Z = x/T$ (Equação 84):

$$\phi(Z) = Z^n \quad (104)$$

Para a variação 2, o valor de T é definido como:

$$T^5 = \frac{EI}{K_1} \quad (105)$$

e analogamente ao caso anterior, a função $\phi(Z)$ torna-se:

$$\phi(Z) = \frac{k_0 \cdot T^4}{EI} + \frac{k_1 \cdot T^5}{EI} \left(\frac{x}{T}\right) + \frac{k_2 \cdot T^6}{EI} \left(\frac{x}{T}\right)^2$$

que em função de Z pode ser escrita como:

$$\phi(Z) = r_0 + Z + r_2 \cdot Z^2 \quad (106)$$

em que:

$$r_0 = \frac{k_0}{k_1} \left(\frac{1}{T} \right) \quad \text{e} \quad r_2 = \frac{k_2}{k_1} (T)$$

A solução das equações diferenciais 97 e 98 fornece, respectivamente, os valores dos coeficientes **A** e **B** das Equações 89 a 93.

Os coeficientes adimensionais são obtidos pelo método de Gleser (1953). Há duas maneiras para isso. A primeira consiste na retroanálise, através das Equações 90 a 93, dos resultados obtidos no cálculo de uma estaca com a distribuição desejada do módulo do solo. A segunda maneira, assumindo valores unitários para **H₀** e **M₀**, atribuindo valores para os coeficientes **k** que definem o módulo **K(x)** do solo de modo que corresponda a constantes na função **φ(Z)** (assim o fator de rigidez relativa (**T**) torna-se unitário), e fazendo com que o comprimento (**L**) da estaca seja numericamente igual ao valor desejado de **Z_{máx}**. Os resultados obtidos serão numericamente iguais aos coeficientes adimensionais.

Solução pelo Método de Gleser (1953)

Como visto anteriormente, no método das diferenças finitas, as equações diferenciais que regem os deslocamentos de estacas verticais longas carregadas lateralmente no topo, consideradas as condições de contorno, podem ser resolvidas como um sistema linear de **t+5** equações a **t+5** incógnitas. O método resolve esse sistema sem a necessidade de se montar um sistema de equações simultâneas.

As equações diferenciais, em termos de diferenças finitas, são escritas pelas seguintes expressões:

$$p_i = \frac{EI}{\left(\frac{L}{t}\right)^4} (y_{i+2} - 4y_{i+1} + 6y_i - 4y_{i-1} + y_{i-2}) \quad (107)$$

$$H_i = \frac{EI}{2\left(\frac{L}{t}\right)^3} (y_{i+2} - 2y_{i+1} + 2y_{i-1} - y_{i-2}) \quad (108)$$

$$M_i = \frac{EI}{\left(\frac{L}{t}\right)^2} (y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1}) \quad (109)$$

$$s_i = \frac{EI}{2\left(\frac{L}{t}\right)} (y_{i+1} - y_{i-1}) \quad (110)$$

em que:

L : comprimento da estaca, que dividida em t elementos, com a numeração começando da ponta para o topo (Figura 2.35).

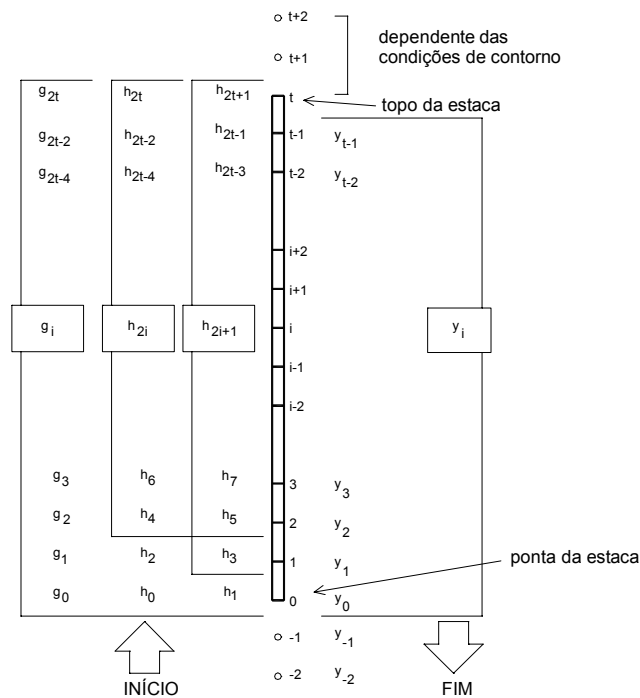


Figura 2.35. Divisão da estaca e esquema de cálculo. (apud Matlock & Reese, 1960).

A seqüência de cálculo é a seguinte:

- Escolhem-se os valores iniciais do módulo **K** do solo para cada ponto (de **0** a **t**).
- Calculam-se os valores de **g_i** pela expressão:

$$g_i = K_i \frac{(L/t)^4}{EI}$$

- Calculam-se os valores de **h₀**, **h₁**, **h₂**, e **h₃** da ponta para o topo, pelas expressões:

$$h_0 = \frac{2}{2 + g_0} \quad ; \quad h_1 = 2h_0 \quad ; \quad h_2 = \frac{1}{5 + g_1 - 2h_1} \quad \text{e} \quad h_3 = h_2(4 - h_1)$$

- Calculam-se os valores de **h_{2i}** e **h_{2i+1}** pelas expressões:

$$h_{2i} = \frac{1}{6 + g_1 - 2h_{2i-4} - h_{2i-1}(4 - h_{2i-3})} \quad h_{2i+1} = h_{2i}(4 - h_{2i-1})$$

- Calculam-se os deslocamentos **y_t**, **y_{t+1}** e **y_{t+2}**. Para o caso de estaca longa com o topo livre, ou seja, cujas condições de contorno são o momento fletor (**M₀**) e a força horizontal (**H₀**), as expressões são:

$$y_t = \frac{j_4 h_{2t}(1 - h_{2t} - 2) - j_3 [h_{2t}(2 + 2h_{2t-2} - h_{2t-2}h_{2t-3}) - h_{2t+1}]}{1 - h_{2t-2} - 2h_{2t-1}h_{2t-1}h_{2t+1} + h_{2t}(4 - 4h_{2t-1} + 4h_{2t-2} - h_{2t-4} + h_{2t-1}h_{2t-3} - 2h_{2t-2}h_{2t-3} + h_{2t-2}h_{2t-4})}$$

$$y_{t+1} = \frac{j_3 + y_t(2 - h_{2t-1})}{1 - h_{2t-2}} \quad y_{t+2} = \frac{h_{2t+1}y_{t+1} - y_t}{h_{2t}}$$

em que:

$$j_3 = \frac{(L/t)^2}{EI} M_0 \quad j_3 = \frac{2(L/t)^3}{EI} H_0$$

- Calcula-se os deslocamentos **y_i** (do ponto **t-1** ao ponto **0**) pela expressão:

$$y_i = -h_{2i}y_{i+2} + h_{2i+1}y_{t+1}$$

- Calculam-se os deslocamentos y_1 e y_2 pelas expressões:

$$y_{-1} = -y_1 + 2y_0 \quad \text{e} \quad y_{-2} = y_2 - 2y_1 + 2y_{-1}$$

h) Com os deslocamentos calculados, podem-se redefinir novos valores para o módulo K do solo para cada ponto. Com esses novos K , repete-se todo o processo até que o conjunto de valores de K adotados inicialmente e calculados sejam compatíveis.

Matlock & Reese (1960) sugerem que o grau de precisão nessa compatibilidade seja orientado pelas variações dos valores dos deslocamentos e momentos fletores máximos.

i) definidos os deslocamentos finais, pode-se calcular as forças cortantes, os momentos fletores e as rotações pelas Equações 108, 109 e 110 para cada ponto. Para o cálculo das reações do solo, ao invés da Equação 107 é recomendada a utilização da expressão

$$p_i = -K_i y_i$$

que deve apresentar resultados mais precisos do que a aplicação da Equação 107.

Cálculo Manual

O método de Matlock & Reese (1960) permite a elaboração de tabelas para quaisquer casos de distribuição do módulo K do solo. Para o caso particular de $K = n_h \cdot z$, $Z_{\text{máx}} = z/T = 0,5$, Matlock & Reese (1961) apresentam os coeficientes reproduzidos na Tabela 20.

Com esses coeficientes e as Equações 89 a 93, podem ser efetuados os cálculos manuais, cujo roteiro é o seguinte:

- Divide-se a estaca em **t** pontos;
- Dividem-se as curvas de **p-y** para cada ponto;
- Adota-se um valor inicial para **k** (**K=k.x**).
- Calcula-se o valor inicial do fator de rigidez relativa (**T**), que no caso de solos com o módulo linearmente crescente com a profundidade (**K=k.x**) é dado pela Equação 101, com **n = 1**:

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{K}}$$

- Calcula-se os valores do coeficiente de profundidade **Z** pela Equação 84, e da Tabela 2.22 obtém-se os coeficientes **Ay** e **By** para cada ponto.

Tabela 2.22: Coeficientes adimensionais para estaca longas, **K=k.x** e **Z_{máx}=5,0** (apud Matlock & Reese, 1961)

Z=z/T	Ay	As	AM	Av	AN	By	Bs	BM	Bv	BN
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	-2,227	1,453	-1,650	1,000	-0,007	-0,145
0,2	2,112	-1,603	0,198	0,956	-0,422	1,293	-1,560	0,999	-0,028	-0,259
0,3	1,952	-1,578	0,291	0,906	-0,566	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	-0,161	-0,451
0,7	1,363	-1,397	0,595	0,585	-0,947	0,642	-1,061	0,939	-0,226	-0,449
0,9	1,086	-1,268	0,693	0,392	-0,977	0,448	-0,878	0,885	-0,312	-0,433
1,0	0,962	-1,197	0,727	0,295	-0,962	0,364	-0,792	0,852	-0,350	-0,364
1,2	0,738	-1,047	0,767	0,109	-0,885	0,223	-0,629	0,775	-0,414	-0,268
1,4	0,544	-0,893	0,772	-0,056	-0,761	0,112	-0,482	0,688	-0,456	-0,157
1,6	0,681	-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	-0,445	-0,030	-0,245	0,498	-0,476	0,054
2,0	0,142	-0,464	0,628	-0,371	-0,283	-0,070	-0,155	0,404	-0,456	0,140
3,0	-0,075	-0,040	0,225	-0,349	0,226	-0,890	0,057	0,059	-0,213	0,268
4,0	-0,050	0,052	0,000	-0,106	0,201	-0,028	0,049	-0,042	0,017	0,112
5,0	-0,009	0,025	-0,033	0,013	0,046	0,000	0,011	-0,026	0,029	0,002

- Com esses coeficientes, calculam-se os valores dos deslocamentos para cada ponto pela Equação 89.

$$y = \left(\frac{H_0 T^3}{EI} \right) A_y + \left(\frac{M_0 T^2}{EI} \right) B_y$$

- Com os deslocamentos e as curvas de $p-y$, define-se o novo valor de K para cada ponto, como demonstrado na Figura 2.36.
- Com esses valores de K , pode-se determinar um novo K médio (Figura 2.37), e se repetir todo o processo, até que esses valores inicial e calculado sejam coincidentes.

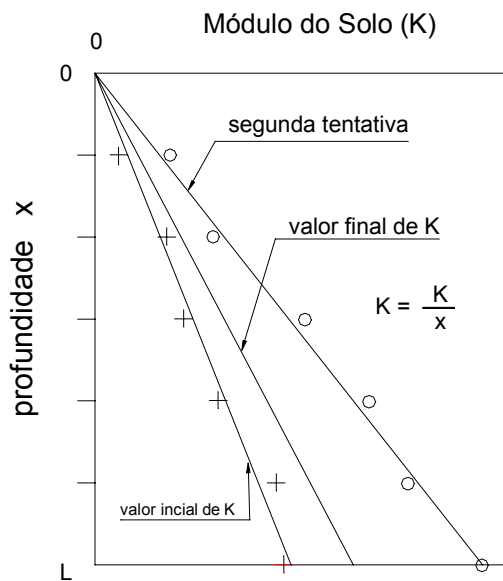


Figura 2.36: Ajuste do módulo K do solo. (apud Matlock & Reese, 1961).

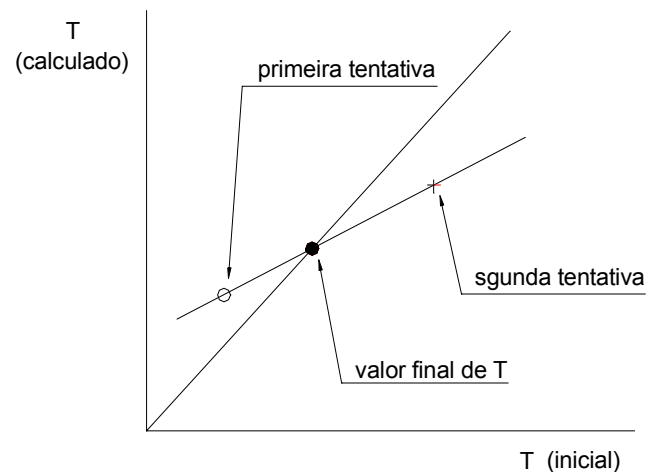


Figura 2.37: Interpolação para determinação do valor final do fator de rigidez relativa (T). (apud Matlock & Reese, 1961).

Matlock & Reese definiram um outro coeficiente adimensional, C_y , que é calculado para cada profundidade pela expressão:

$$C_y = A_y + \frac{M_0}{H_0 T} B_y$$

em que $M_o/(H_o.T)$ pode assumir os seguintes valores:

- positivo para estacas com topo livre e solicitado por uma força horizontal (H_o) e um momento fletor (M_o), conforme convenção de sinais (ver a Figura 2.34).
- 0,93 para estacas com o topo engastado.

Com esse coeficiente é possível, ainda, se definir limitações a rotações do topo da estaca, imposto pela estrutura.

Segundo Matlock & Reese (1960), para $Z_{m\acute{a}x} > 5$, os resultados da análise das estacas são quase idênticos aos de uma estaca de comprimento infinito. Como limite inferior, o método deve ser aplicado a estacas com $Z_{m\acute{a}x} > 2$, pois para valores menores as estacas giram como corpo rígido, ou seja, a rotação é praticamente constante ao longo da estaca. Com isso, $s = dy/dx \cong$ constante, e todas as derivadas superiores que fornecem os momentos, as cortantes e as reações do solo serão nulas.

O grande valor do trabalho de Matlock & Reese (1960) reside na consideração da não-linearidade tensão x deformação. Com relação ao método de cálculo manual, deve ter sido de grande utilidade na época de sua elaboração. Hoje, entretanto, os micro-computadores, e mesmo algumas calculadoras portáteis, possibilitam a resolução das equações básicas que originaram o método com extrema rapidez e muito menos trabalho manual.

No cálculo manual com a utilização das tabelas, o método apresenta a mesma característica observada no Método de Sherif (1974), ou seja, a posição da seção de deslocamento nulo permanece fixa, qualquer que seja o nível de carregamento.

Não se pode deixar de atribuir o mérito ao trabalho de Gleser (1953), pelo desenvolvimento do método de cálculo utilizado por Matlock & Reese (1960) para formulação das tabelas de coeficientes adimensionais.

j) Método de Gleser (1984)

O método fundamenta-se em um trabalho anterior do mesmo autor (Gleser, 1953), com a consideração da variação da rigidez flexional (mudança de seção da estaca). Nesse trabalho, não foi cogitada a variação do **EI** de estacas de concreto armado como decorrência da fissuração. O escopo do trabalho se restringe a estacas metálicas com mudança de inércia da seção transversal.

O desenvolvimento do método não será apresentado, por ser semelhante ao proposto por Reese (1977), apresentado no próximo item.

k) Método de Reese (1977)

Apresenta um método semelhante ao apresentado por Gleser (1953), permitindo ao mesmo a possibilidade de se variar a rigidez flexional (**EI**) da estaca a cada seção.

Inicialmente, a estaca de comprimento (**L**) é dividida em **t** elementos iguais, sendo **0** nó **1** na ponta e no nó **t** no topo da estaca. Assim, o comprimento **h** de cada elemento será:

$$h = \frac{L}{t}$$

A Equação 2.51 pode ser reescrita, de forma genérica, como:

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + N_t \frac{d^2 y}{dz^2} - q = 0 \quad (111)$$

Aplicando as equações $K = -\frac{q}{y}$ e $K = k \cdot x$

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + N_t \frac{d^2 y}{dz^2} + K y = 0 \quad (112)$$

Como $EI \frac{d^2 y}{dz^2} = M$, a Equação 112 torna-se:

$$\frac{d^2 M}{dz^2} + N_t \frac{d^2 y}{dz^2} + K y = 0 \quad (113)$$

Os dois primeiros membros da expressão, em termos das diferenças finitas, aplicadas ao ponto m são:

$$\begin{aligned} \left(\frac{d^2 M}{dz^2} \right) = & \left[y_{m-2} R_{m-1} + y_{m-1} (-2R_m - 2R_{m-1}) + \right. \\ & + y_m (4R_m + R_{m-1} + R_{m+1}) + \\ & \left. + y_{m+1} (-2R_m - 2R_{m+1}) + y_{m+2} R_{m+1} \right] \frac{1}{h^4} \end{aligned} \quad (114)$$

$$N_t \left(\frac{d^2 y}{dz^2} \right)_m = \frac{N_t (y_{m-1} - 2y_m y_{m+1})}{h^2}$$

em que: $R_m = E_m I_m$

Substituindo essas expressões na Equação 113:

$$\begin{aligned} & y_{m-2} R_{m-1} + y_{m-1} (-2R_{m-1} - 2R_m + N_t h^2) + \\ & + y_m (R_{m-1} + 4R_m + R_{m+1} - 2N_t h^2 + K_m h^4) + \\ & y_{m+1} (-2R_m - 2R_{m+1} - N_t h^2) + y_{m+2} R_{m+1} = 0 \end{aligned} \quad (115)$$

As condições de contorno para a ponta da estaca (ponto 0) são $\mathbf{M} = \mathbf{0}$ e $\mathbf{H} = \mathbf{0}$, ou seja:

$$\left(\frac{d^2 y}{dz^2}\right)_0 = 0 \quad \text{e} \quad R_0 \left(\frac{d^3 y}{dz^3}\right)_0 + N_t \left(\frac{dy}{dz}\right)_0 = 0$$

Adotando $R_{-1} = R_0 = R_1$:

$$y_{-1} - 2y_0 + y_1 = 0 \quad (116)$$

$$y_{-2} = y_{-1} \left(2 - \frac{N_t h^2}{R_0}\right) - y_1 \left(2 - \frac{N_t h^2}{R_0}\right) + y_2 \quad (117)$$

Reescrevendo a Equação 96 para o ponto $m = 0$, obtém-se:

$$y_0 = a_0 y_1 - b_0 y_2$$

$$\text{em que: } a_0 = \frac{2R_0 + 2R_1 - 2P_x h^2}{c_0} \quad ; \quad b_0 = \frac{R_0 + R_1}{c_0} \quad ; \quad c_0 = R_0 + R_1 + K_0 h^4 - 2P_x h^2$$

Analogamente, para o ponto $m = 1$:

$$y_1 = a_1 y_2 - b_1 y_3 \quad ; \quad c_1 = -2a_0 R_1 + 4R_1 + R_2 - P_x h^2 (2 - a_0) + K_1 h^4$$

$$b_1 = \frac{R_2}{c_1} \quad ; \quad a_1 = \frac{-[-2b_0 R_1 - 2R_1 - 2R_2 - P_x h^2 (1 - b_0)]}{c_1}$$

Para o ponto genérico $2 \leq m \leq t$:

$$y_m = a_m y_{m+1} - b_m y_{m+2}$$

$$a_m = \frac{-2b_{m-1}R_{m-1} + a_{m-2}b_{m-1}R_{m-1} + 2R_m - 2b_{m-1}R_m + 2R_{m+1} - P_x h^2(1 - b_{m-1})}{c_m}$$

$$b_m = \frac{R_{m+1}}{c_m}$$

$$c_m = R_{m+1} - 2a_{m-1}R_{m-1} - b_{m-2}R_{m-1} + a_{m-2}a_{m-1}R_{m-1} + \\ + 4R_m - 2a_{m-1}R_m + R_{m+1} + K_m h^4 - P_x h(2 - a_{m-1})$$

As constantes a seguir, foram convenientemente definidas para auxiliar nos cálculos:

$$J_1 = 2hS_t \quad ; \quad J_2 = \frac{M_t h^2}{R_t} \quad ; \quad J_3 = \frac{2H_t h^3}{R_t} \quad ; \quad J_4 = \frac{h}{2R_t} \frac{M_t}{S_t} \quad \text{e} \quad E = \frac{N_t h^2}{R_t}$$

As condições de contorno para o topo da estaca (ponto t), no caso de topo livre, são $M = M_t$ e $H = H_t$, ou seja:

$$\left(\frac{d^2 y}{dz^2} \right)_t = M_t \quad \text{e} \quad R_t \left(\frac{d^3 y}{dz^3} \right)_t + N_t \left(\frac{dy}{dz} \right)_t = H_t$$

Aplicando as equações de diferenças finitas:

$$\frac{R_t}{2h^3} (y_{t-2} - 2y_{t-1} + 2y_{t+1} - y_{t+2}) + \frac{N_t}{2h} (y_{t-1} - y_{t+1}) = H_t$$

$$\frac{R_t}{h^2}(y_{t-1} - 2y_t + 2y_{t+1}) = M_t$$

Após trabalho matemático, encontra-se:

$$Y_t = \frac{Q_2}{Q_1} \quad ; \quad Y_{t+1} = \frac{J_2 + G_1 Y_t}{G_2} \quad ; \quad Y_{t+2} = \frac{a_t Y_{t+1} - Y_t}{b_t}$$

em que:

$$Q_1 = H_1 + \frac{G_1 H_2}{G_2} + \left(1 - a_t \frac{G_1}{G_2}\right) \frac{1}{b_t} \quad ; \quad Q_2 = J_3 + \frac{a_t J_2}{b_t G_2} - \frac{J_2 H_2}{G_2}$$

$$G_1 = 2 - a_{t-1} \quad ; \quad G_2 = 1 - b_{t-1}$$

$$H_1 = -a_{t-1}(2 - E) - b_{t-2} + a_{t-2} a_{t-1} \quad ; \quad H_2 = -a_{t-2} b_{t-1} + (2 - E)G_4$$

As equações para o cálculo de H_1 e H_2 que constam do trabalho de Reese (1960) não reproduziram os resultados dos exemplos numéricos apresentados no seu trabalho. Assim foram deduzidas e aqui apresentadas. Essas reproduzem os resultados obtidos por Reese (1960).

Portanto, o roteiro de cálculo para estacas com o topo livre é o que segue:

- Definição dos dados de estaca (diâmetro, comprimento e número de elementos para divisão);
- Definição dos parâmetros k_m do solo (curvas $p-y$) e da rigidez flexional R_m da estaca para cada um dos t pontos;
- Cálculo das constantes J_1 , J_2 , J_3 , J_4 e E ;
- Cálculo dos coeficientes c_m , a_m , b_m do ponto 0 ao ponto t ;
- Cálculo dos coeficientes Q_1 , Q_2 , G_1 , G_2 , H_1 e H_2 ;

- Cálculo dos deslocamentos y_m do ponto t ao ponto 0 ;
- Redefinição dos novos valores de k_m com os y_m calculados (para o caso de relações $p-y$ não lineares);
- No caso de EI variável, cálculo dos momentos fletores pelas equações das diferenças finitas e redefinição dos valores de R_m ;
- Retorno ao passo c até que as diferenças entre os valores de y_m calculados entre uma iteração e outra sejam aceitáveis; e
- Após definição dos deslocamentos e momentos fletores finais, calcula-se, também pelas equações das diferenças finitas, as cortantes e as rotações. As pressões são definidas pelas curvas $p-y$, quando se determina o k_m .

2.4. ESTUDOS ANTERIORES SOBRE A INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ FLEXIONAL EM ESTACAS DE CONCRETO ARMADO SOLICITADAS POR ESFORÇOS TRANSVERSAIS

Como mencionado anteriormente, os principais estudos referentes a esforços horizontais em estacas eram dirigidos a estruturas “offshore”, freqüentemente fundadas sobre estacas metálicas. Como nessas estacas não ocorre fissuração, a rigidez flexional (EI) é constante, a menos que ocorra plastificação do aço. Provavelmente por essa razão, não se têm estudos sobre a influência da variação do EI das estacas.

Com a melhoria da qualidade e da confiabilidade das estacas de concreto armado (pré-moldadas e moldadas “in-loco”), além da evolução das técnicas executivas, estas têm assumido um papel muito importante na Engenharia de Fundações, e é natural que se prestassem a absorver maiores esforços verticais e horizontais.

O nível de conhecimentos com relação ao comportamento de estacas solicitadas verticalmente tem evoluído bastante, alavancado por muitas provas de carga e ensaios, chegando a ponto da formulação de métodos semi-empíricos como Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978), por exemplo.

No caso do comportamento de estacas de concreto solicitadas horizontalmente, são muitas as dúvidas ainda a serem sanadas, a não há disponibilidade de muitos resultados de provas de carga horizontais.

A primeira menção encontrada com relação à influência da fissuração no comportamento de estacas de concreto armado foi o trabalho de Alonso (1986), voltado para recomendações para realização e interpretação de provas de cargas horizontal em tais estacas.

Anteriormente, Reese (1977) e Gleser (1984) desenvolveram métodos que permitem a consideração de EI , mas aparentemente mais voltados para a utilização de estacas metálicas com mais de um tipo de seção transversal do que para a consideração dos efeitos da fissuração em estacas de concreto armado.

Kimura, Nakabayashi & Ito (1993) apresentaram um trabalho onde são tratados o problema da fissuração de estacas escavadas e uma das conclusões a que chegaram é que a não-linearidade do concreto armado afeta consideravelmente o comportamento de estacas submetidas a esforços horizontais aplicados ao seu topo.

Ricci (1995) fez um estudo para avaliar a influência da rigidez flexural (EI) no comportamento estrutural de estacas (deslocamentos, rotações, momentos fletores, cortantes e reações do solo), solicitadas por esforços transversais.

Pois sabe-se que o concreto armado pode sofrer intensa fissuração, dependendo da magnitude das solicitações a que é submetido, com conseqüente majoração das deformações.

Os métodos empregados por Ricci (1995) para o seu estudo foram:

- Matlock e Reese (1961);
- Reese (1977) para **EI** constante; e
- Reese (1977) para **EI** variável.

Partiu de uma situação fictícia, com uma estaca de concreto com 0,60 m de diâmetro e 10 m de comprimento, armado com 12 ϕ 10 mm e o concreto com um **fck** de 25 MPa, sujeita a uma carga horizontal de 100 kN, aplicada a 1,0 m da superfície do terreno e gerando um momento fletor de 100 kN.m. A estudou para areias e argilas, com comportamento ora elasto-linear, ora elasto-plástico (ver Figuras 2.38, 2.39, 2.40, 2.41 e 2.42).

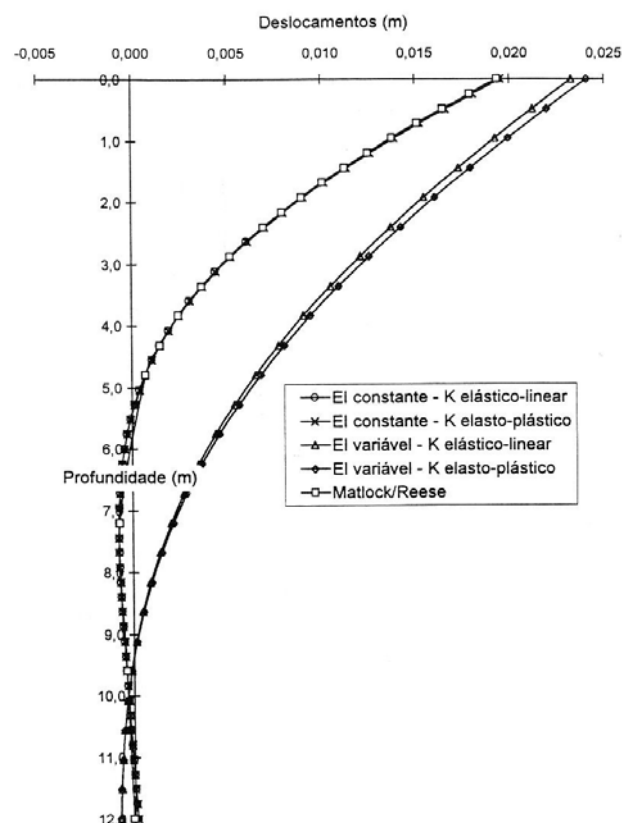


Figura 2.38. Curvas de deslocamentos versus profundidade para areia **EI** constante x **EI** variável e **E_s** elástico-linear x **E_s** elasto-plástico (In: Ricci, 1995)

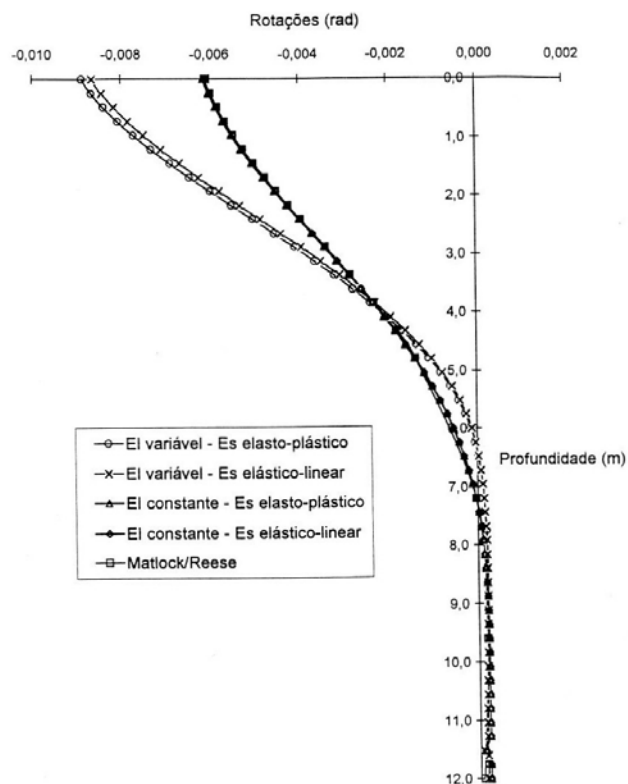


Figura 2.39. Curvas de rotações versus profundidade para areia EI constante x EI variável e E_s elástico-linear x E_s elasto-plástico (In: Ricci, 1995)

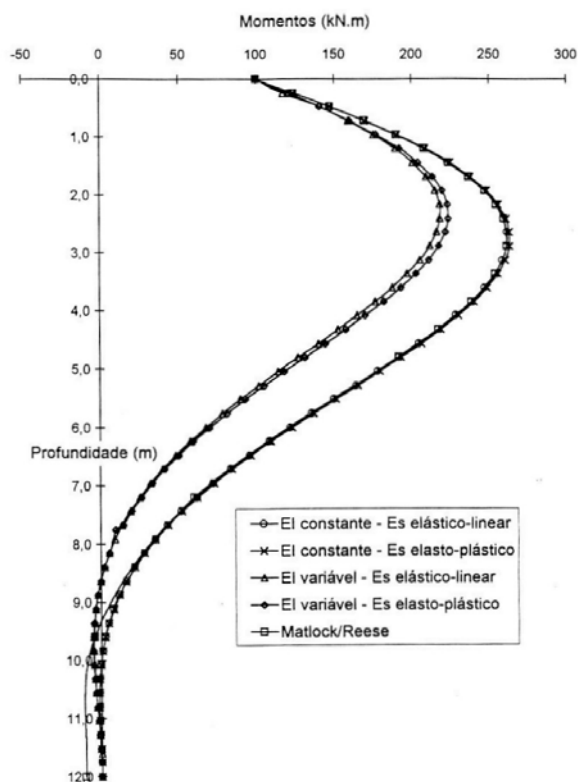


Figura 2.40. Curvas de momentos fletores versus profundidade para areia EI constante x EI variável e E_s elástico-linear x E_s elasto-plástico (In: Ricci, 1995)

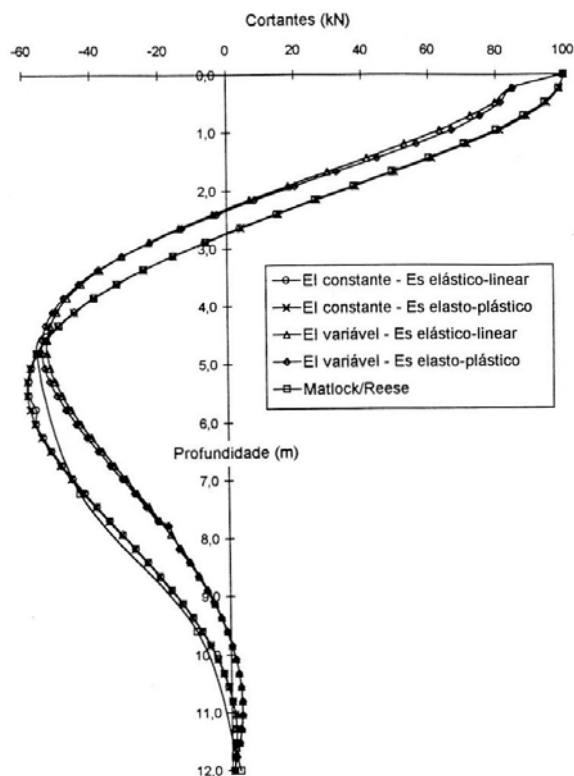


Figura 2.41. Curvas de cortantes versus profundidade para areia EI constante x EI variável e E_s elástico-linear x E_s elasto-plástico (In: Ricci, 1995)

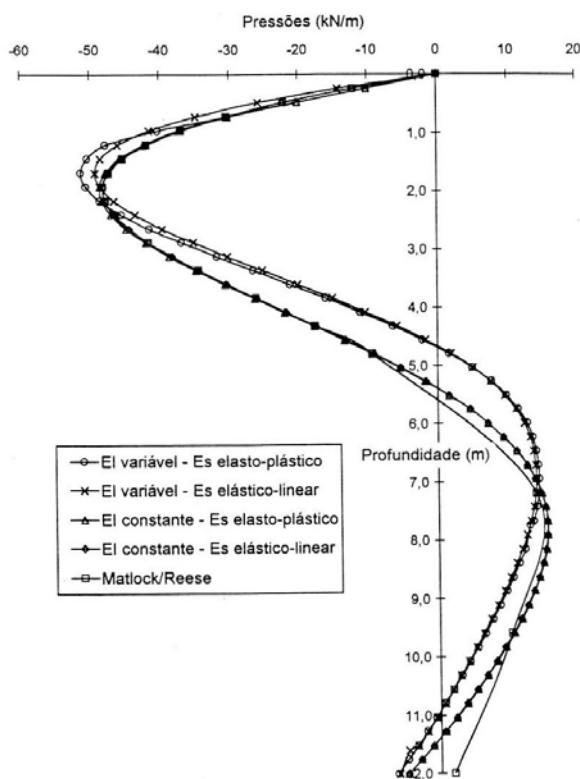


Figura 2.42. Curvas de pressões do solo versus profundidade para areia EI constante x EI variável e E_s elástico-linear x E_s elasto-plástico (In: Ricci, 1995)

A principal conclusão que Ricci (1997) chegou em seu trabalho foi que a variação da rigidez flexional de estacas longas de concreto, decorrente da fissuração, realmente exerce influência significativa sobre seu comportamento. Essa influência é bastante acentuada enquanto não ocorre a plastificação do solo. A partir daí, a participação do solo no comportamento da estaca ganha em importância à medida que aumentam as solicitações.

Miguel (1996) também avaliou em seu trabalho o efeito da variação da rigidez flexural de estacas apiloadas de concreto, com m de diâmetro e m de comprimento, chegando a conclusão de que o efeito desta variação para as referidas estacas sobre a majoração dos deslocamentos horizontais se mostrou pouco expressivo, segundo os resultados obtidos. De forma que o efeito não interferiu nos valores do coeficiente de reação horizontal n_h encontrado para as estacas.

3. CAMPO EXPERIMENTAL

3.1. GENERALIDADES

O Município de Ilha Solteira possui uma camada de solo superficial sedimentar de basalto, altamente poroso e colapsível, e que também ocorre em mais de 60% da área superficial do Estado de São Paulo (Figura 3.1).

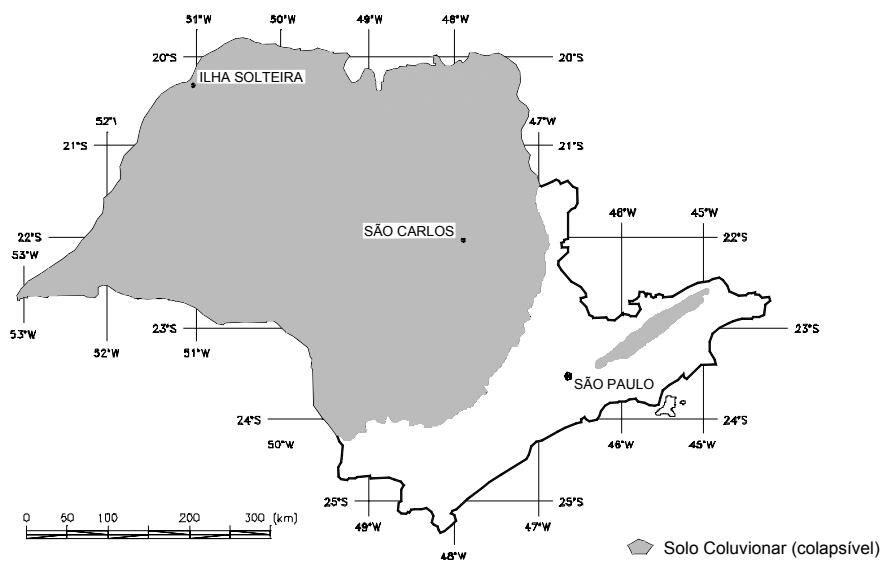


Figura 3.1. Mapa do Estado de São Paulo - Localização da cidade em estudo. (In: Souza, 2001).

Neste capítulo são descritas as características geológicas e geotécnicas do Campo Experimental de Fundação da Unesp, em Ilha Solteira – SP, onde será desenvolvida a parte experimental desta pesquisa (ver a Figura 3.2).

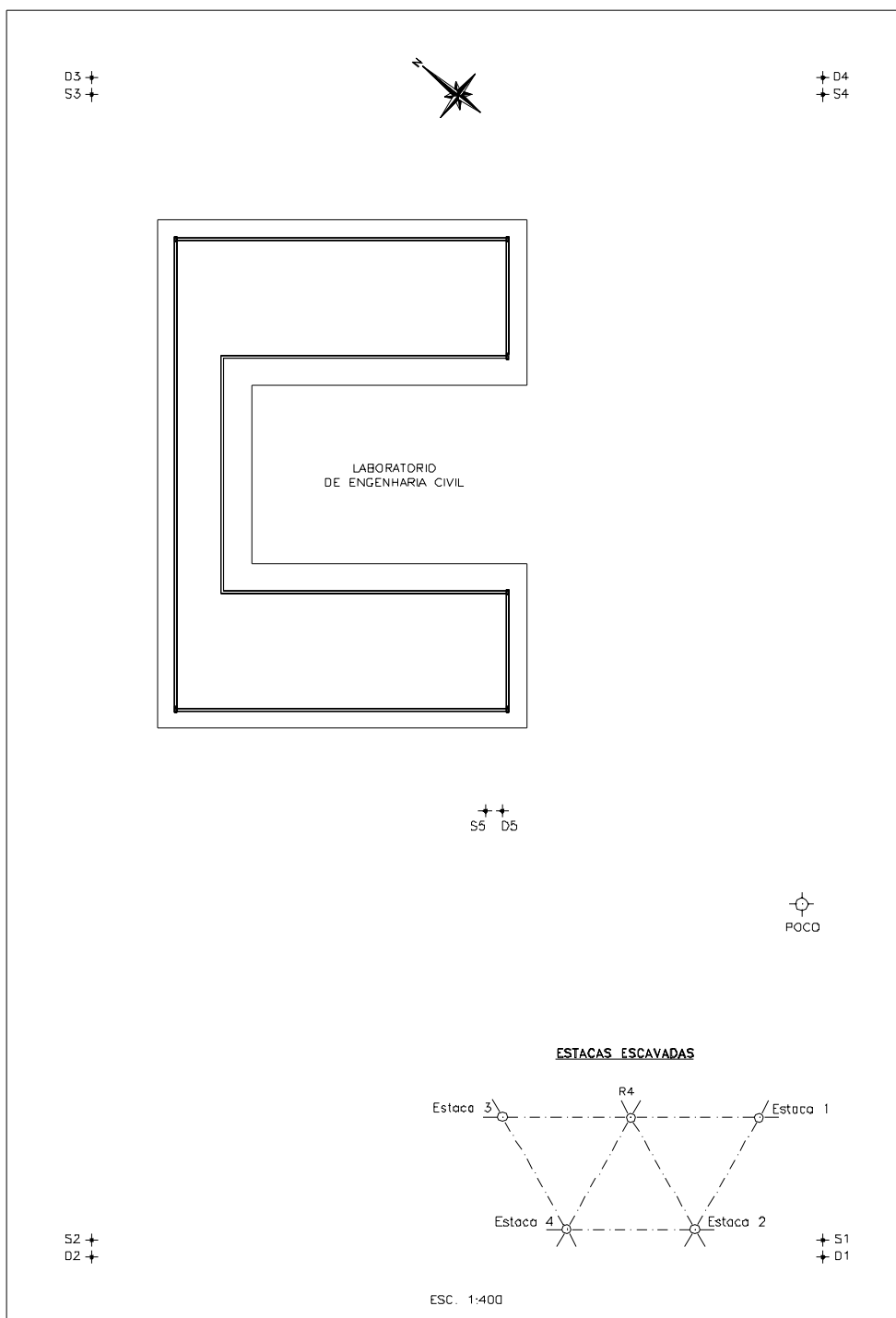


Figura 3.2. Disposição das estacas de reação e de teste, sondagens SPT e dos ensaios CPT, no Campo Experimental da Unesp em Ilha Solteira. (In: Segantini, 2000)

O campo experimental ocupa uma área de 2000 m² no interior do Campus da Unesp de Ilha Solteira e se dispõe de um grande número de dados de sondagens e de ensaios de laboratório e de campo.

No campo experimental foram desenvolvidas diversas pesquisas, destacando-se entre estas: a) três teses de doutorado; b) três dissertações de mestrado; e c) diversos trabalhos de graduação.

3.2. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA

A região situa-se na bacia sedimentar do Paraná, encontrando-se basalto em muitas áreas cobertas por sedimentos do grupo Bauru, compostos essencialmente por arenitos de granulação fina e coloração avermelhada, resultando, como manto de alteração, um solo arenoso com teor variável de argila. Este solo é bastante poroso, pouco denso e muito erodível; torna-se colapsível quando inundado sob carregamentos, pois o mesmo foi submetido a um intenso processo de laterização, principalmente em razão de alternadas e bem definidas estações de chuva e seca, acarretando uma contínua lixiviação de seus sais e óxidos solúveis (Souza, 1993).

O solo superficial é pouco compacto, devido à sua origem recente, sem estratificação, originado de rochas que sofreram intemperismo e erosão, na maioria das vezes o arenito Bauru. O contato do solo superficial com as formações subjacentes é facilmente observável, devido a uma camada de seixos (quartzo e limonita transportada), encontrada no campo experimental a uma profundidade de 12 m e com uma espessura de 0,6 m (Souza, 1993).

Ainda na Figura 3.2, apresenta-se a disposição das estacas de reação e de teste, bem como a localização das sondagens SPT (SPT-1 e SPT-5) e dos ensaios CPT (CPT-1 e CPT-5), realizados por Menezes (1997), que se encontram mais próximas às estacas a serem ensaiadas no campo experimental.

Já as Figuras 3.3 e 3.4 apresentam os perfis do solo do campo experimental e os valores disponíveis da sondagem SPT (S1 e S5); a resistência de ponta e o atrito lateral unitário máximo do ensaio CPT (D1 e D5). Os dados de campo referentes aos mesmos são mostrados nas Tabelas A.1 e A.2 do Anexo.

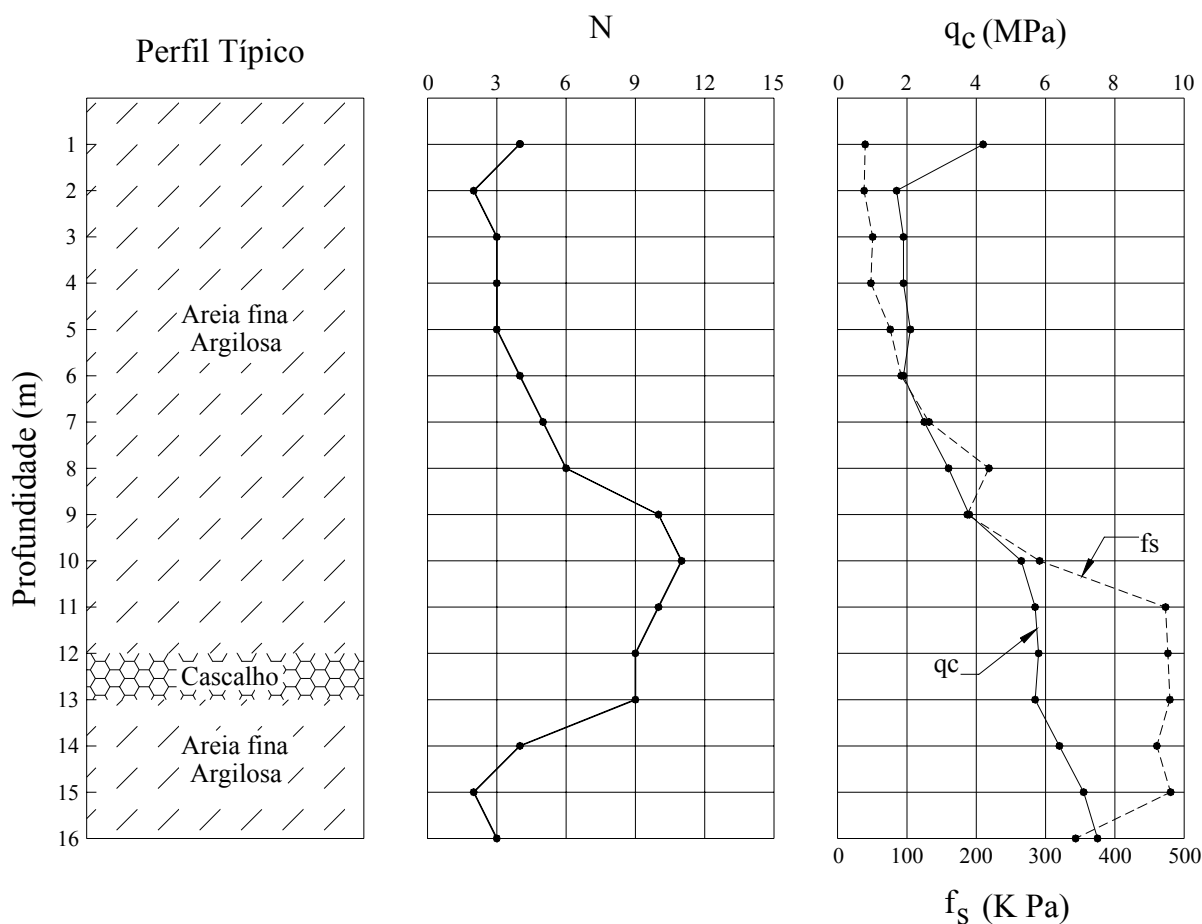


Figura 3.3. Perfil do solo e resultados das sondagens SPT-1 e ensaios CPT-1 – Campo Experimental da Unesp em Ilha Solteira.

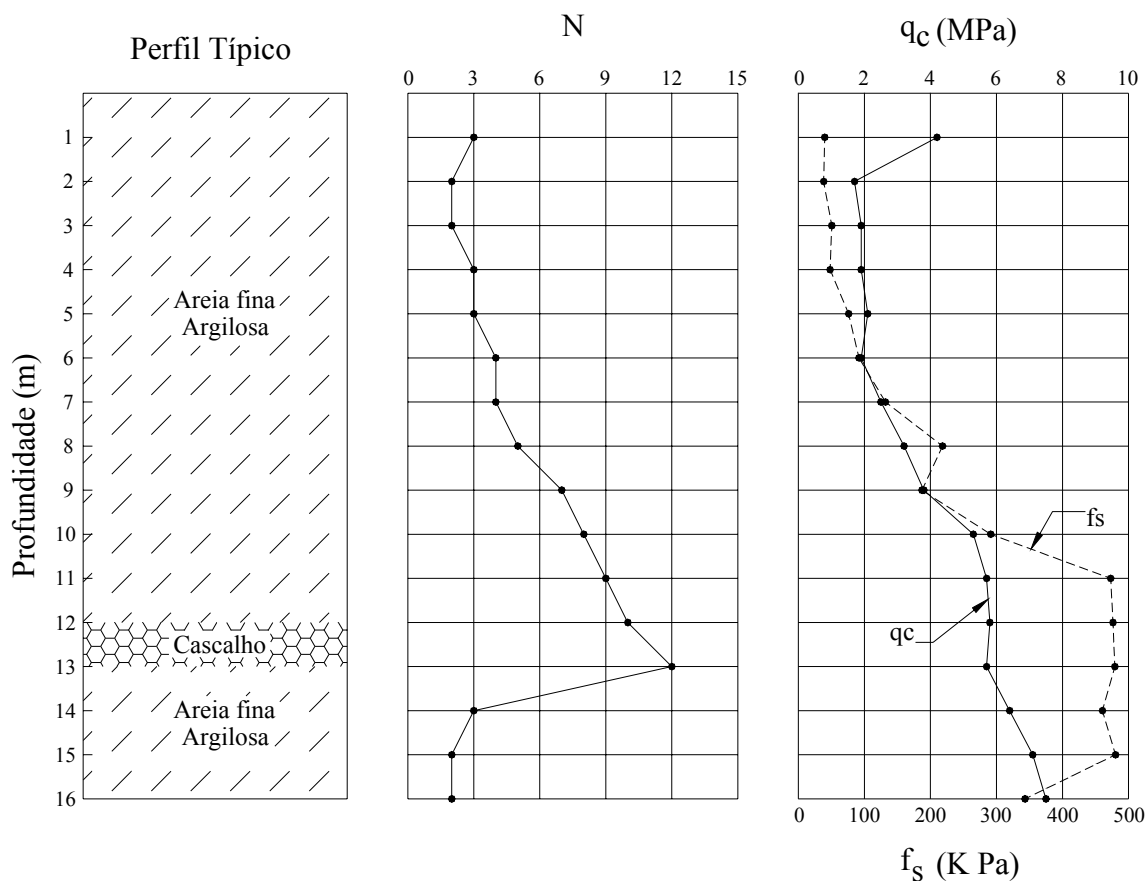


Figura 3.4. Perfil do solo e resultados das sondagens SPT-5 e ensaios CPT-5 – Campo Experimental da Unesp em Ilha Solteira.

A determinação do fator de segurança à ruptura do solo, além de se constituir em um dos objetivos básicos nos projetos de estacas carregadas transversalmente, verifica a validade dos cálculos de deformações e esforços internos solicitantes das estacas no regime elástico. A seguir, são apresentados os principais métodos para análise da segurança à ruptura do solo.

3.3. RESISTÊNCIA DO SOLO

Na Figura 3.5 são mostradas as curvas de índice de resistência à penetração, obtidas através dos ensaios **SPT**. Nas Figuras 3.6 e 3.8 são apresentadas as curvas de

resistência de ponta, resistência por atrito lateral local e resistência por atrito lateral total, todas em função da profundidade, obtidas através dos ensaios **CPT**. Apresenta-se na Tabela 3.1, os valores médios dos seguintes parâmetros: Índice de resistência à penetração (**N**); torque (**T**); resistência de ponta do ensaio **CPT** (**q_c**); atrito lateral local obtido com a luva de *Begemanm* (**f_c**); e atrito lateral obtido através do torque (**f_{st}**).

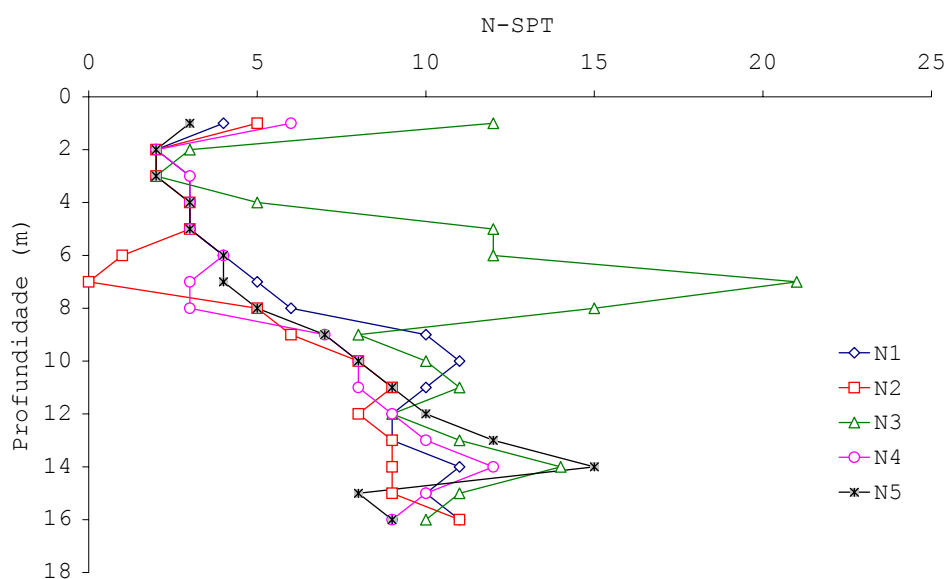


Figura 3.5. Número de golpes **N-SPT** × profundidade (In: Segantini, 2000).

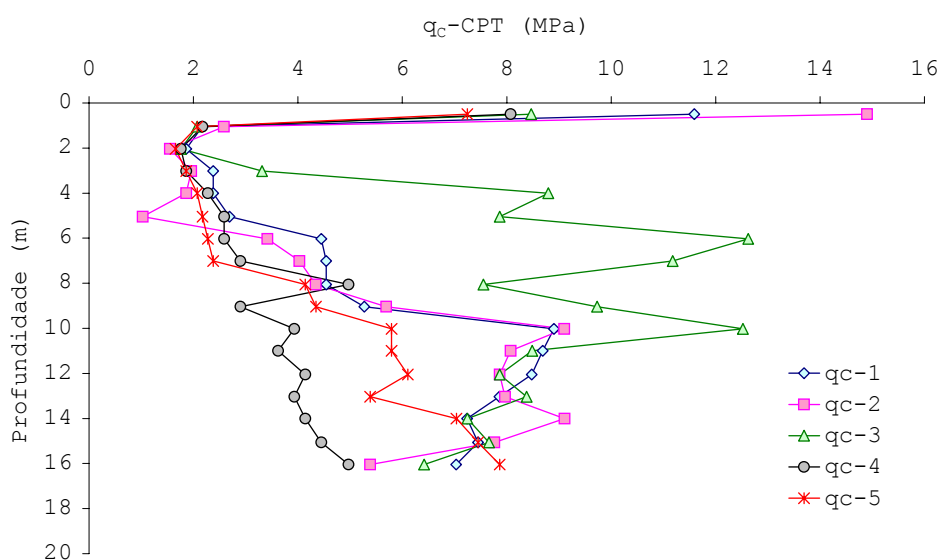


Figura 3.6. Resistência de ponta **q_c-CPT** × profundidade (In: Segantini, 2000).

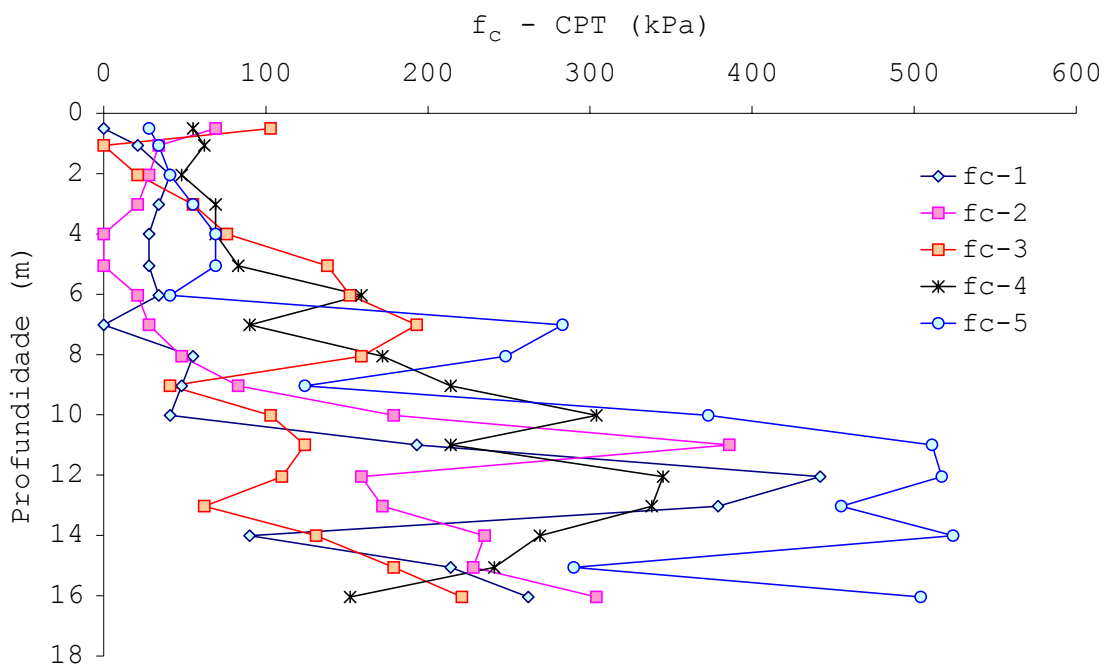


Figura 3.7. Resistência por atrito lateral local f_c -CPT \times profundidade.

(In: Segantini, 2000)

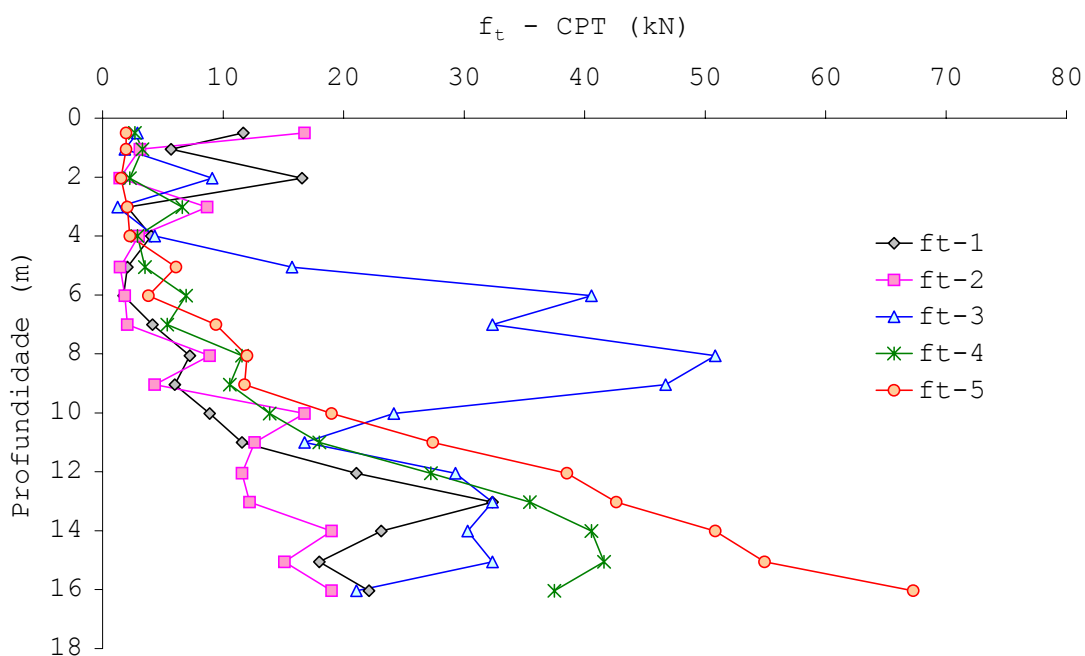


Figura 3.8. Resistência por atrito lateral total f_t -CPT \times profundidade.

(In: Segantini, 2000)

Tabela 3.1. Parâmetros médios dos ensaios de penetração.

Profundidade (m)	N	T (N.m)	T/N (N.m)	q _c (MPa)	f _c (kPa)	f _{st} (kPa)
1	6	32	5	4,7	60,7	17,6
2	2	22	11	1,7	40,1	12,2
3	2	13	7	1,9	40,6	6,8
4	3	19	6	2,9	47,7	10,2
5	4	31	8	3,4	66,3	16,8
6	5	29	6	3,5	85,7	16,0
7	6	31	5	4,5	99,6	16,8
8	6	32	5	4,8	119,4	17,6
9	7	45	6	4,8	114,0	24,6
10	9	67	7	6,0	165,2	36,3
11	9	78	9	6,8	228,4	42,6
12	9	67	7	6,9	285,1	36,3
13	10	82	8	6,7	314,5	44,5
14	12	90	8	6,7	291,9	49,0
15	10	54	5	6,9	269,1	29,2
16	10	63	6	7,0	261,4	34,2

N: índice de resistência à penetração, T: torque, q_c: resistência de ponta obtida do CPT, f_c: atrito lateral obtido através da luva de Begemann, f_{st}: atrito lateral obtido através do torque. (In: Menezes, 1997)

3.4. ENSAIOS LABORATORIAIS

3.4.1. Limites de Consistência e Análise Granulométrica

Apresenta-se, na Figura 3.9, o gráfico dos limites de *Atterberg* e teores de umidade natural e umidade ótima em função da profundidade. Na Figura 3.10 apresenta-se o gráfico das porcentagens dos grãos de solo. Na Tabela 3.2 são mostrados os valores obtidos para os limites de liquidez (LL), limites de plasticidade (LP) e as porcentagens de areia média, areia fina, silte e argila, todos em função da profundidade.

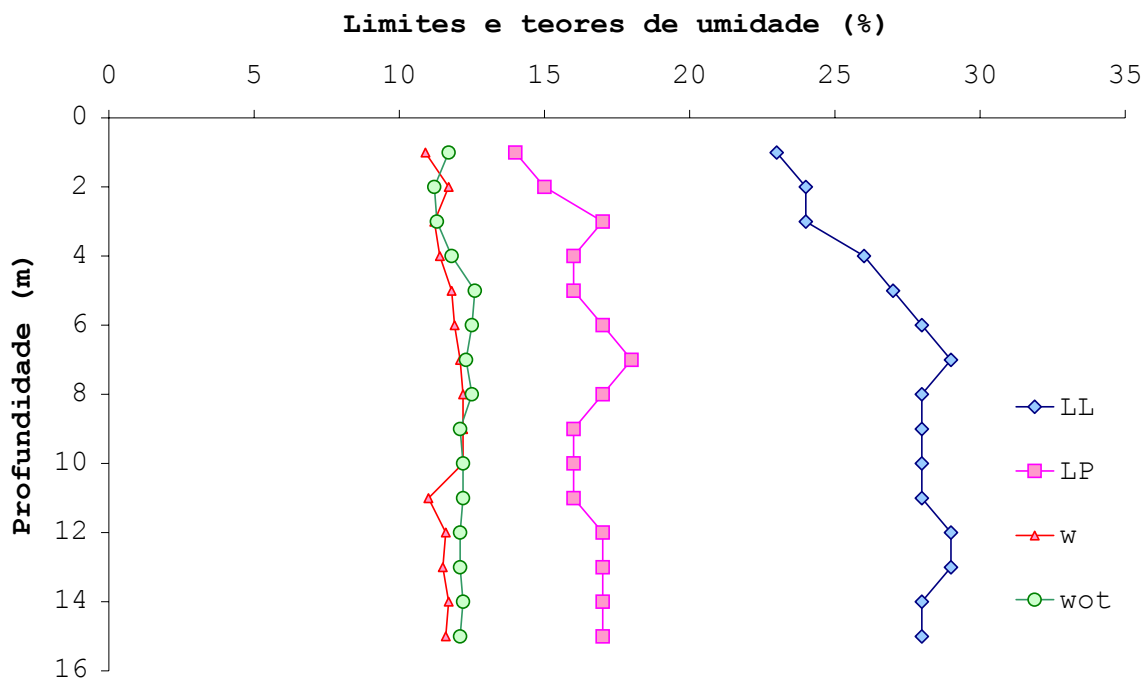


Figura 3.9. Limites de *Atterberg* e teores de umidade (In: Segantini, 2000).

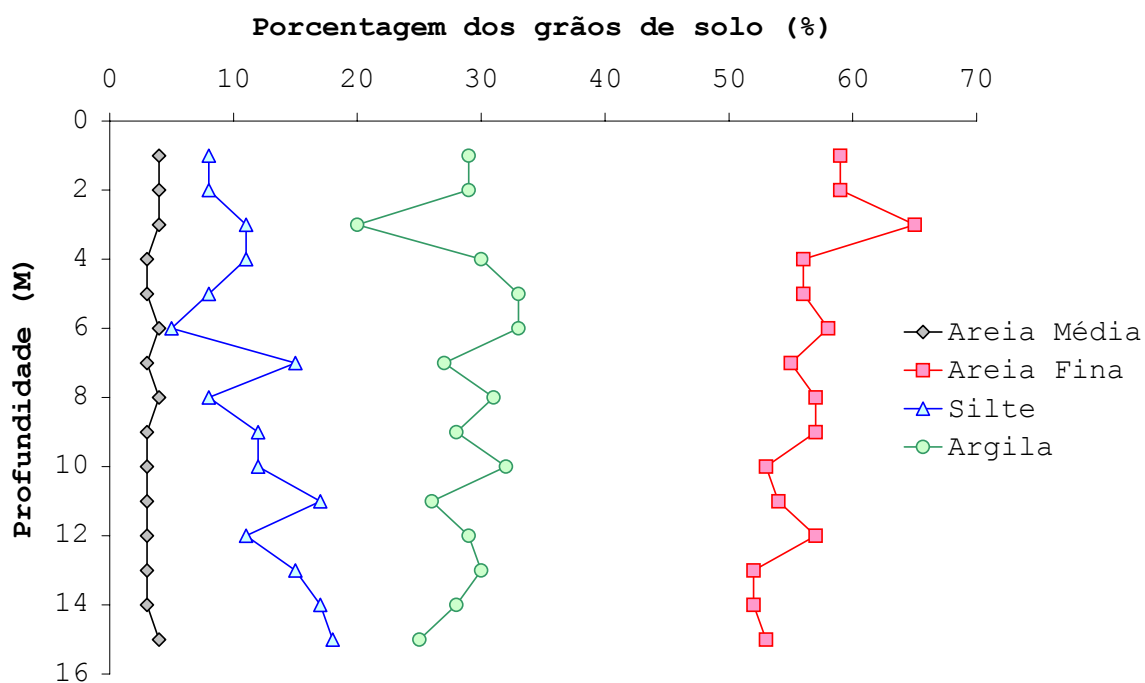


Figura 3.10. Tamanho dos grãos do solo (In: Segantini, 2000).

Tabela 3.2. Parâmetros de granulometria e limites.

Profundidade (m)	LL (%)	LP (%)	Areia média (%)	Areia fina (%)	Silte (%)	Argila (%)
1	23	14	4	59	8	29
2	24	15	4	59	8	29
3	24	17	4	65	11	20
4	26	16	3	56	8	33
5	27	16	3	56	8	33
6	28	17	4	58	5	33
7	29	18	3	55	15	27
8	28	16	3	57	42	28
9	28	16	3	57	12	28
10	28	16	3	53	12	32
11	28	16	3	54	17	26
12	29	17	3	57	11	29
13	29	17	3	52	15	30
14	28	17	3	52	17	28
15	28	17	4	53	18	25

LL: limite de liquidez, LP: limite de plasticidade. (In: Menezes, 1997)

3.4.2. Índices Físicos

Encontram-se, na Tabela 3.3, os valores médios dos parâmetros: massa específica natural (ρ); umidade natural (w), massa específica dos sólidos (ρ_s); índice de vazios (e); porosidade (n); e grau de saturação (S_R). Esses valores foram obtidos através de ensaios realizados com amostras retiradas dos blocos indeformados.

Tabela 3.3. Índices físicos

Profundidade (m)	ρ (g/cm ³)	w (%)	ρ_s (g/cm ³)	e	n (%)	S_R (%)
1	1,60	9,4	2,69	0,84	46	30
2	1,48	5,6	2,71	0,94	48	16
3	1,49	9,5	2,72	1,00	50	26
5	1,48	3,4	2,72	0,90	47	10
7	1,59	5,4	2,71	0,79	44	19
9	1,84	17	2,71	0,73	42	65
11	1,77	9,8	2,72	0,69	41	38
13	1,88	17	2,71	0,68	40	67
15	1,70	10	2,72	0,77	44	35

ρ : massa específica natural, w : umidade, ρ_s : massa específica dos sólidos, e : índice de vazios, n : porosidade, S_R : grau de saturação. (In: Menezes, 1997)

3.4.3. Permeabilidade

Apresenta-se na Tabela 3.4, os valores de permeabilidade vertical a 20°C (K_V) e de permeabilidade horizontal a 20°C (K_H), obtidos nos ensaios de permeabilidade.

Tabela 3.4. Coeficientes de permeabilidade.

Profundidade (m)	$K_{V,20}$ (10^{-3} cm/s)	$K_{H,20}$ (10^{-3} cm/s)
1	4,70	1,50
3	8,40	2,50
5	5,40	1,40
7	12,00	0,69
9	1,10	1,30
11	0,22	0,40
13	0,38	0,34
15	0,89	0,54

$K_{V,20}$: permeabilidade vertical a 20 °C, $K_{H,20}$: permeabilidade horizontal a 20 °C. (In: Menezes, 1997)

3.4.4. Resistência

Foram realizados ensaios de compressão simples, ensaios de cisalhamento direto e ensaios triaxiais drenados. Na Tabela 3.5 são apresentados os valores obtidos para os seguintes parâmetros: tensão de ruptura à compressão simples (σ_R); interceptos de coesão (C') e (c'); e ângulos de atrito (ϕ) e (ϕ').

Tabela 3.5. Parâmetros de resistência.

Profundidade (m)	σ_R (kPa)	Cisalhamento direto		Ensaio triaxiais	
		c' (kPa)	ϕ (Graus)	c' (kPa)	ϕ' (Graus)
1	149,7	0	32,2	59,2	24,8
2	150,0	3	31,8	52,4	29,6
3	25,3	2	32,5	25,1	28,5
5	215,7	2	33,3	99,3	26,3
7	311,2	3	33,0	89,0	32,8
9	102,7	16	30,3	-	-
11	177,1	20	28,8	-	-
13	84,1	20	28,8	-	-
15	121,4	17	30,1	-	-

σ_R : tensão de ruptura à compressão simples, C' e c' : intercepto de coesão, ϕ e ϕ' : ângulo de atrito. (In: Menezes, 1997)

3.4.5. Compactação

Os valores obtidos de umidade natural (w), umidade ótima (w_{ot}) e peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{s,m\acute{a}x}$) são apresentados na Tabela 3.6, onde são mostrados também os valores médios do **GC**, calculados a partir de valores de $\gamma_{s,m\acute{a}x}$, os quais foram obtidos a partir dos ensaios realizados com as amostras deformadas.

Tabela 3.6. Parâmetros do ensaio de compactação.

Profundidade (m)	w (%)	w_{ot} (%)	$\gamma_{d,m\acute{a}x}$ (kN/m ³)	GC (%)
1	10,9	11,7	19,6	74
2	11,7	11,2	19,7	71
3	11,2	11,3	19,7	69
4	11,4	11,8	19,5	-
5	11,8	12,6	19,4	74
6	11,9	12,5	19,2	-
7	12,1	12,3	19,1	79
8	12,2	12,5	19,2	-
9	12,2	12,1	19,3	81
10	12,2	12,2	19,4	-
11	11,0	12,2	19,4	83
12	11,6	12,1	19,2	-
13	11,5	12,1	19,3	83
14	11,7	12,2	19,4	-
15	11,6	12,1	19,3	80

w_{ot} : umidade ótima, $\gamma_{s,m\acute{a}x}$: máxima específica aparente seca máxima, **GC**: grau de compactação. (In: Menezes, 1997)

3.4.6. Adensamento

No Tabela 3.7 são apresentados os valores obtidos para os seguintes parâmetros: pressão de pré-adensamento com o solo na umidade natural (σ_{AD}); índice de compressão com o solo na umidade natural (I_c); pressão de pré-adensamento com pré-inundação do solo (σ_{AD}'); e índice de compressão com pré-inundação do solo (I_c').

Na Figura 3.11 são mostradas as curvas de colapso em função da pressão de inundação para as profundidades de 1 m, 3 m, 5 m, 7 m e 9 m. Apresentam-se, na Tabela 3.8, os respectivos valores numéricos.

Tabela 3.7. Parâmetros de adensamento.

Profundidade (m)	σ_{AD} (kPa)	I_c	σ_{AD}' (kPa)	I_c'
1	205	0,34	72	0,34
2	77	0,39	36	0,33
3	70	0,39	47	0,36
5	165	0,35	130	0,34
7	195	0,36	150	0,33
9	370	0,33	210	0,32
11	570	0,32	440	0,32

σ_{AD} : pressão de pré-adensamento na umidade natural, I_c : índice de compressão na umidade natural, σ_{AD}' : pressão de pré-adensamento com pré inundação do solo, I_c' : índice de compressão com pré-inundação do solo. (In: Menezes, 1997)

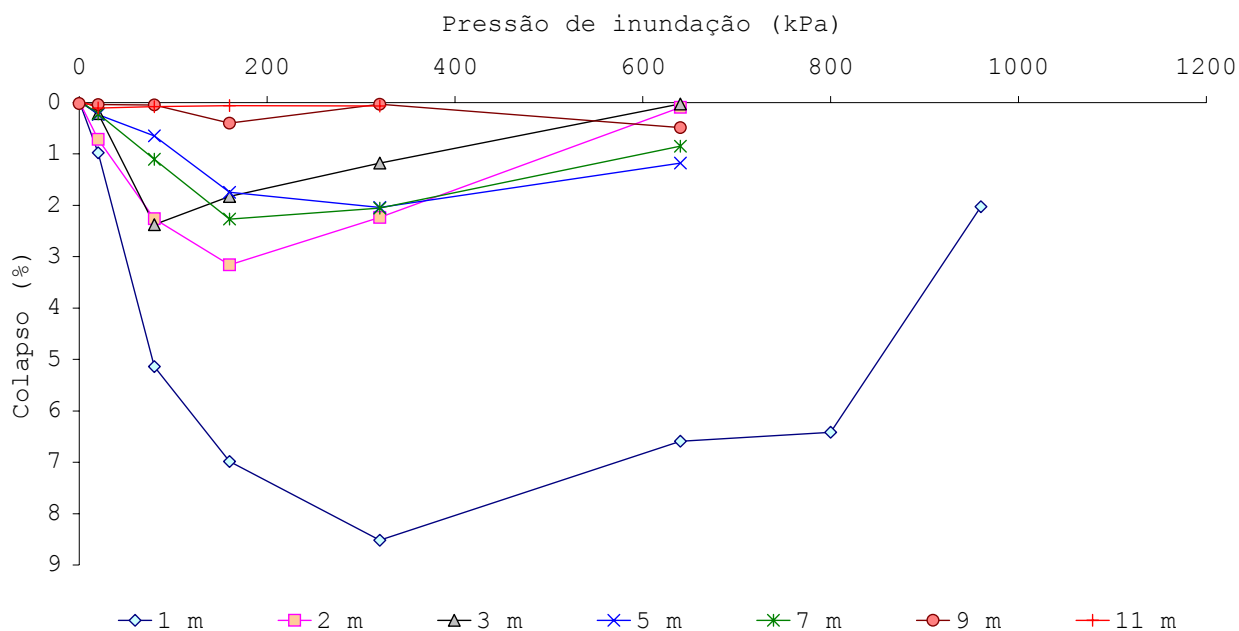


Figura 3.11. Curvas de colapso a várias profundidades (In: Segantini, 2000).

Tabela 3.8. Porcentagens de colapso em função da pressão de inundação.

(In: Segantini, 2000)

Pressão de inundação (kPa)	Profundidade						
	1 m	2 m	3 m	5 m	7 m	9 m	11 m
0	-0,018	-0,018	-0,014	-0,039	-0,043	0,021	-0,039
20	0,979	0,713	0,216	0,235	0,223	0,043	0,108
80	5,137	2,262	2,374	0,65	1,101	0,044	0,08
160	6,985	3,157	1,83	1,744	2,268	0,399	0,062
320	8,519	2,235	1,176	2,038	2,057	0,033	0,066
640	6,589	0,092	0,026	1,176	0,847	0,49	
800	6,416						
960	2,028						

4. METODOLOGIA APLICADA NAS PROVAS DE CARGA TRANSVERSAL

4.1. MATERIAIS

Para a realização dos ensaios serão utilizados materiais e equipamentos disponíveis no Laboratório de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Unesp de Ilha Solteira, que são os seguintes:

- Estacas de teste;
- Macaco hidráulico;
- Célula de carga;
- Rótula;
- Indicador de deformação;
- Sistema de referência;
- Relógios comparadores; e
- Placa de acrílico.

4.1.1. Estacas de Teste

Dispõe-se de quatro estacas escavadas, com trado mecânico, de concreto com 32 cm de diâmetro e 10 m de comprimento. O sistema de aplicação de carga ficará entre duas estacas (ver a Figura 4.1), de forma que cada uma funcione como estaca de reação para a outra, possibilitando desta forma a realização de duas provas de carga simultâneas. Sistema semelhante foi utilizado de forma eficiente nos ensaios realizados por Miguel (1996) no Campo Experimental de Fundações da EESC/USP de São Carlos.

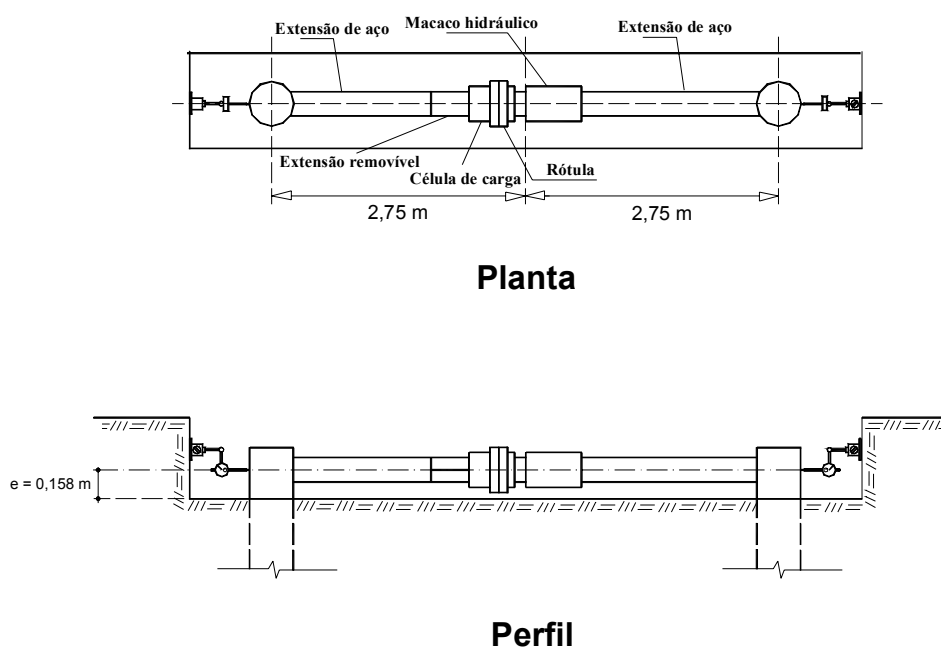


Figura 4.1. Esquemática do ensaio.

Para dar estabilidade a este sistema (macaco hidráulico, rótula, célula de carga e extensões) nos dois planos, utilizou-se uma barra de aço Dywidag com 32 mm de diâmetro, disposta horizontalmente entre o par de estacas, com suas extremidades apoiadas em buchas de aço fixadas no fuste das estacas (ver a Foto 4.1). Para isso todas as peças utilizadas no sistema eram vazadas (ver Figura 4.1 e Foto 4.2). Este dispositivo foi utilizado com sucesso por Miguel (1996).

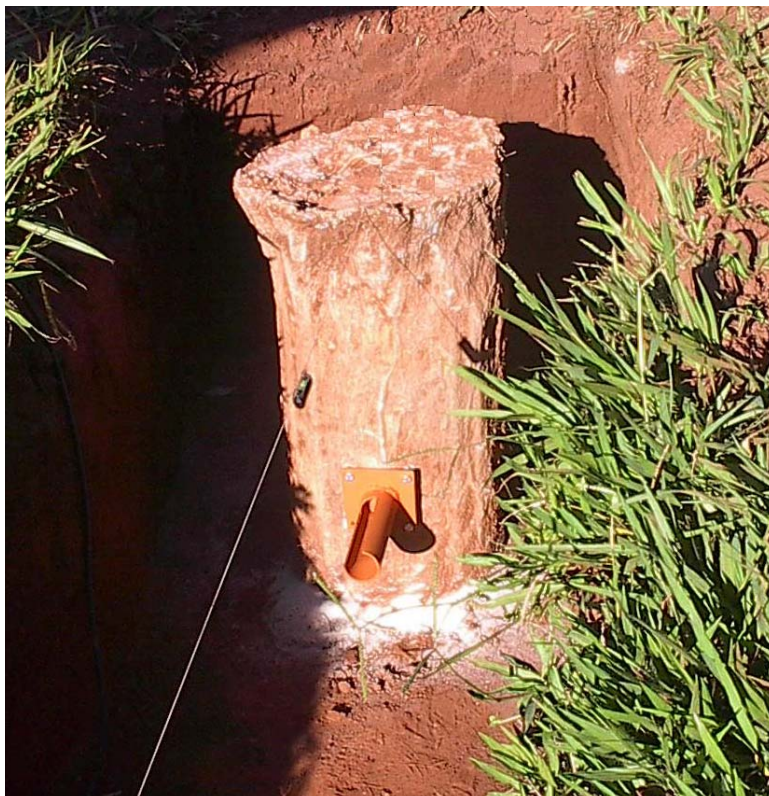


Foto 4.1. Bucha de aço parafusada na estaca.

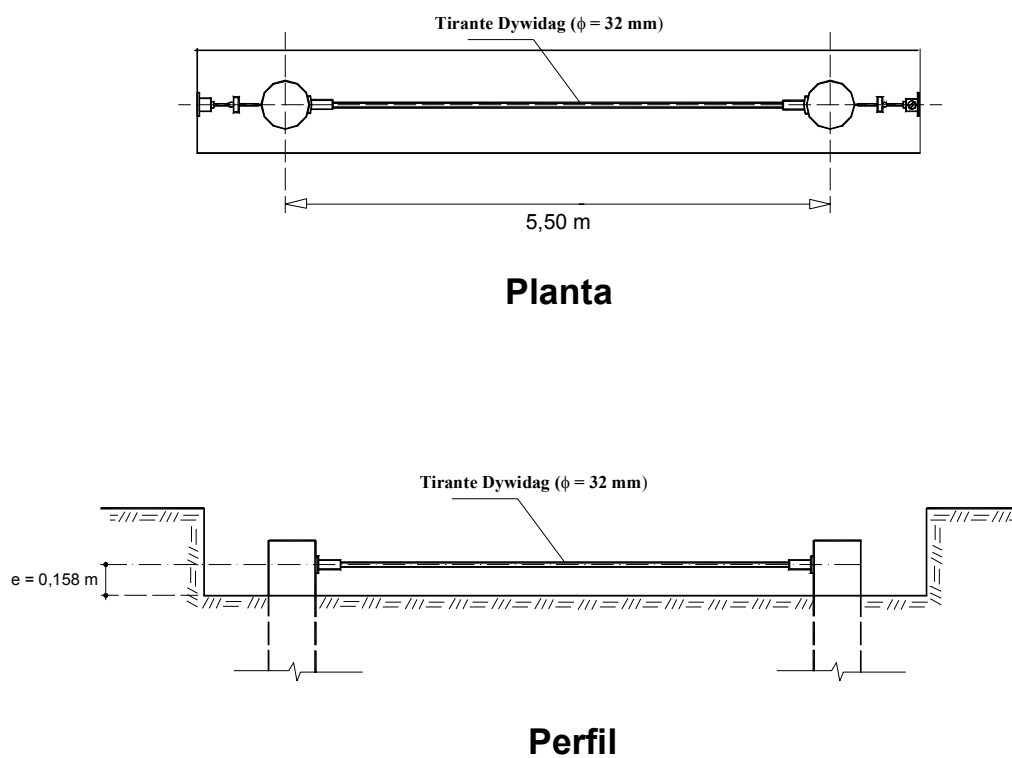


Figura 4.2. Detalhe da barra de aço horizontal apoiada nas buchas.



Foto 4.2. Detalhe de todas as peças do sistema.

Na instalação das buchas de aço nas estacas foi tomado o cuidado de alinhá-las com uma linha e um prumo, bem como nivelá-las com um nível de água (ver Foto 4.3).



Foto 4.3. Nivelamento e alinhamento da bucha de aço.

A disposição das estacas 1, 2, 3 e 4 no campo experimental é apresentada na Figura 4.3.

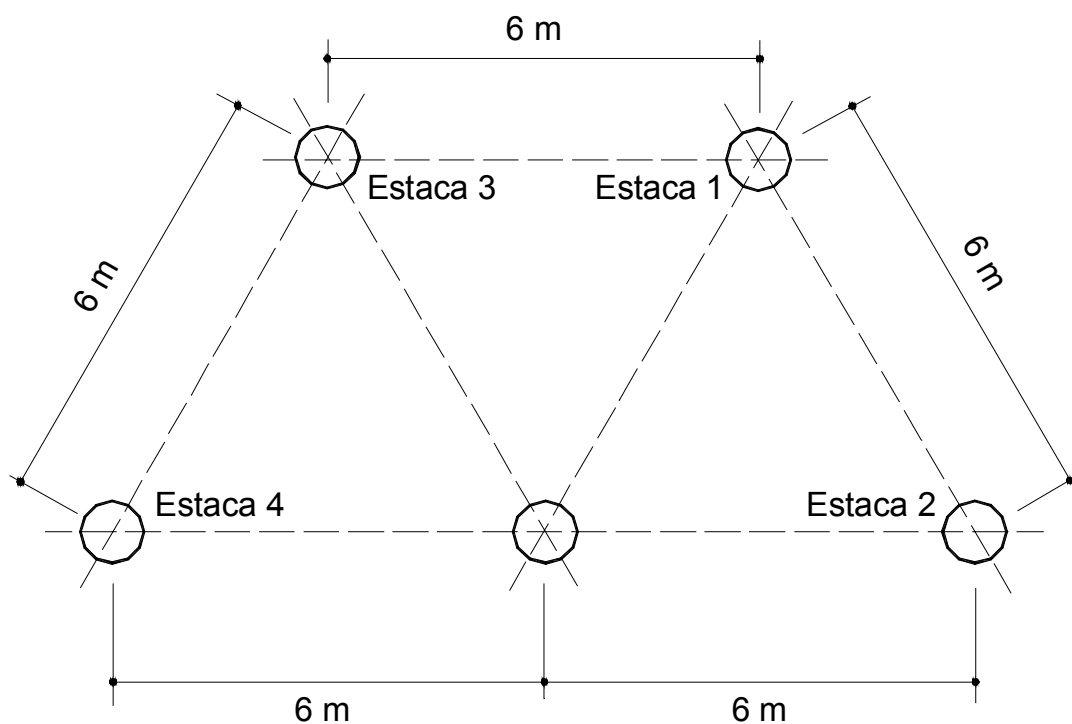


Figura 4.3. Disposição das estacas de teste e de reação no campo experimental.

4.1.2. Macaco Hidráulico

Os carregamentos foram feitos por um macaco hidráulico manual de 200 kN de capacidade com bomba hidráulica (ver a Foto 4.4). O macaco utilizado tinha um furo central para passagem da barra de aço de segurança, e foi previamente calibrado com o indicador de deformação, utilizando-se uma prensa hidráulica.

Os carregamentos aplicados foram monitorados por meio de uma célula de carga conectada a um indicador de deformação.



Foto 4.4. Detalhe do conjunto macaco e bomba hidráulica.

4.1.3. Célula de Carga

Para monitorar os estágios de carregamentos nas provas de carga foi utilizada uma célula de carga vazada com capacidade de 150 kN, devidamente calibrada em prensa hidráulica. O controle da aplicação dos carregamentos foi efetuado pelo indicador de deformação, que estava conectado a célula de carga (ver a Foto 4.5).



Foto 4.5. Detalhe da célula de carga utilizada nas provas de carga.

4.1.4. Rótula

Para manter os carregamentos na posição horizontal e também a axialidade das cargas ao longo das provas de carga, foi utilizada uma rótula de aço, vazada, com capacidade de 500 kN (ver a Fotos 4.4 e 4.5).

4.1.5. Indicador de Deformação

O monitoramento das cargas aplicadas nos estágios de carregamento das provas de carga foi feito com um indicador de deformação. Com sua utilização foi possível manter constante a pressão exercida pelo macaco hidráulico sobre a estaca de teste no decorrer dos estágios de carregamento das provas de carga (ver Foto 4.6).



Foto 4.6. Controle de carga no macaco – Bomba hidráulica e indicador de deformação.

4.1.6. Sistema de Referência

O sistema de referência foi composto por dois perfis metálicos em “I”, com 10 cm de alma e abas de 5 cm, cada um colocado do lado externo de cada estaca ensaiada, devidamente bi-apoiado e longe de interferências (ver a Foto 4.7).



Foto 4.7. Detalhe das vigas de referência.

4.1.7. Relógios Comparadores

Para as leituras dos deslocamentos, foram utilizados relógios comparadores analógicos, com curso de 50 mm e precisão de 0,01 mm, dois em cada estaca, posicionados um no topo da estaca e outro na altura do ponto de aplicação do carregamento horizontal, este último foi usado para a determinação de y_t , fixados ao sistema de referência por meio de bases magnéticas e posicionadas suas hastes de leituras sobre placas de acrílico coladas no fuste das estacas (ver Foto 4.8).

4.1.8. Placa de Acrílico

Foi utilizada uma placa plana de acrílico para receber a ponta da haste de leitura do relógio comparador, a mesma foi colada no fuste da estaca, de forma a garantir uma superfície plana na ponta da haste do relógio comparador (ver Foto 4.8).

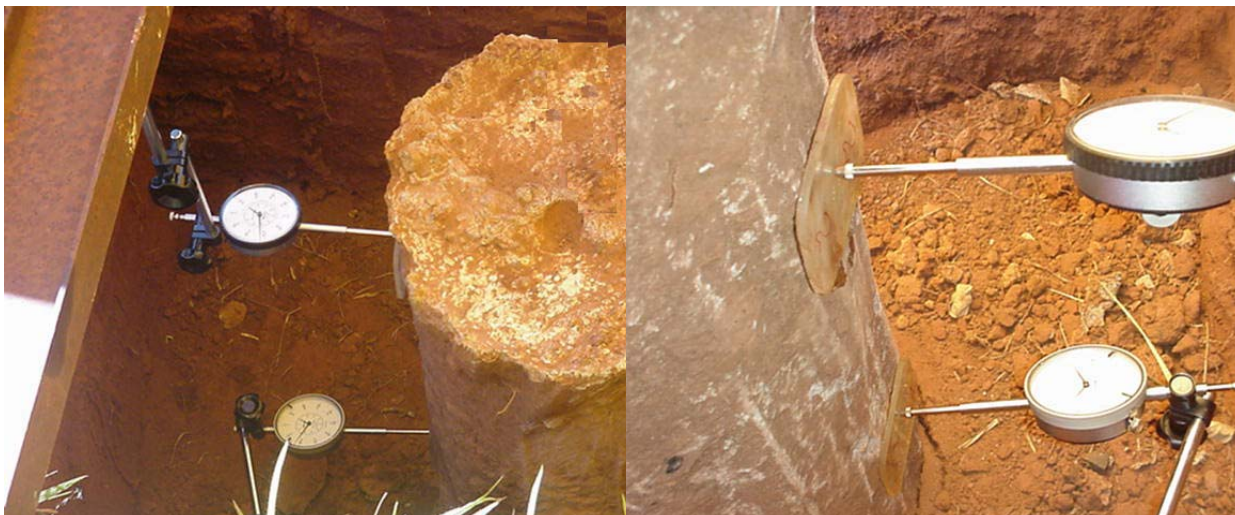


Foto 4.8. Detalhe dos relógios comparadores e da placa de acrílico.

4.2. MÉTODOS

Foram realizadas neste trabalho provas de carga em pares de estacas escavadas (estacas 1-2 e estacas 3-4) com carregamentos transversais do tipo rápido, de acordo com a MB-3472/91, utilizando-se tempo de incremento de carga de 15 minutos.

O descarregamento foi também realizado em quatro estágios de 15 minutos cada.

Os ensaios foram conduzidos até deformações que não comprometessem estruturalmente as estacas, seguida do descarregamento, procurando com este procedimento evitar o comprometimento do comportamento estrutural da estaca, para que a mesma possa ser reensaiada futuramente.

5. RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISES

5.1. GENERALIDADES

Neste capítulo, os dados obtidos nas quatro provas de carga com carregamento transversal foram analisados, de forma a contemplar o estudo da interação entre a estrutura de fundação e o solo. Este estudo está inserido na interface de conhecimentos estruturais e geotécnicos.

Inicialmente foram definidos os parâmetros geotécnicos: coeficiente de reação horizontal do solo (n_h) para um intervalo de deslocamento e o módulo de reação horizontal do solo (K), que são imprescindíveis para o estudo da interação estrutura-solo.

Em seguida foi realizado um profundo estudo do comportamento de estacas longas em solo arenoso, solicitadas por esforços transversais, também sob o ponto de vista da interação estrutura-solo, no qual foi analisado o comportamento do elemento estrutural (estaca) com relação aos deslocamentos, rotações, momentos fletores, esforços cortantes e pressões do solo, todos em relação ao comprimento da estaca (ou profundidade), por intermédio dos métodos de:

- a) Matlock & Reese (1960): que é ideal para estacas longas carregadas no topo por força transversal e momento fletor, imersas em solos com quaisquer variações do módulo de reação horizontal com a profundidade, considerando a não linearidade do comportamento do solo. Ressalta-se que este método não permite a variação da rigidez flexional (EI) da estaca.
- b) Reese (1977): utilizado para estacas longas carregadas no topo por força transversal e momento fletor, ou ainda, por força transversal com restrição à rotação ou com vínculo elástico para rotação, imersas em solos com quaisquer variações do módulo de reação horizontal com a profundidade. Permite a consideração da não linearidade do comportamento do solo e a variação da rigidez flexional (EI) da estaca. O método apresenta uma grande versatilidade em relação aos demais que também se baseiam no Modelo de Winkler com resolução pelo Método das Diferenças Finitas, se enquadrando perfeitamente aos objetivos deste trabalho. Para este método foi desenvolvido um programa computacional em Fortran (ver Anexo 1).

5.2. DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS DO SOLO

Com os resultados obtidos nas provas de carga foram determinados os parâmetros n_h e K do solo.

5.2.1. Provas de Carga com Esforços Transversais

Foram realizadas quatro provas de carga do tipo rápida com aplicação de esforços transversais em estacas escavadas do tipo brocas com topo livre, distintas, com 0,32 m de diâmetro e 8,71 m de comprimento instalado no solo, cujo esquema de carregamento foi mostrado na Figura 4.1. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 5.1, com os quais foram construídas as curvas de carga horizontal versus deslocamento horizontal, para cada prova de carga, que foram ensaiadas aos pares (PC 1 - PC 2 e PC 3 – PC 4), mostradas na Figura 5.1.

Tabela 5.1. Resultados obtidos nas provas de carga.

Estágio		Carga (kN)	PC 1	PC 2	PC 3	PC 4
			y_t (mm)	y_t (mm)	y_t (mm)	y_t (mm)
Carregamento	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
	1	2,5	0,01	0,03	0,09	0,05
	2	5,0	0,08	0,14	0,14	0,12
	3	7,5	0,15	0,29	0,25	0,20
	4	10,0	0,28	0,45	0,37	0,29
	5	12,5	0,40	0,59	0,48	0,38
	6	15,0	0,55	0,77	0,66	0,52
	7	17,5	0,81	1,11	0,88	0,68
	8	20,0	1,10	1,69	5,14	0,88
	9	22,5	1,43	2,29	1,53	1,13
	10	25,0	1,97	3,29	1,96	1,39
	11	27,0	2,74	4,49	2,49	1,85
	12	30,0	4,41	6,49	3,62	3,00
	13	32,5	6,39	8,39	4,85	3,96
	14	35,0	8,08	10,32	6,70	5,35
	15	37,5	10,17	12,50	8,23	6,43
	16	40,0	11,93	14,44	10,78	8,80
17	42,5	14,70	17,06	13,12	11,17	
Descarregamento		30,0	14,66	16,91	12,99	11,04
		20,0	13,82	15,97	12,49	10,59
		10,0	11,73	13,39	10,75	9,22
		0,0	5,30	5,13	4,08	3,70

A Tabela 5.1 mostra que os deslocamentos para a carga transversal máxima aplicada nas provas de carga ($H_o = 42,5$ kN), foram superiores a 11 mm. Outro fato foi a deformação residual sofrida pela estaca de concreto, que após o descarregamento ($H_o = 0$ kN) foi da ordem de 3,7 a 5,3 mm.

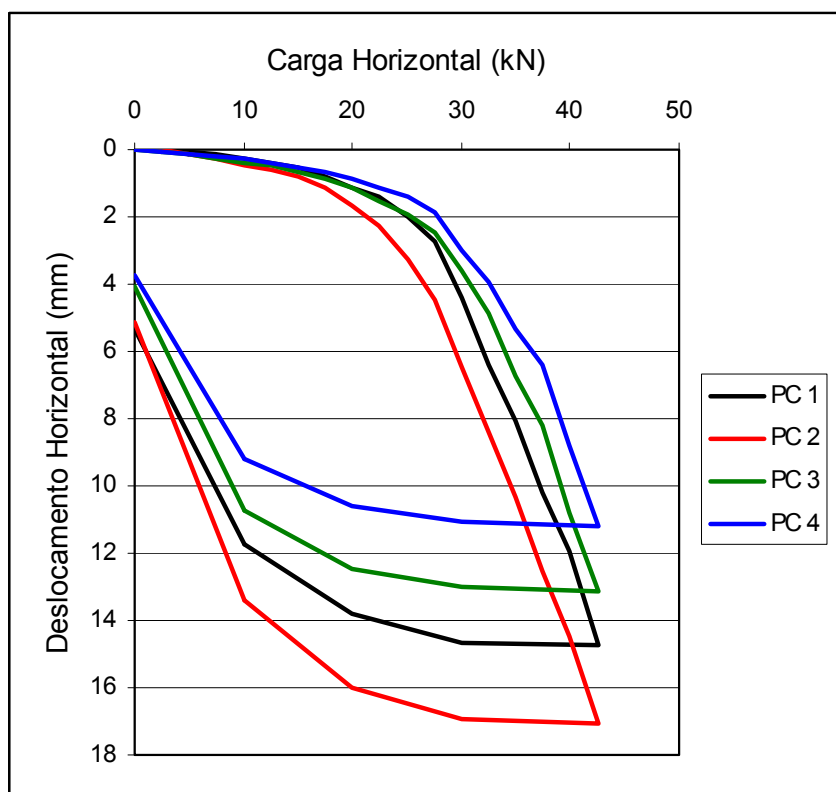


Figura 5.1. Curvas de carga horizontal versus deslocamento horizontal.

A observação da Figura 5.1 mostra que até a carga transversal 17,5 kN (estágio de carregamento 7, correspondente a 41,2% da carga máxima aplicada nas provas de carga), as quatro estacas sofreram deslocamentos horizontais pequenos e praticamente iguais (no máximo de 1,1 mm, que corresponde de 6,5 a 10% do deslocamento máximo observado), a partir do qual aumentaram vertiginosamente até a carga máxima, quando o deslocamento atingiu valores entre 11 e 17 mm. No entanto, o comportamento das curvas para as quatro provas de carga conservaram uma mesma tendência de evolução.

5.2.2. Valores de n_h

Para a construção da curva de n_h versus y_o relativa à prova de carga, faz-se necessário à determinação da profundidade de engastamento (L_f) e o deslocamento horizontal da estaca na superfície do terreno (y_o), para cada estágio de carregamento (ver as Tabelas 5.2, 5.3, 5.4 e 5.5).

A determinação de L_f , segundo Cintra (1981), é feita considerando-se a hipótese da estaca estar engastada a uma profundidade L_f a partir da superfície do terreno, onde, igualando-se o deslocamento y_t da cabeça da estaca obtido na prova de carga com o valor da flecha determinado pela resistência dos materiais para uma estaca de comprimento $e + L_f$ engastada na ponta, determina-se a profundidade de engastamento e em seguida o deslocamento na superfície do terreno, de acordo com as equações.

$$L_f = \sqrt[3]{\frac{3EIy_t}{P_H}} - e \quad e \quad y_o = \frac{y_t}{2} \left[2 - \frac{3e}{e + L_f} + \left(\frac{e}{e + L_f} \right)^3 \right]$$

Com a utilização das expressões e coeficientes adimensionais de Matlock e Reese (1961), e conforme Cintra (1981), tem-se que:

$$y = 2,435 \left(\frac{P_H T^3}{EI} \right) + 1,623 \left(\frac{M_o T^2}{EI} \right)$$

por tentativas, procura-se o valor adequado de T , e como $T = \sqrt[5]{\frac{EI}{K}}$, chega-se a:

$$n_h = \frac{EI}{T^5}$$

Tabela 5.2. Valores necessários para a determinação de n_h e y_o – Estaca 1.

Carga (kN)	y_t (mm)	L_f (m)	T (m)	y_o (mm)	n_h (MN/m ³)
0,0	0,00	0,000	0,000	0,000	-
2,5	0,01	0,469	0,250	0,006	21073,6
5,0	0,08	0,838	0,442	0,061	1219,9
7,5	0,15	0,915	0,482	0,117	791,0
10,0	0,28	1,042	0,548	0,225	416,4
12,5	0,40	1,097	0,575	0,325	327,4
15,0	0,55	1,155	0,607	0,451	249,7
17,5	0,81	1,261	0,662	0,675	161,9
20,0	1,10	1,345	0,706	0,927	117,3
22,5	1,43	1,419	0,745	1,216	89,7
25,0	1,97	1,536	0,806	1,695	60,5
27,5	2,74	1,674	0,878	2,386	39,4
30,0	4,41	1,928	1,010	3,910	19,6
32,5	6,39	2,140	1,121	5,732	11,6
35,0	8,08	2,267	1,188	7,291	8,7
37,5	10,17	2,400	1,257	9,229	6,6
40,0	11,93	2,483	1,300	10,861	5,5
42,5	14,70	2,616	1,370	13,446	4,3

Tabela 5.3. Valores necessários para a determinação de n_h e y_o – Estaca 2.

Carga (kN)	y_t (mm)	L_f (m)	T (m)	y_o (mm)	n_h (MN/m ³)
0,0	0,00	0,000	0,395	0,000	-
2,5	0,03	0,747	0,548	0,022	2140,2
5,0	0,14	1,042	0,619	0,113	416,4
7,5	0,29	1,179	0,655	0,239	226,5
10,0	0,45	1,248	0,667	0,375	170,7
12,5	0,59	1,270	0,688	0,493	155,9
15,0	0,77	1,311	0,745	0,646	133,6
17,5	1,11	1,418	0,827	0,944	90,0
20,0	1,69	1,576	0,885	1,460	53,2
22,5	2,29	1,687	0,971	1,997	38,0
25,0	3,29	1,852	1,049	2,903	23,8
27,5	4,49	2,002	1,160	3,998	16,2
30,0	6,49	2,215	1,235	5,843	9,8
32,5	8,39	2,359	1,295	7,601	7,2
35,0	10,32	2,473	1,352	9,391	5,6
37,5	12,50	2,582	1,391	11,420	4,5
40,0	14,44	2,656	1,343	13,225	4,0
42,5	17,06	2,758	0,395	15,675	4,7

Tabela 5.4. Valores necessários para a determinação de n_h e y_o – Estaca 3.

Carga (kN)	y_t (mm)	L_f (m)	T (m)	y_o (mm)	n_h (MN/m ³)
0,0	0,00	0,000	0,000	0,000	-
2,5	0,09	0,747	0,603	0,073	258,1
5,0	0,14	1,042	0,550	0,112	408,9
7,5	0,25	1,179	0,585	0,204	300,4
10,0	0,37	1,248	0,609	0,304	245,5
12,5	0,48	1,270	0,575	0,395	327,4
15,0	0,66	1,311	0,650	0,548	177,4
17,5	0,88	1,418	0,683	0,738	138,4
20,0	1,14	1,576	0,716	0,963	109,4
22,5	1,53	1,687	0,764	1,306	79,3
25,0	1,96	1,852	0,805	1,686	60,9
27,5	2,49	2,002	0,848	2,158	46,9
30,0	3,62	2,215	0,941	3,182	27,9
32,5	4,85	2,359	1,016	4,303	19,0
35,0	6,70	2,473	1,111	6,004	12,2
37,5	8,23	2,582	1,166	7,413	9,5
40,0	10,78	2,656	1,254	9,780	6,6
42,5	13,12	2,758	1,316	11,957	5,2

Tabela 5.5. Valores necessários para a determinação de n_h e y_o – Estaca 4.

Carga (kN)	y_t (mm)	L_f (m)	T (m)	y_o (mm)	n_h (MN/m ³)
0,0	0,00	0,000	0,000	0,000	-
2,5	0,05	0,747	0,485	0,039	766,9
5,0	0,12	1,042	0,517	0,095	557,2
7,5	0,20	1,179	0,538	0,160	456,6
10,0	0,29	1,248	0,555	0,234	390,8
12,5	0,38	1,270	0,565	0,307	355,9
15,0	0,52	1,311	0,594	0,425	278,3
17,5	0,68	1,418	0,620	0,560	223,8
20,0	0,88	1,576	0,650	0,731	177,4
22,5	1,13	1,687	0,683	0,947	138,5
25,0	1,39	1,852	0,709	1,172	114,8
27,5	1,85	2,002	0,761	1,578	80,6
30,0	3,00	2,215	0,879	2,614	39,2
32,5	3,96	2,359	0,945	3,482	27,3
35,0	5,35	2,473	1,025	4,751	18,2
37,5	6,43	2,582	1,068	5,737	14,8
40,0	8,80	2,656	1,167	7,927	9,5
42,5	11,17	2,758	1,243	10,126	6,9

Observa-se nas Tabelas 5.2 a 5.5 que as profundidades de engastamento variaram de 0,75 m a 2,76 m, respectivamente, para as cargas transversais aplicadas de 2,5 kN e 42,5 kN. Já, a variação da rigidez estaca-solo (T) foi de 0,40 m a 1,34 m, que implicou numa variação do coeficiente de reação horizontal do solo (n_h) de 2140,2 a 3,7 MN/m³ (do primeiro estágio de carregamento até o último). Isto ocorre pelo fato da crescente deformação do solo, frente ao aumento da carga transversal atuante, aumentar a rigidez estaca-solo, a qual é inversamente proporcional ao coeficiente de reação horizontal do solo, que por sua vez decresce.

Com os valores dos deslocamentos horizontais das estacas na superfície do terreno (y_o) e dos coeficientes de reação horizontal do solo (n_h), apresentados nas Tabelas 5.2 a 5.4 são construídas as curvas de y_o versus n_h , para as quatro estacas (ver Figura 5.2).

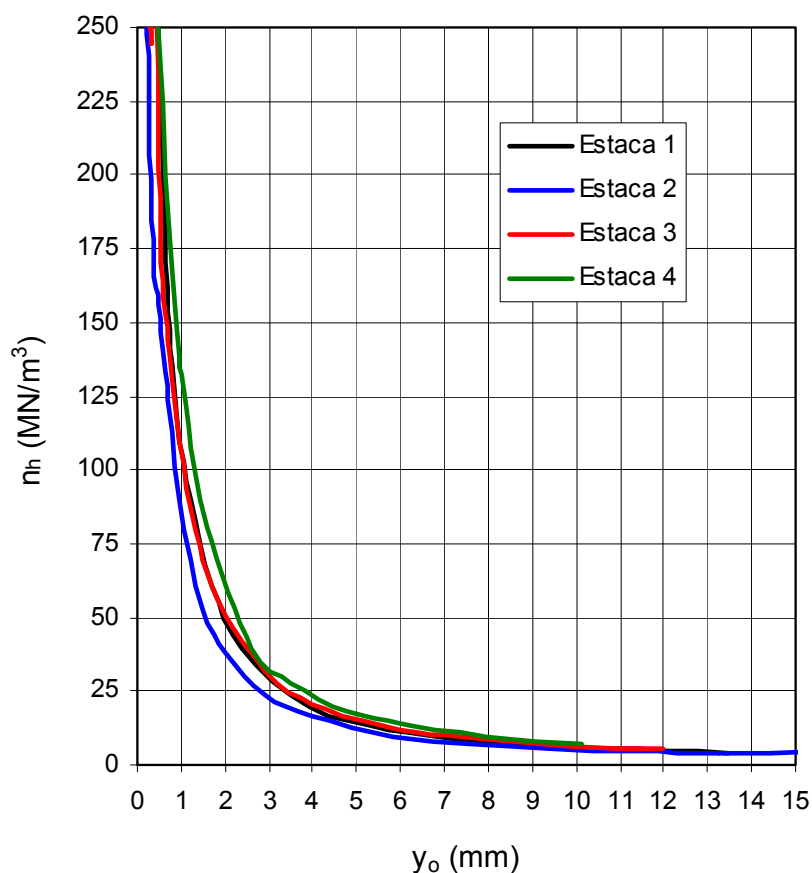


Figura 5.2. Curvas de y_o versus n_h das Estacas 1, 2, 3 e 4.

A Figura 5.2 mostra que o comportamento das curvas $y_o \times n_h$ das estacas 1, 2, 3 e 4, têm um comportamento similar.

A faixa de valores escolhida de y_o para a obtenção do valor de n_h foi de 7 mm a 12 mm, cujos valores correspondentes de n_h são 10,6 MN/m³ e 5,4 MN/m³, respectivamente, tomando-se como valor de n_h o valor médio de 8,0 MN/m³.

Observa-se também nas curvas de $y_o \times n_h$, que para valores pequenos de y_o , o parâmetro n_h é exageradamente elevado e muito dependente de y_o ; enquanto que, para valores mais elevados de y_o , n_h passa a ser quase independente de y_o . Tal qual Alizadeh & Davisson (1970) e Cintra (1981) constataram em seus trabalhos.

5.2.3. Valores de K

Diversos autores consideram que o módulo **K** para as areias varia linearmente com a profundidade, segundo a expressão: $K = n_h \cdot z$, como $n_h = 8,0$ MN/m³, temos que: $K = 8,3 \cdot z$, expressão esta que ao se variar à profundidade (**z**) determina-se o valor de **K** ao longo da mesma (ver a Tabela 5.6 e a Figura 5.3).

Tabela 5.6. Valores do módulo de reação horizontal do solo (**K**).

z (m)	K (MN/m ²)
0,00	0
1,00	8,0
2,00	16,0
3,00	24,0
4,00	32,0
5,00	40,0
6,00	48,0
7,00	56,0
8,00	62,0
8,71	69,68

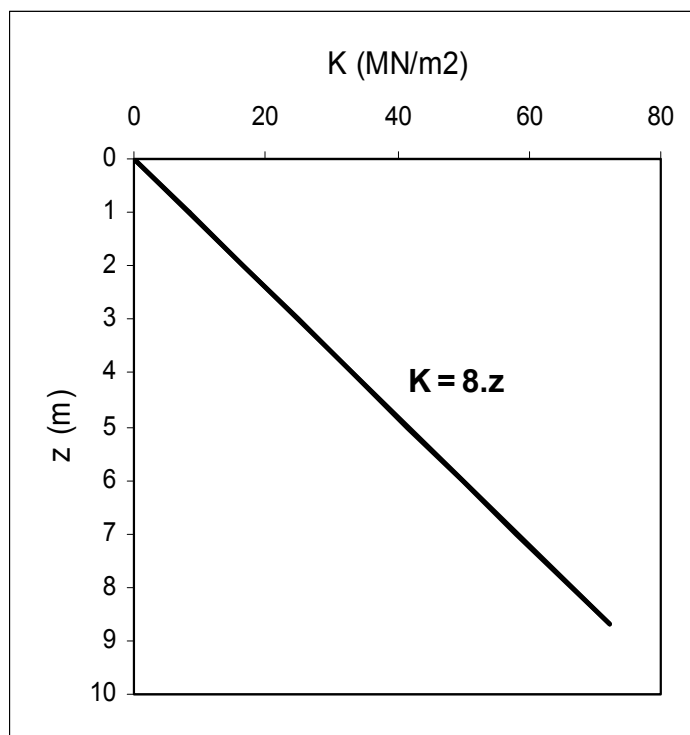


Figura 5.3. Curva de **K** versus **z**.

A expressão obtida para **K** ($K = 8,0.z$) foi utilizada para determinar o referido módulo que varia com a profundidade, nos métodos de análise escolhidos.

5.2.4. Comportamento do Solo

Para determinar o comportamento do solo se faz necessário levantar as características geométricas das estacas, que são as seguintes:

- Diâmetro (**D**) = 0,32 m
- Comprimento embutido no solo (**L**) = 8,71 m
- Número de barras da armadura longitudinal (**n**) = 6 barras
- Diâmetro das barras de aço (ϕ) = 12 mm
- Cobrimento da armadura (**s**) = 0,05 m
- Resistência característica do concreto à compressão (**fck**) = 12 MPa

- Módulo de deformação longitudinal do aço (E_s) = 210000 MPa
- Módulo de deformação longitudinal do concreto (E_c) = 23386 MPa

$$E_c = 0,9.6600.\sqrt{f_{ck} + 3,5} \rightarrow \text{(NBR-6118)}$$

$$E_c = 0,9.6600.\sqrt{12 + 3,5} = 23386 \text{ MPa}$$

Com estas informações inseridas no programa computacional desenvolvido obteve-se:

$$- I_{gt} = 1,5073 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$- M_{cr} = 6,6 \text{ kN.m}$$

$$- I_e = 2,301 \times 10^{-6} + \frac{2,172}{M_a^3} \text{ m}^4$$

5.3. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DAS ESTACAS

Foram analisados os comportamentos estruturais: deslocamentos, rotações, momentos fletores, cortantes e pressões do solo, ao longo das estacas (em profundidade), para as quatro provas de carga. Admitindo o módulo de rigidez flexural (EI) constante e variável.

As provas de carga foram realizadas em estágios de carregamento, sendo que nos ensaios em questão teve 17 estágios. Para evitar o grande número de gráficos nas

análises que seguem, estudou-se o último estágio de carregamento, que se refere a maior carga transversal aplicada às estacas ($H_o = 42,5$ kN), carregamento este que proporcionou os maiores deslocamentos horizontais das estacas na altura do carregamento (y_t).

Os métodos utilizados nos estudos foram:

- a) Matlock & Reese (1961), admitindo **EI** constante;
- b) Reese (1977), admitindo **EI** constante; e
- c) Reese (1977), admitindo **EI** variável,

Nestes métodos numéricos o objeto das análises foi dividido em 25 elementos. Segundo Ricci (1995), para areias, divisões em 25 elementos ou mais, praticamente não se observa diferenças nos gráficos.

O solo foi considerado no regime elástico-linear, como definido anteriormente.

5.3.1. Deslocamentos

São mostrados na Figura 5.4, para cada estaca, os gráficos de deslocamento versus profundidade, de acordo com os métodos escolhidos para as análises. Nesta figura observa-se que a variação entre as curvas é muito pequena, sendo maior no nível do terreno ($\approx 2,4$ mm).

5.3.2. Rotações

São mostrados na Figura 5.5, para cada estaca, os gráficos de rotações versus profundidade, de acordo com os métodos escolhidos para as análises. Nesta figura

observa-se que a variação entre os gráficos, também é muito pequena, sendo maior no nível do terreno ($\approx 0,8$ rad).

5.3.3. Momentos Fletores

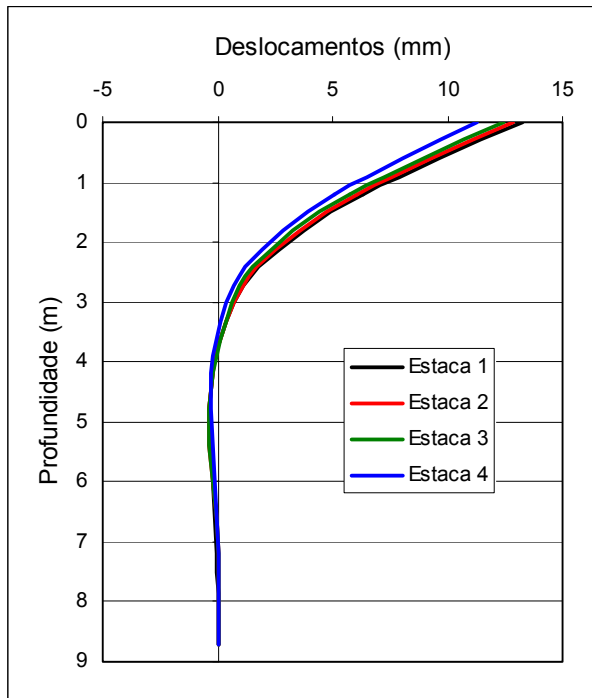
São mostrados na Figura 5.6, para cada estaca, os gráficos de momentos fletores versus profundidade, de acordo com os métodos escolhidos para as análises. Nesta figura observa-se que a variação entre os gráficos é muito pequena, sendo maior entre as profundidades 2,5 e 5,0 m ($\approx 6,0$ kN.m).

5.3.4. Cortantes

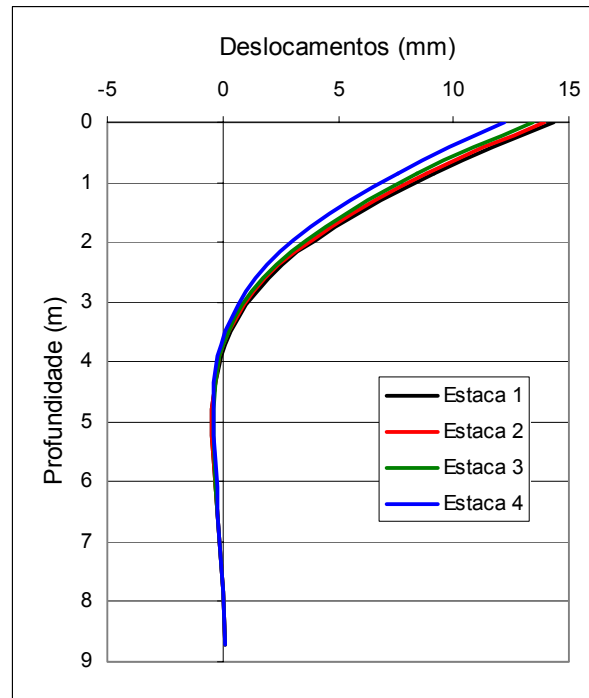
São mostrados na Figura 5.7, para cada estaca, os gráficos de cortantes versus profundidade, de acordo com os métodos escolhidos para as análises. Nesta figura observa-se que a variação entre os gráficos é muito pequena, sendo maior entre as profundidades 4,5 e 6,0 m ($\approx 3,2$ kN).

5.3.5. Pressões do Solo

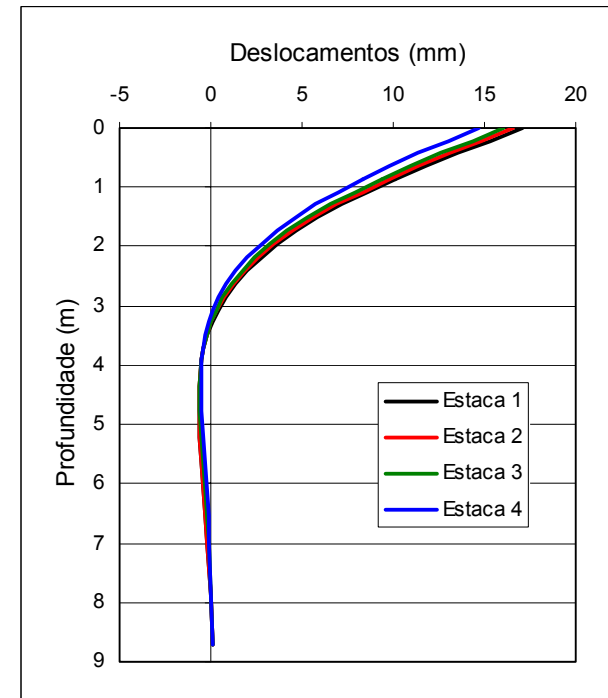
São mostrados na Figura 5.8, para cada estaca, os gráficos de pressões do solo versus profundidade, de acordo com os métodos escolhidos para as análises. Nesta figura observa-se que a variação entre os gráficos é muito pequena, sendo maior entre as profundidades 2,5 e 4,5 m ($\approx 3,6$ kN.m).



a) Matlock & Reese (1961) – **EI** constante.

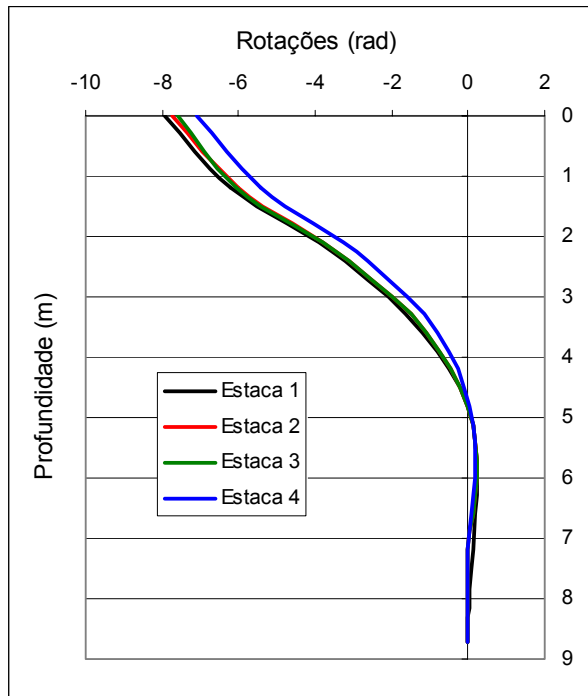


b) Reese (1977) – **EI** constante.

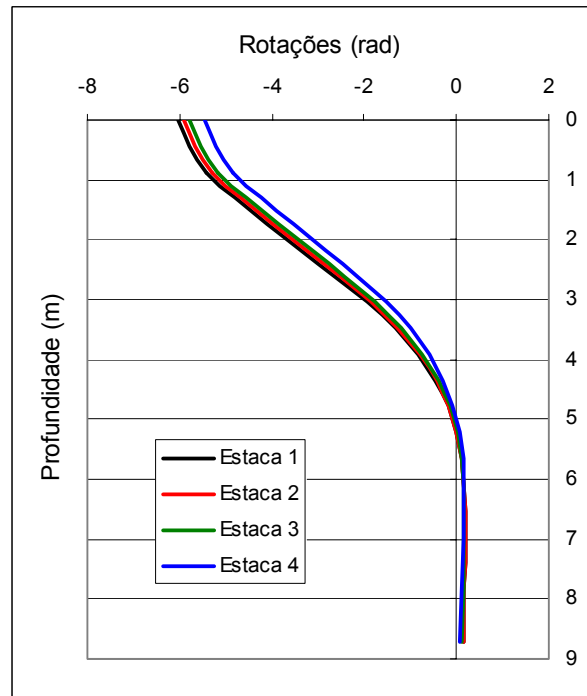


c) Reese (1977) – **EI** variável.

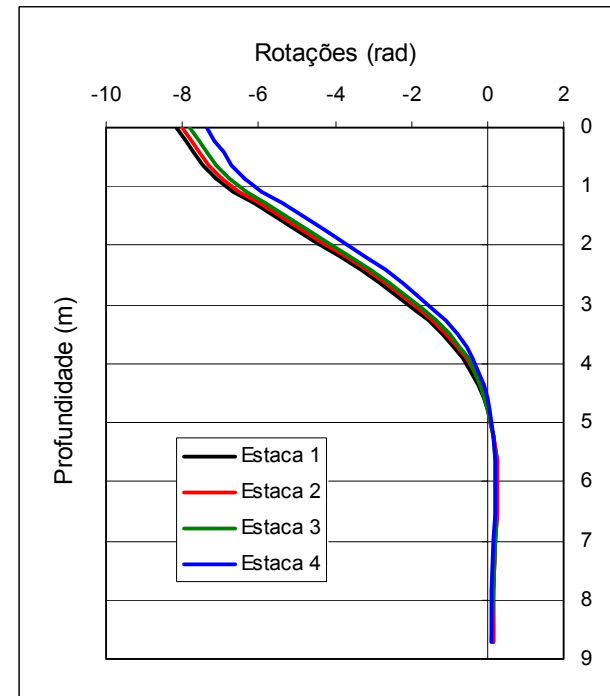
Figura 5.4. Curvas de deslocamentos versus profundidade.



a) Matlock & Reese (1961) – EI constante.

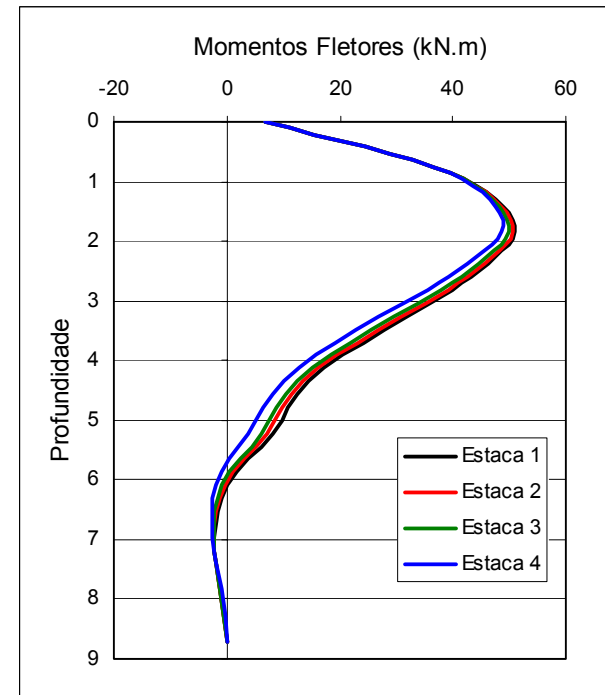
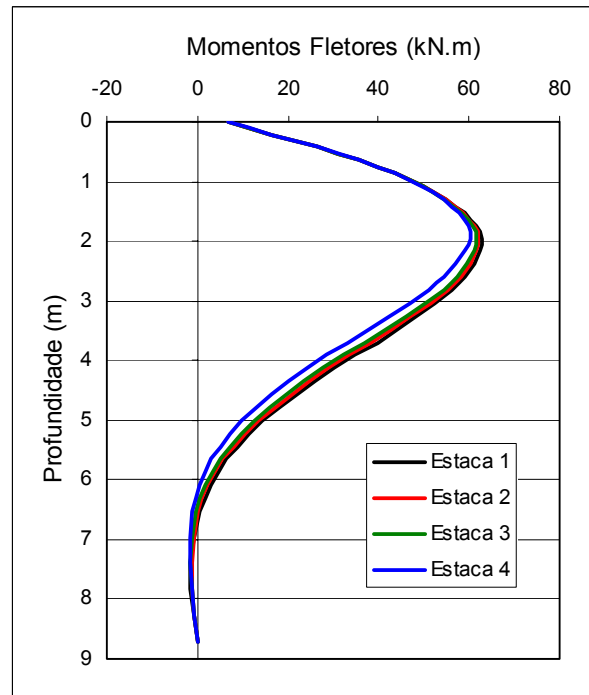
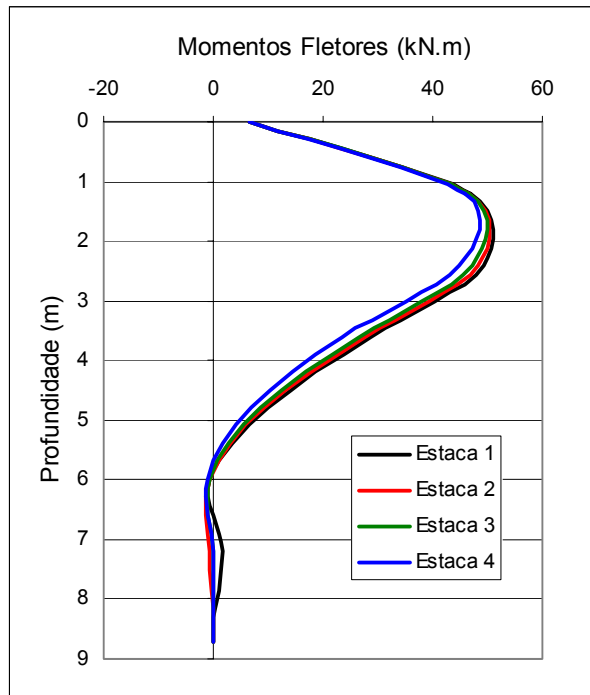


b) Reese (1977) – EI constante.



c) Reese (1977) – EI variável.

Figura 5.5. Curvas de rotações versus profundidade.

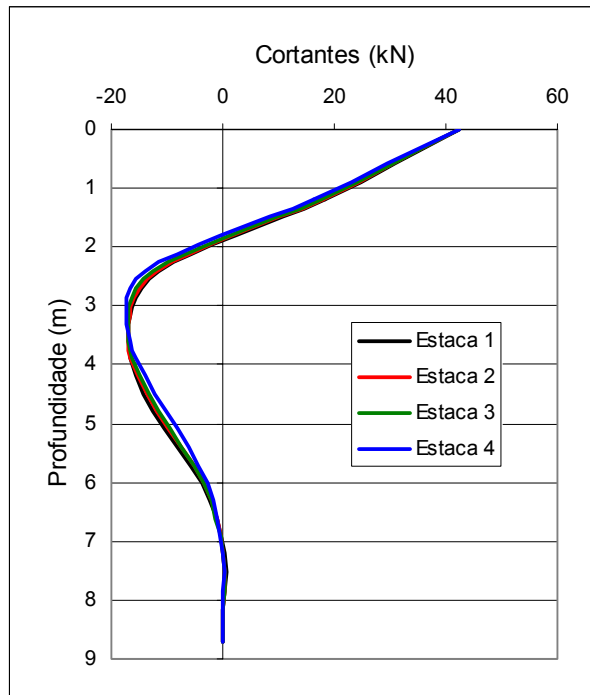


a) Matlock & Reese (1961) – **EI** constante.

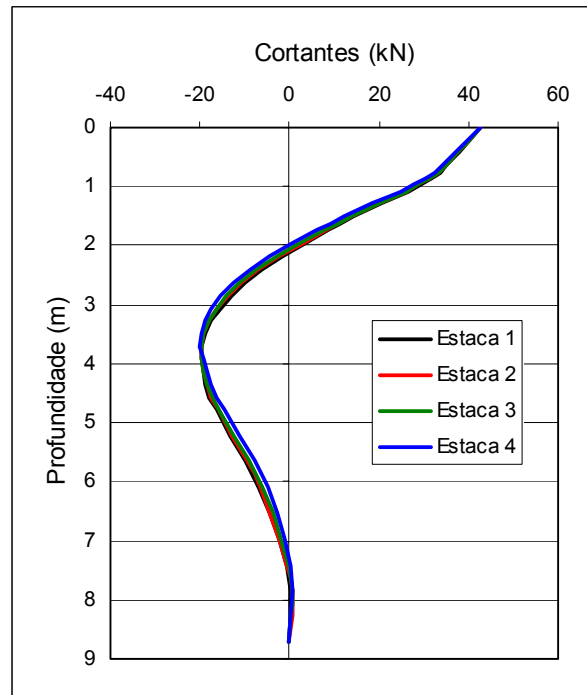
b) Reese (1977) – **EI** constante.

c) Reese (1977) – **EI** variável.

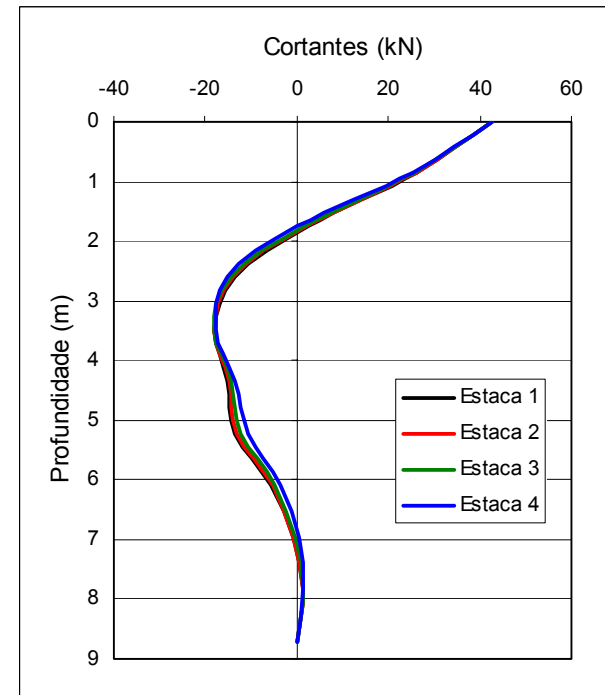
Figura 5.6. Curvas de momentos fletores versus profundidade.



a) Matlock & Reese (1961) – **EI** constante.

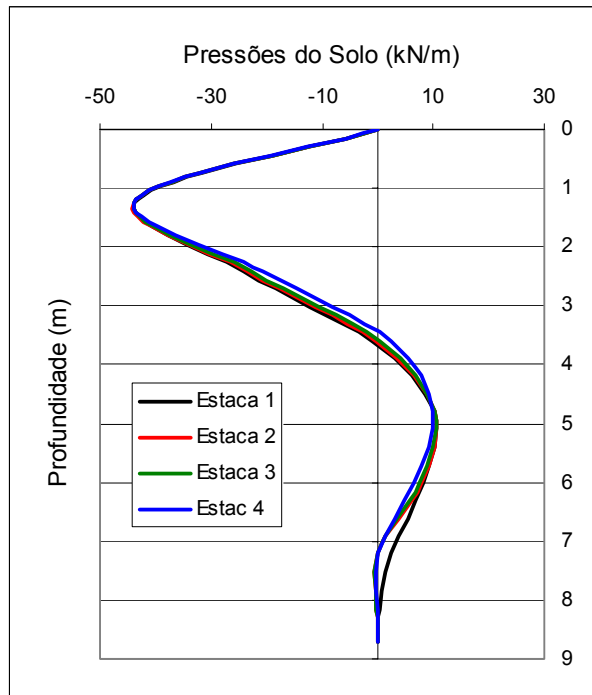


b) Reese (1977) – **EI** constante.

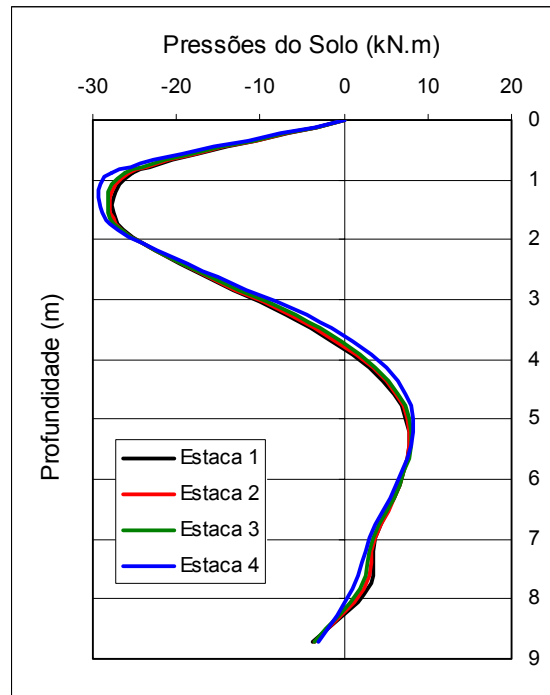


c) Reese (1977) – **EI** variável.

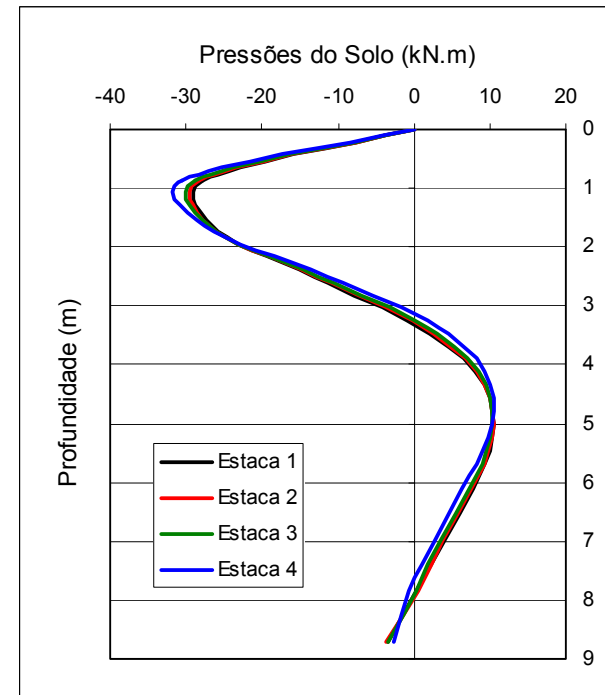
Figura 5.7. Curvas de cortantes versus profundidade.



a) Matlock & Reese (1961) – **EI** constante.



b) Reese (1977) – **EI** constante.



c) Reese (1977) – **EI** variável.

Figura 5.8. Curvas de pressões do solo versus profundidade.

5.4. EI CONSTANTE VERSUS EI VARIÁVEL

Como a variação do comportamento estrutural (deslocamentos, rotações, momentos fletores, cortantes e pressões do solo), entre as quatro estacas, foi muito pequeno, realizou-se uma análise levando-se em questão a rigidez flexural (**EI**) da estaca 1, para o caso dela ser constante ou variável, de acordo com os métodos escolhidos para as análises, citados no item 5.3.

Foram comparados os resultados de estacas divididas em 25 elementos, para **EI** constante e **EI** variável, para o solo com comportamento elástico-linear.

5.4.1. Deslocamentos

São mostrados na Figura 5.9 os gráficos de deslocamento versus profundidade, da estaca 1 (ver a Figura 5.4), referentes aos métodos escolhidos para as análises.

Como se poderia esperar, com a fissuração do material da estaca, os deslocamentos obtidos quando se considera **EI** variável são maiores que para **EI** constante. As maiores diferenças nos deslocamentos ocorreram no topo da estaca, contrariando um pouco os resultados obtidos por Ricci (1995), esta diferença de comportamento pode estar ligada ao valor elevado da carga horizontal que ele considerou em seu estudo ($H_o = 100$ kN, ver a Figura 2.55), contra a carga de 42,5 kN atingida nos ensaios realizados para esta pesquisa.

Outra observação interessante é que o ponto de deslocamento nulo é mais próximo do topo da estaca para **EI** variável do que **EI** constante, contrário ao que Ricci (1995) observou em seus estudos.

5.4.2. Rotações

São mostrados na Figura 5.10 os gráficos de rotações versus profundidade, da estaca 1 (ver a Figura 5.5), referentes aos métodos escolhidos para as análises.

Os gráficos de rotações observados na Figura 5.10 mostra uma divergência no trecho que vai da superfície do terreno até a profundidade de 2,7 m, onde a curva obtida pelo método de Matlock & Reese (1961) com **EI** constante coincide com a curva do método de Reese (1977) com **EI** variável, mas, no entanto diferem da curva de Reese (1977) com **EI** constante. Já no trecho de 2,7 m até a profundidade de 8,71 m (ponta da estaca), todos os métodos analisados têm comportamentos bem similares.

Este comportamento contraria um pouco os resultados obtidos por Ricci (1995), ver a Figura 2.56.

5.4.3. Momentos Fletores

São mostrados na Figura 5.11 os gráficos de momentos fletores versus profundidade, da estaca 1 (ver a Figura 5.6), referentes aos métodos escolhidos para as análises.

Devido ao fato da estaca fissurada apresentar menor rigidez flexural, o momento máximo com **EI** variável é menor do que **EI** constante, e ocorre ligeiramente mais próximo do topo da estaca, porém, para o método de Matlock & Reese (1961) com **EI** constante, a curva obtida para o momento coincidiu com a curva de Reese (1977) com **EI** variável, contrariando em parte os resultados obtidos por Ricci (1995) (ver a Figura 2.57).

5.4.4. Cortantes

São mostrados na Figura 5.12 os gráficos de cortantes versus profundidade, da estaca 1 (ver a Figura 5.7), referentes aos métodos escolhidos para as análises.

Observando-se a Figura 5.12 nota-se a boa concordância entre as curvas, com uma pequena discordância do método de Reese (1977) para **EI** constante.

5.4.5. Pressões do Solo

São mostrados na Figura 5.13 os gráficos de pressões do solo versus profundidade, da estaca 1 (ver a Figura 5.8), referentes aos métodos escolhidos para as análises.

Analisando-se a Figura 5.13 vemos que a curva obtida pelo método de Matlock e Reese (1961) com **EI** constante, discorda das curvas obtidas pelo método de Reese (1977) para **EI** constante e **EI** variável.

5.4.6. Considerações Gerais

Para o nível de carregamento analisado, nota-se tanto a maior influência do **EI** e uma considerável influência do solo no comportamento da estaca.

Embora, alguns dos resultados tenham divergido um pouco dos obtidos por Ricci (1995), eles têm consistência, e mostram que em relação ao método de Reese (1977) as curvas obtidas com **EI** constante e **EI** variável divergem bem, ficando bem claro o efeito do **EI** no comportamento da estaca, tal como Ricci (1995) observou e, ainda, deixou registrado em seu trabalho uma incerteza: ***“É importante ressaltar que essas observações foram extraídas dos gráficos gerados somente para um nível de carregamento horizontal da estaca, podendo não se confirmar para níveis maiores ou menores de carregamento”***.

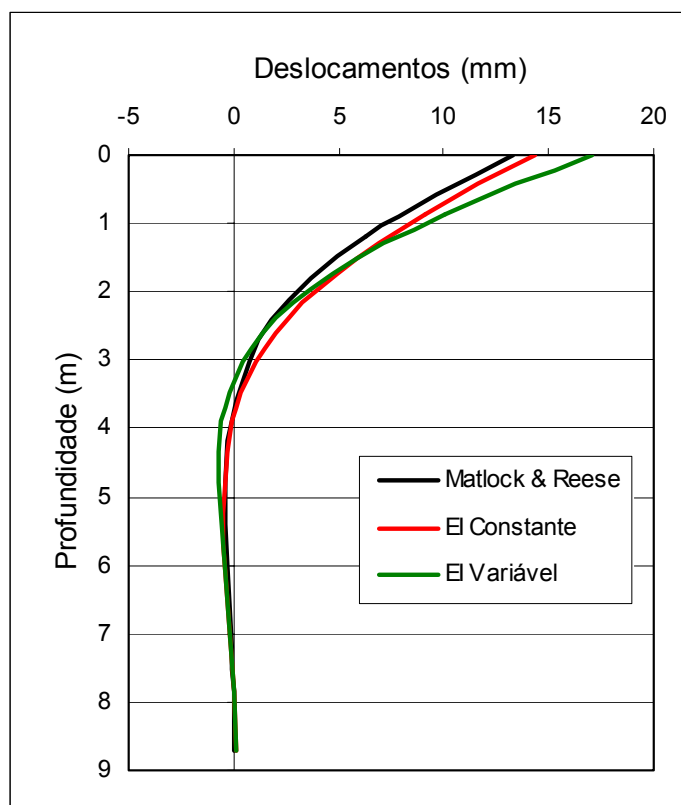


Figura 5.9. Gráfico de deslocamento versus profundidade **EI** constante x **EI** variável.

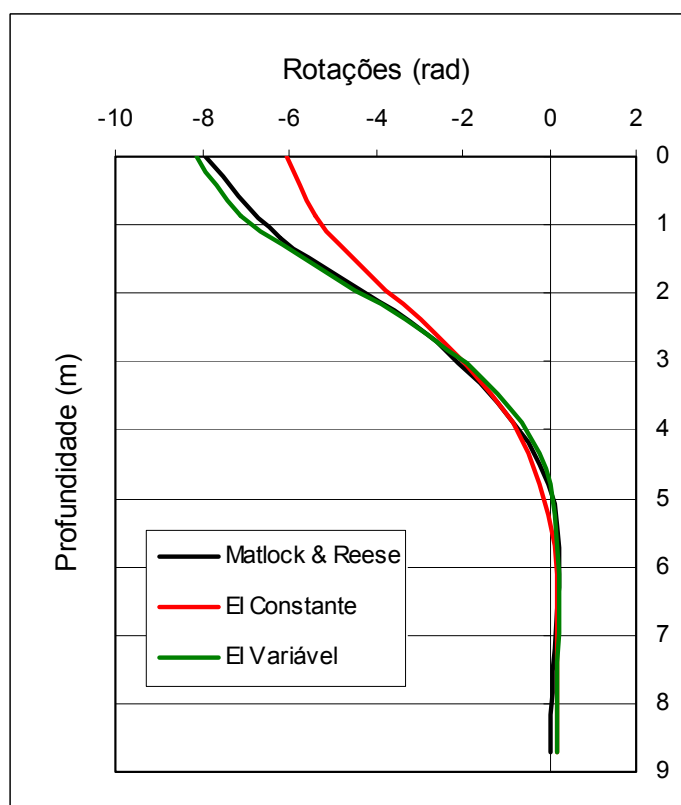


Figura 5.10. Gráfico de rotações versus profundidade **EI** constante x **EI** variável.

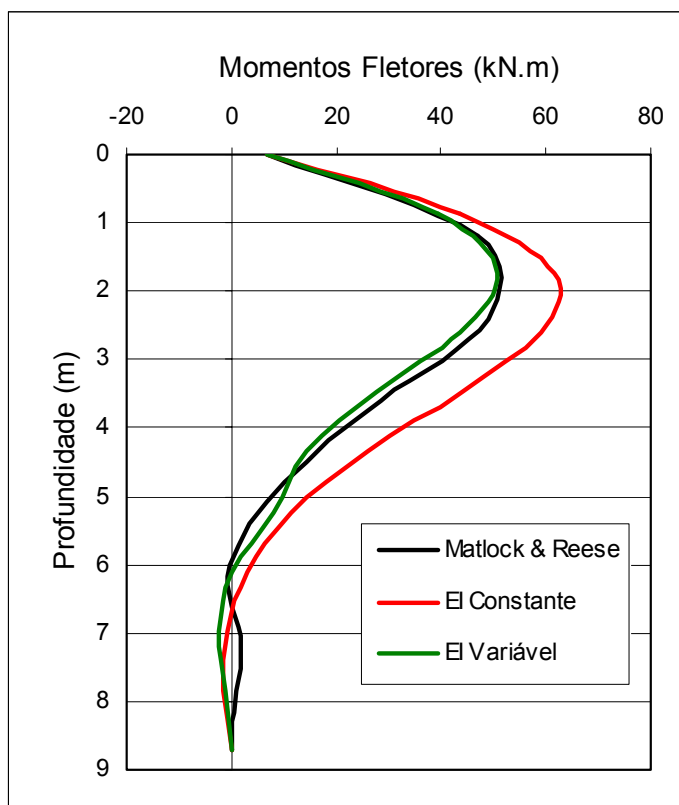


Figura 5.11. Gráfico de momentos fletores versus profundidade **EI** constante x **EI** variável.

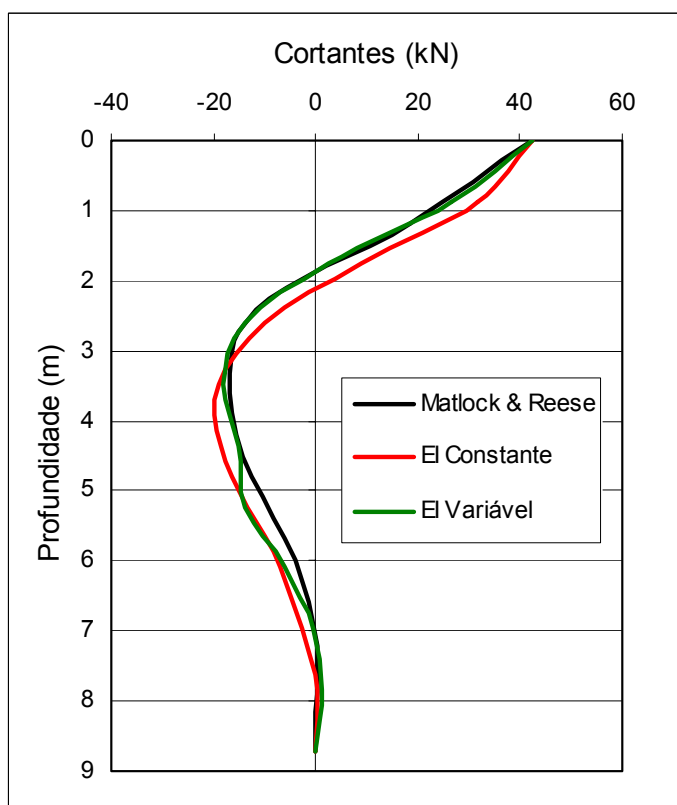


Figura 5.12. Gráfico de cortantes versus profundidade **EI** constante x **EI** variável.

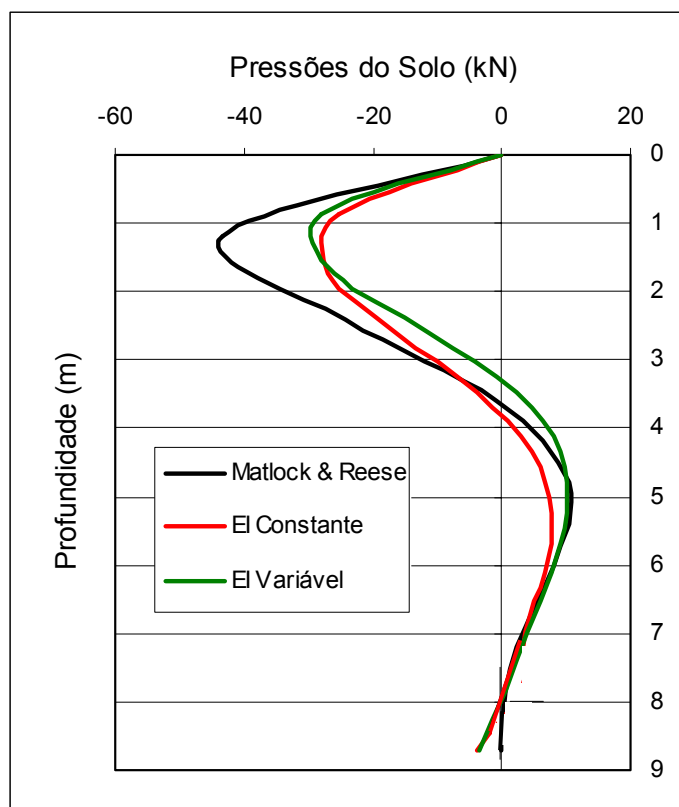


Figura 5.13. Gráfico de pressões do solo versus profundidade **EI** constante x **EI** variável.

6. CONCLUSÕES

6.1. GENERALIDADES

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões desta pesquisa, enfatizando: a) os parâmetros do solo; b) comportamento estrutural das estacas; e c) análise do comportamento estrutural – **EI** constante versus **EI** variável.

6.2. PARÂMETROS DO SOLO

As estacas sofreram deslocamentos horizontais pequenos (no máximo 1,1 mm) até cargas correspondentes a 41,2% da carga máxima aplicada nas provas de carga. Para cargas superiores estes deslocamentos aumentaram vertiginosamente até a carga máxima do ensaio (11 e 17 mm).

As profundidades de engastamento variaram de 0,75 a 2,76 m, respectivamente, para as cargas de 2,5 kN e 42,5 kN. Já, a variação da rigidez estaca-solo (**T**) foi de 0,40 m a 1,34 m, implicando numa variação do coeficiente de reação horizontal do solo de 2140,2 a 3,7 MN/m³.

O comportamento das curvas $y_o \times n_h$ das estacas 1, 2, 3 e 4 foram similares, e determinaram um valor médio de n_h igual a 8 MN/m^3 .

A expressão obtida para K foi: $K = 8.z$.

O solo se comportou elasto-linearmente nas provas de carga, frente aos deslocamentos horizontais máximos aplicados em torno de 15 mm.

6.3. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DAS ESTACAS

Os gráficos dos deslocamentos das rotações, dos momentos fletores, das cortantes e das pressões do solo, mostraram uma variação muito pequena. No caso dos deslocamentos foi em torno de 2,4 mm e as rotações de 0,8 rad, ambos no nível do terreno.

Já para os momentos fletores ($\approx 60 \text{ kN.m}$) e as pressões do solo ($\approx 3,6 \text{ kN/m}$) estas variações ocorreram entre as profundidades 2,5 e 5,0 m. Por sua vez, as cortantes variaram entre as profundidades 4,5 e 6,0 m ($\approx 3,2 \text{ kN}$).

6.4. EI CONSTANTE VERSUS EI VARIÁVEL

Com a fissuração do material da estaca, os deslocamentos obtidos quando se considera EI variável são maiores que para EI constante. As maiores diferenças nos deslocamentos ocorreram no topo da estaca, já o ponto de deslocamento nulo é mais próximo do topo da estaca para EI variável.

Os gráficos de rotações mostram uma divergência no trecho que vai da superfície do terreno até a profundidade de 2,7 m. Já no trecho de 2,7 m até a

profundidade de 8,71 m (ponta da estaca), todos os métodos analisados têm comportamentos bem similares.

Devido ao fato da estaca fissurada apresentar menor rigidez flexural, o momento máximo com **EI** variável é menor do que **EI** constante, e ocorre ligeiramente mais próximo do topo da estaca.

Houve uma boa concordância entre os gráficos de cortante.

Como conclusões gerais, temos que: a) para o nível de carregamento analisado, verificou-se uma maior influência do **EI** e uma influência bem menor do solo no comportamento das estacas; e b) os resultados obtidos se mostraram consistentes.

7. BIBLIOGRAFIA

ALIZADEH, M.; DAVISSON, M. T. Lateral load tests on piles – Arkansas River Prroject, **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, ASCE, v. 96, nº SM5, 1970, p. 1583-1604.

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 DE FUNDAÇÕES**, 8, Porto Alegre, ABMS, *Anais*, Porto Alegre, v. 2, 1986, p. 261-276.

ALONSO, U. R. **Dimensionamento de fundações profundas**. Ed. Edgard Blücher, São Paulo, 1989, 169 p.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An Approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: **PAN AMERICAN CONGRESS OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING**, 5, Buenos Aires, *Proceedings*, Buenos Aires, 1975.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. MB-3472/91: Estacas – Prova de carga estática. São Paulo, 1991, 4 p.

BANERJEE, P. K. **Analysis of axially and laterally loaded pile groups**. In: Developments in Soil Mechanics, Ed. C. R. Scott, Chapter 9, Applied Science Publishers, London, 1978.

BANERJEE, P. K.; DAVIES, T. G. The behaviour of axially and laterally loaded single piles embedded in non-homogeneous soils. **Géotechnique**, v. 28, n. 3, 1978, p. 309-26.

BARBER, E. S. Discussion to paper by S. M. Gleser, ASTM, STP 154, 1953, p. 96-99.

BRINCH HANSEN, J. The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces. The Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Bulletin, n. 12, 1961, p. 5-9.

BROMS, B. B. Lateral resistance of piles in cohesive soils. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, ASCE, v. 90, n° SM2, March, 1964a, p. 27-63.

BROMS, B. B. Lateral resistance of piles in cohesive soils. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, ASCE, v. 90, n° SM3, May, 1964b, p. 123-156.

BROMS, B. B. Design of lateral loaded piles. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, ASCE, v. 91, n° SM3, May, 1965, p. 79-99.

CASTRO, G. **Deformabilidade das fundações e sua consideração no cálculo das estruturas**. Memória 353, 2ª edição, LNEC, Lisboa, 1978.

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**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Geotecnia da EESC/USP de São Carlos, São Carlos, 1981, 150 p.

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO, NC-03, v. II, 1980.

DAVISSON, M. T. **Lateral load capacity of piles**. Highway Research Record, n° 333, Pile Foundations, National Research Council, Washington, D.C., 1970, p. 104-112.

DAVISSON, M. T.; ROBINSON, K. E. Bending and buckling of partially embedded piles. In: **INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING**, 6, Montreal, *Proceedings*, Montreal, v. 2, 1965, p. 243-246.

DE BEER, E. E.; WALLAYS, M. Piles subjected to static lateral load. In: **INTERNATIONAL CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND ENGINEERING FOUNDATION**, 9, Tokyo, *Proceedings*, Tokyo, v. 1/1, 1977, p. 1-14.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de cargas de estacas a partir de valores do SPT. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES**, 6, Rio de Janeiro, *Proceedings*, Rio de Janeiro, 1978, p. 15-53, Rio de Janeiro.

DOUGLAS, D. J.; DAVIS, E. H. The movement of buried footings due to moment of anchor plates, **Géotechnique**, v. 14, 1964, p. 115-32.

GLESER, S. M. **Lateral load tests on vertical fixed-head and free-head piles**. Special Technical Publication 154, American Society for Testing Materials, 1953, p. 75.

HETÉNYI, M. **Bems on elastic foundations**. In: Poulos & Davis (1980), *Pile Foundation Analysis and Design*, J. Wiley, New York, 1946.

KIMURA, M.; NAKABAYASHI, S.; ITO, K. Field test and analyses on ultimate behaviour of lateral loading bored piles, IN: **INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES**, 3, Ghent, Belgium, *Proceedings*, Ghent, 1993, p. 143-46.

KOCSIS, P. Discussion of lateral load tests on piles. Arkansas River Project, **Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division**, ASCE, v. 97, n° SM6, June, 1971, p. 932-935.

LENCI, C.; MAURICE, J.; MADIGNIER, F. Pieu vertical sollicité horizontalement, In: **ANNALES DES PONTS ET CHAUSSEES**, 6, Paris, *Proceedings*, Paris, 1968, p. 337-83.

MACCLELLAND, B; FOCHT, J. A. Soil modulus for laterally loaded piles. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 82, n. SM 4, 1956, p. 1081-1122.

MASSAD, F. Resultados de investigação laboratorial sobre a deformabilidade de alguns solos terciários da Cidade de São Paulo. In: **SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA**, Rio de Janeiro, ABMS, *Anais*, Rio de Janeiro, v. 1, 1981.

MASSAD, F.; NIYAMA, S.; ALLEONI, N. A. O. Análise de provas de carga horizontais em tubulões executados num solo laterítico. In: **SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA**, Rio de Janeiro, ABMS, *Anais*, Rio de Janeiro, v. 1, 1981, p. 668-682.

MATTEWSON, C. D. **The elastic behavior of a laterally loaded pile**. Ph. D. Thesis University of Canterbury, Christchurch, New Zeland, 1969.

MATLOCK, H.; REESE, L. C. Generalized solutions for laterally loaded piles. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division**, ASCE, v. 86, nº SM5, October, 1960, p. 63-91.

MATLOCK, H.; REESE, L. C. Foundation analysis of offshore pile supported structures. In: **INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING**, 5, Paris, *Proceedings*, Paris, v. 2, 1961, p. 91-97.

MENEZES, S. M. **Análise do comportamento de estacas pré-moldadas em solo de alta porosidade do interior do Estado de São Paulo**. Tese de Doutorado, EPUSP, São Paulo, 1997, 377p.

MICHE, R. J. Investigation of piles subject to horizontal forces. Application to Quay Walls. **Journal of the School of Engineering**, nº 4, Giza, Egípt, apud Velloso 1966, 1930.

MIGUEL, M. G. **Execução e análise de provas de carga horizontal em estacas em solo colapsível**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Geotecnia da EESC/USP de São Carlos, São Carlos, 1996, 168 p.

POULOS, H. G. **Behavior of laterally loaded piles: II - Pile Groups**, ASCE, v. 97, 1971, p. 733-751.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile foundation analysis and design**. John Wiley & Sons Inc., New York, 1980, 397p.

REESE, L. C. Laterally loaded piles: Program documentation. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v. 103, n. GT4, 1977, p. 287-305.

REESE, L. C.; COX, W. R. **Soil behavior from analysis of test of uninstrumented piles under lateral loading, performance of deep foundations**, ASTM, Special Technical Publication n. 444, American Society for Testing and materials, Philadelphia, Pa, 1967, p. 160-176.

REESE, L. C.; MATLOCK, H. Non-dimensional solutions for laterally loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth. In: **TEXAS CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING**, 8, Texas, Austin, *Proceedings*, Texas, 1956.

RÉMY, J. P.; MARIANO, J. S. V.; MARINHO, C. C.; CEREJEIRA, J. M. G. Determinação do módulo de reação horizontal a partir de provas de carga horizontal em tubulões de 1,80 m de diâmetro e sua aplicação no projeto dos piers do Porto de Sepetiba. **Revista Solos e Rochas**, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, v. 2, nº 1, Agosto, 1979, p. 5-21.

RICCI, F. **Análise de estacas carregadas transversalmente no topo, com ênfase na influência da variação da rigidez flexional**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Estruturas e Fundações da Escola Politécnica da USP de São Paulo, São Paulo, 1995, 274 p.

SEGANTINI, A. A. S. **Utilização de solo-cimento plástico em estacas escavadas com trado mecânico em Ilha Solteira – SP**. Tese de Doutorado, Departamento de Construções Rurais da Faculdade de Engenharia Agrícola – Unicamp, Campinas, 2000, 176 p.

SHERIF, G. **Tables for calculation, according to the modulus of subgrade reaction method with variable modulus of subgrade reaction**, Verlag Von Wilhelm Ernst und Sohn, Berlim, 1974.

SKEMPTON, A. W. The bearing capacity of clays. **BUILDING RESEARCH CONGRESS**, London, *Proceedings*, London, Division 1, Part III, 1951, p. 180-189.

SOUZA, A. **Utilização de fundações rasas no solo colapsível de Ilha Solteira (SP)**. Dissertação de Mestrado, EESC/USP, São Carlos, 1993, 126p.

SPILLERS, W. R.; STOLL, R. D. Lateral response of piles. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, v. 90, n^o SM6, 1964, p. 1-9.

TERZAGHI, K. Evaluation of coefficients of subgrade reaction, **Géotechnique**, London, v. 4, n^o 4, December, 1955, p. 297-326.

TOMLINSON, J. **Foundation designer construction**. Pitman, 1st ediction, London, 1986.

U.S. NAVY. **Design manual: Soil Mechanics, foudations and earth structures**. NAVDOCKS DM-7, Washington, D.C., 1962.

VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. IN: **CONFERENCE ON SOIL MECHANICS FOUNDATION ENGINEERING**, 3, Zurich, *Proceedings*, Zurich, v. 2, 1953, p. 84-90.

VELLOSO, D. A. **Fundações Profundas**. IME, Rio de Janeiro, 1973, 100 p.

VELLOSO, P. P. C. **Fundações – Aspectos Geotécnicos**. Publicações NA 01/82, PUC-RJ, 1987.

VÉSIC, A. B. Beams on elastic subgrade and the Winkler's hypothesis. In: **CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING**, 5, Paris, Proceedings, Paris, v. 1, 1961, p. 845-850.

WERNER, H. **Biogemont elastisch eigespannter phäle, beton und Stahlbetonbau**. Germany, nº 2, 1970, p. 39-43.

Bibliografia Consultada

CORREIA, A. G.; SANTOS, J. A. Influence of non-linear behavior of concrete in laterally loaded piles desing. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES**, 10, Foz do Iguaçu, *Anais*, ABMS, Foz do Iguaçu, v. 1, 1994, p. 231-238.

CINTRA, J. C. A.; LEVACHER, D.; GERNIER, J. Carregamento lateral em modelos de grupos de estacas em centrífugas. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES**, 9, Salvador, *Anais*, ABMS, Salvador, v. 2, 1990, p. 333-339.

CHEN, L.; POULOS, H. G. **Analysis of pile-soil interaction under lateral loading using infinite and finite elements**. Computers and Geotechnics -The University of Sydney, Austrália. Elsevier Science Publishers Ltd., England, v. 15, 1993, p. 189-220.

COUTINHO, A. G. S. Horizontal load tests up to failure on vertical concrete piles. In: **INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND ENGINEERING FOUNDATION**, 13, New Delhi, Índia, *Proceedings*, New Delhi, v. 2, 1994, p. 505-508.

DEGNY, E.; FRANK, R.; HADJADJI, T. Interpretation of tests on laterally loaded piles. In: **INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING**, 13, New Delhi, Índia, *Proceedings*, New Delhi, v. 2, 1994, p. 681-684.

POPOV, E. P. **Introdução à mecânica dos sólidos**. Ed. Edgard Blucher Ltda, 1978, São Paulo.

TIMOSCHENKO, S. **Theory of elastic stability**. Macgraw-Hill, New York, 1955.

Anexos

A.1. Campo Experimental da FEIS/Unesp

Dispõe-se de cinco sondagens SPT (S1, S2, S3, S4 e S5) e cinco ensaios CPT (D1, D2, D3, D4 e D5) do Campo Experimental da FEIS/Unesp, optando-se pelos mais próximos das estacas ensaiadas são: a) sondagens SPT-1 e SPT-5; e b) ensaios CPT-1 e CPT-5, cujos valores são mostrados, respectivamente, nas Tabelas A.1 e A.2.

Tabela A.1. Dados da sondagem SPT-1 e do ensaio CPT-1, realizados no Campo Experimental FEIS/Unesp (In: Menezes, 1997).

Prof. (m)	SPT-1	CPT-1	
	N	q_c (kN/m ²)	f_s (kN/m ²)
1	3	4700	35,2
2	2	1800	41,1
3	3	1900	40,6
4	3	2100	31,1
5	3	2900	28,7
6	4	2700	32,0
7	5	4500	38,2
8	6	3500	43,6
9	10	5000	74,8
10	11	7000	139,4
11	10	7700	140,8
12	9	8300	257,3
13	9	8000	395,8
14	4	7500	311,6
15	2	7800	227,7
16	3	8000	243,9

Prof.: profundidade; N: valor N do SPT; q_c : valor da resistência de ponta do CPT; e f_s : valor do atrito lateral unitário local do CPT.

Tabela A.2. Dados da sondagem SPT-5 e do ensaio CPT-5, realizados no Campo Experimental FEIS/Unesp (In: Menezes, 1997).

Prof. (m)	SPT-5	CPT-5	
	N	q_c (kN/m ²)	f_s (kN/m ²)
1	3	4200	39,8
2	2	1700	38,2
3	2	1900	50,5
4	3	1900	48,0
5	3	2100	76,0
6	4	1900	91,7
7	4	2500	131,9
8	5	3200	218,3
9	7	3800	187,1
10	8	5300	291,3
11	9	5700	473,1
12	10	5800	466,5
13	12	5700	479,4
14	3	6400	460,6
15	2	7100	480,4
16	2	7500	343,3

Prof.: profundidade; N: valor N do SPT; q_c : valor da resistência de ponta do CPT; e f_s : valor do atrito lateral unitário local do CPT.

A.2. Programa Computacional

```

READ (*,10) IDIAM, IS, NBARRAS, IDBARRAS, IFCK, IES
10 FORMAT (IDIAM, IS, NBARRAS, IDBARRAS, IFCK, IES) 5I2, I3
YT=IDIAM/2
EC=5940*SQRT(IFCK+3,5)
SOMADI=0
SOMAASIDI=0
SOMAASI=0
DO 20, I=1,NBARRAS,1
BETA(I)=(360/NBARRAS)*(I-1)
Y(I)=((IDIAM/2)-IS)*SEN BETA(I)
D(I)=((IDIAM/2)-Y(I))
AS(I)=(PI*(IDBARRAS)**2)/4
SOMADI=SOMADI+D(I)

```

```

SOMAASIDI=SOMAASIDI+(AS(I)*D(I))
SOMAASI=SOMAASI+AS(I)
CONTINUE 20
X=NBARRAS/2
Y=2*X
IF (NBARRAS-Y) 30,40,30
30 YMÉDIO=((PI*(IDIAM**3)/8)+(((IES/EC)-1)*SOMAASIDI))/((PI*(IDIAM**2)/4)+
*(IES/EC)-1)*N*SOMAASI))
GO TO 50
40 YMEDIO=IDIAM/2
50 SOMA1=0
DO 60 I=1,NBARRAS,1
BETA(I)=(360/NBARRAS)*(I-1)
Y(I)=((IDIAM/2)-IS)*SEN BETA(I)
D(I)=((IDIAM/2)-Y(I))
SOMA1(I)=SOMA1+(YMEDIO-Y(I)**2)
SOMA1=SOMA1(I)
CONTINUE 60
C=IS
SOMA2=0
DO 70 I=1,NBARRAS,1
SOMA2(I)=SOMA2+(AS(I)*(D(I)-C))
C1=S
IF (C1-C) 70,80,70
70 C=C-0.0001
CONTINUE 60
80 SOMA3=0
SOMA4=0
SOMA5=0
DO 90 I=1,NBARRAS,1
IF (D(I)-C) 100,110,110
100 SOMA3=SOMA3+(D(I)-C)
SOMA5=SOMA5+(D(I)-C)**2
CONTINUE 90
110 SOMA4=SOMA4+(D(I)-C)
SOMA5=SOMA5+(D(I)-C)**2
CONTINUE 90
AC=(PI*(D**2))/4
AS=(PI*(IDBARRAS**2))/4
AGT=AC+(((IES/EC)-1)*AS*NBARRAS)

```

```

      IF (IFCK-18) 120,120,130
120  FTK=IFCK/10
      GO TO 140
130  FTK=0.06*IFCK+0.7
140  DO 150 I=1,NBARRAS,1
      IGT=((PI*(D**4))/64)+((PI*(D**2))/4)*((YMEDIO-YT)**2)+(((IES/EC)-1)*(ASI*
      *(YMEDIO-Y(I)**2)))
      CONTINUE 150
      MCR=(IGT*FTK)/(D/2)
      IYY=((R**4)/4)*((PI/2)-((PI/180)*ARC SEN ((R-C)/R)))+(((4*R*C)-(2*C**2))/4)*
      *(C-R)*(SQTR (2*R*C)-(C**2)))
      AEF=((R**2)*((PI/2)-((PI/180))* ARC SEN ((R-C)/R))-((C-R)*(SQRT (2*R*C)-
      * (C**2))))
      ICR=IYY+(AEF*(C-R)**2)+(((IES/EC)-1)*SOMAASIDI)+((IES/EC)*SOMAASIDI)
      IE=IGT+AEF/M**3
      WRITE (*,160) IE
160  FORMAT (IE) A10
      END

```