



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
“Júlio de Mesquita Filho”

Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira-SP

Análise da influência de um reforço de solo-
cimento compactado na extremidade superior
estacas escavadas, sob carregamentos
horizontais

NETÚLIO ALARCÓN FIORATTI

Sob orientação de:
Prof. Dr. Antônio Anderson da Silva Segantini

Ilha Solteira-SP, 2008

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

“Análise da Influência de Um Reforço de Solo-cimento Compactado na Extremidade Superior de Estacas Escavadas, Sob Carregamentos Horizontais”

NETÚLIO ALARCÓN FIORATTI

Orientador: Prof. Dr. Antônio Anderson da Silva Segantini

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia - UNESP – Campus de Ilha Solteira, para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Conhecimento: Estruturas

Ilha Solteira – SP
Agosto/2008

FICHA CATALOGRÁFICA

Elaborada pela Seção Técnica de Aquisição e Tratamento da Informação
Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação da UNESP – Ilha Solteira.

- F517a Fioratti, Netúlio Alarcón.
Análise da influência de um reforço de solo-cimento compactado na extremidade superior de estacas escavadas, sob carregamentos horizontais / Netúlio Alarcón Fioratti. -- Ilha Solteira : [s.n.], 2008.
129 f. : il. color.
- Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira. Área de conhecimento: Estruturas, 2008
- Orientador: Antônio Anderson da Silva Segantini
Bibliografia: p. 122-129
1. Carregamento horizontal. 2. Estacas de concreto. 3. Solo-cimento.
4. Resíduo de concreto. 5. Fundações (Engenharia).

CERTIFICADO DE APROVAÇÃO

TÍTULO: Análise da influência de um reforço de solo-cimento compactado na extremidade superior de estacas escavadas, sob carregamentos horizontais

AUTOR: NETÚLIO ALARCÓN FIORATTI

ORIENTADOR: Prof. Dr. ANTONIO ANDERSON S SEGANTINI

Aprovado como parte das exigências para obtenção do Título de MESTRE em ENGENHARIA CIVIL pela Comissão Examinadora:

Prof. Dr. ANTONIO ANDERSON S SEGANTINI
Departamento de Engenharia Civil / Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira

Prof. Dr. ADRIANO SOUZA
Departamento de Engenharia Civil / Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira

Prof. Dr. MIRIAM GONÇALVES MIGUEL
Departamento de Geotecnia e Transporte/ Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo
- UNICAMP

Data da realização: 28 de agosto de 2008.


Presidente da Comissão Examinadora
Prof. Dr. ANTONIO ANDERSON S SEGANTINI

DEDICATÓRIA

Dedico e ofereço este trabalho...

...às pessoas humildes, simples de coração e apaixonadas pela vida em geral.
...àqueles que conseguiram (ou estão se esforçando para) entender seu papel humano no seu ambiente em geral.
...aos interiorizados, aos angustiados, aos pessimistas, enfim, àqueles que certamente, mais cedo ou mais tarde, por um custo moderado ou elevado, conseguirão evoluir espiritualmente de forma satisfatória.

...aos meus pais Netúlio Fioratti e Cecília Alarcón A. Fioratti.
...meus irmãos Adriano e Adriana.
...meus sobrinhos Gustavo, Vinícius e Rafael.
...à minha cunhada, em memória, Tânia Mara.
...ao grande amor que a vida me apresentou, Lidiane Lombardi.

AGRADECIMENTOS

Agradeço:

Esta entidade oculta universal, este grande arquiteto, este grande mestre comediante, esta grande força que pelo bem dentro do mal, pelo alinhado dentro do desarranjado, pela escrita reta apesar das linhas tortas, direciona os sucessos para um grande espetáculo de acaso muito bem planejado. A este que uns ousam chamar de Deus, outros Alá, alguns Jeová e que por hora me permito não tentar dar nome, meus sinceros agradecimentos.

Meu orientador, Prof. Antônio Anderson da Silva Segantini e ao Prof. Adriano Souza. Pelo inestimável auxílio.

Meus grandes conselheiros para assuntos pessoais e profissionais:

Professora Luzenira Alves Brasileiro	Professor Dib Gebara
Professor Jairo Salim Pinheiro Lima	Professor Jefferson Nascimento Oliveira
Professor Maurício Augusto Leite	Professor José Augusto de Lollo
Professor José Luiz Pinheiro Melges	Professor Renato Bertolino Júnior
Professor Marco Antônio de M. Alcântara	Professor Haroldo de Mayo Bernardes

Funcionários do DEC: José Carlos e Sandra, pelo apoio moral e de seus serviços.

Técnicos do Laboratório Didático de Engenharia Civil, em especial o Mário, o Gilson e o Ronaldo, pelo companheirismo, bom humor e pela boa vontade.

Funcionários do Laboratório CESP de Engenharia Civil. Pela amizade e ensinamentos.

A FERREIRA Engenharia e Construções LTDA, pelas amizades, oportunidades, concessões e compreensão.

A CAPES, pelo auxílio recebido em grande período durante esta empreitada.

Sem palavras para descrever ou agradecer. Meus grandes companheiros:

De morada: Danilo, Leonardo e Tito.

Desde sempre: Bruno, Gilther, Daniel Gustavo e Amanda.

De alma: Janaína, Danielle, Pedro, Marcelo, Priscila, Aline Carreno, Juliana Maria, Sueila, Aline Botini e Luis Filipe.

De mestrado: Leandro, Marcos Rebuá, Pámela, Liane, Camilo, Lidiane Marques, Angélica e Ana Fujii.

Da Biologia: Oduvaldo, Rívea e Luis Gustavo.

De apoio: Pollyana, Genifer e Juliana Passipieri.

A todos que de alguma forma contribuíram para esta realização. Não a realização de um sonho, pois infelizmente de sonhos todos nós acordamos, mas pela real, concreta e possível manifestação dele.

Nesta pesquisa foi executado um reforço (cilíndrico com 1 m de diâmetro e 1 m de profundidade) de solo-cimento (cujo solo foi corrigido granulometricamente com resíduo de concreto triturado) compactado ao redor do fuste de estacas de concreto escavadas com trado mecânico (com 32 cm de diâmetro e profundidade de 8,71 m) em solo arenoso do Campo Experimental da UNESP em Ilha Solteira-SP com o intuito de avaliar sua contribuição para neutralização das cargas horizontais. A mistura entre solo e resíduo na proporção de 1:1 em massa, estabilizada com 8% de cimento (em massa seca de mistura) foi testada e mostrou-se bastante adequada para a utilização neste propósito, pois, para ser estabilizada com cimento, a mistura necessitou de menor quantidade de cimento que o solo natural (2 pontos percentuais) e o solo-cimento daí resultante apresentou resistência aos 28 dias de 6,32 MPa. Após ensaio de carregamento horizontal nas estacas reforçadas e comparação com os resultados de ensaios nas mesmas estacas sem reforço obtidos de Del Pino Jr. (2003), observou-se que para uma mesma carga aplicada os deslocamentos sofreram grande redução, enquanto para atingir um mesmo deslocamento foi necessário elevado acréscimo de carga. O coeficiente de reação horizontal do solo (n_h) do conjunto estaca-solo em questão teve uma elevação da ordem de 200% do valor original. Também foram calculados os esforços (cortantes e fletores) e deslocamentos ao longo do fuste das estacas, que apresentaram sensível redução, para mesma carga aplicada, após reforço. Os resultados apontam o resíduo de concreto triturado como excelente material para correção granulométrica de solos utilizados para confecção de solo-cimento compactado e o solo-cimento compactado como um cilindro no entorno de estacas escavadas em solo arenoso sendo um reforço bastante eficiente para absorver esforços horizontais.

Palavras-chave: Estacas escavadas. Carregamento horizontal. Solo-cimento. Resíduo de concreto.

This research produced one improvement (cylindrical – 1 meter diameter and 1 meter deep) made of soil-cement (with soil was granulometrically corrected with concrete ground remains) compacted around the concrete bored piles head (32 cm diameter and 8,71 meters deep) on a sandy soil from the Trial Field of UNESP, Ilha Solteira – SP, in order to measure its contribution to neutralize the horizontal loading. The mix between soil and remains in proportions 1:1 in mass, stabilized with 8% of cement (dry mass of mix) was tested and proved to be very adequate for the research purpose, because the mix needed less quantity of cement than natural soil (2 percentage points) to be stabilized and the soil-cement resulting presented resistance in 28 days of 6,32 MPa. After the test of horizontal loading on the reinforced piles, compared with the results of tests with the same piles without improvement obtained from Del Pino Jr (2003), it was observed that for the same applied load the displacements had a great reduction, while for reaching the same displacement need high load increasing. The coefficient of the soil's horizontal reaction (n_h) from the set pile-soil concerned has its value increased to 200% from the original value. Also were measured the efforts and displacements along the stem piles, that had significant reduction after improvement. Results indicate ground concrete remains as an excellent material for granulometric correction of soil for confection of compacted soil-cement and the compacted soil-cement as a cylinder around the excavated piles head on sandy soil proved to be very efficient to absorb horizontal efforts.

Keywords: Bored piles. Horizontal loading. Soil-cement. Concrete remains.

Figura 2.1: Representação do modelo de Winkler para a viga e para a estaca (modificado de Cintra (1981)).	23
Figura 2.2: Comparação entre a situação da viga apoiada no solo e a estaca.	24
Figura 2.3: Transformação da pressão em carga linear (modificado de Alonso (1989)).	24
Figura 2.4: Variação de K com a profundidade para solos coesivos pré-adensados (a) e para siltes e argilas normalmente adensadas (b) (CINTRA, 1981).	26
Figura 2.5: Variação de K para argilas pré-adensadas proposta por Davisson (1970).	27
Figura 2.6: Diagramas propostos por Werner (1970) para variação de K com a profundidade.	28
Figura 2.7: Constante de reação horizontal do solo n_h (U.S. NAVY, 1962).	31
Figura 2.8: Curva $p-y$ típica e módulo calculado pela secante e pela tangente (CINTRA, 1981).	33
Figura 2.9: Superposição de efeitos utilizada por Matlock e Reese (1961).	38
Figura 2.10: Convenção de sinais para o método de Matlock e Reese (1961).	40
Figura 2.11: Deformações, esforços cortante e fletor e reação de um problema típico, conforme profundidade (CINTRA, 1981).	41
Figura 2.12: Situação proposta pelo método A para cálculo de deslocamento da estaca na superfície do terreno.	42
Figura 2.13: Proposta de Kocsis (1971) para decomposição do deslocamento medido no topo da estaca.	44
Figura 2.14: Possibilidade de reforços sugeridos por Broms (1972).	46
Figura 2.15: Diagrama carga x deslocamento (MENEZES <i>et al.</i> , 2004).	47
Figura 2.16: Croqui do posicionamento e dimensões do bloco de solo-cimento (MIRANDA Jr., 2006).	48
Figura 2.17: Processo de execução do bloco de solo-cimento compactado (MIRANDA Jr., 2006).	49
Figura 2.18: Curvas de carga versus deslocamento horizontal do obtidas por Ferreira <i>et al.</i> (2006).	50
Figura 2.19: de deslocamento horizontal do topo da estaca x carregamento horizontal (DEL PINO Jr., 2003).	51
Figura 2.20: Curvas de coeficiente de reação horizontal do solo x deslocamento horizontal na superfície do terreno (DEL PINO Jr., 2003).	52
Figura 2.21: Curvas de deslocamentos horizontais x profundidade (DEL PINO Jr., 2003).	52

Figura 2.22: Curvas de rotações x profundidade (DEL PINO Jr., 2003).	53
Figura 2.23: Curvas de momentos fletores x profundidade (DEL PINO Jr., 2003).	53
Figura 2.24: Curvas dos esforços cortantes x profundidade (DEL PINO Jr., 2003).	54
Figura 2.25: Curvas de reações do solo x profundidade (DEL PINO Jr., 2003).	54
Figura 4.1: Localização geográfica do município de Ilha Solteira-SP.	69
Figura 4.2: Disposição das estacas de teste e de reação utilizadas por Del Pino Jr. (2003), em destaque as utilizadas nesta pesquisa.	70
Figura 4.3: Disposição das estacas de teste, sondagens SPT, ensaios CPT, no Campo Experimental da UNESP em Ilha Solteira-SP (SEGANTINI, 2000).	71
Figura 4.4: Perfil do solo e resultados das sondagens SPT-1 e ensaios CPT-1 (DEL PINO Jr., 2003).	72
Figura 5.1: Curva granulométrica do solo em estudo.	76
Figura 5.2: Curva de compactação do solo em estudo.	77
Figura 5.3: Resíduo de concreto em fase de início de transporte (a) e triturador utilizado para beneficiamento do resíduo (b).	78
Figura 5.4: Aspecto visual do resíduo triturado e peneirado.	78
Figura 5.5: Curva granulométrica do resíduo em estudo.	79
Figura 5.6: Curva granulométrica da mistura entre solo e resíduo.	81
Figura 5.7: Curva de compactação da mistura entre solo e resíduo.	82
Figura 5.8: Curvas granulométricas dos 3 materiais em estudo.	83
Figura 5.9: Curva de compactação da mistura entre solo, resíduo e cimento.	85
Figura 5.10: Corpo-de-prova de solo-cimento sendo desmoldado.	86
Figura 5.11: Corpos-de-prova submetidos à cura em câmara úmida.	86
Figura 5.12: Corpos-de-prova em imersão (a) e prestes a ser carregado axialmente (b).	87
Figura 5.13: Evolução da resistência à compressão axial do solo-cimento.	88
Figura 6.1: Croqui da situação atual das estacas a serem ensaiadas, como ensaiadas por Del Pino Jr. (2003).	89
Figura 6.2: Posição do bloco e da aplicação da carga como realizado nesta pesquisa (a) e como realizado por Miranda Jr. (2006) (b).	90
Figura 6.3: Execução da escavação onde foi compactado o solo-cimento.	91
Figura 6.4: Escavação concluída.	92
Figura 6.5: Compactação de camada intermediária do bloco de solo-cimento.	92
Figura 6.6: Bloco completamente compactado.	93

Figura 6.7: Lâmina d'água na superfície do bloco de solo-cimento para garantir cura adequada.	93
Figura 6.8: Estacas teste quando ensaiadas por Del Pino Jr. (2003).	95
Figura 6.9: Esquemática do ensaio de carregamento horizontal.	96
Figura 6.10: Sistema de aplicação, aferição e transferência da carga aplicada nas estacas.	97
Figura 6.11: Indicador de carga.	97
Figura 6.12: Relógios comparadores.	97
Figura 6.13: Relógio comparador e placa de acrílico (sinalizada pela seta).	98
Figura 7.1: Curva $P_H \times y_0$ para as estacas ensaiadas.	99
Figura 7.2: Curvas $y_0 \times n_h \times$ para as estacas ensaiadas.	103
Figura 7.3: Deslocamento x profundidade para as estacas na condição reforçada ($P_H=128$ kN).	104
Figura 7.4: Rotação x profundidade para as estacas na condição reforçada ($P_H=128$ kN).	105
Figura 7.5: Momento fletor x profundidade para as estacas na condição reforçada ($P_H=128$ kN).	105
Figura 7.6: Esforço cortante x profundidade para as estacas na condição reforçada ($P_H=128$ kN).	106
Figura 7.7: Reação do solo x profundidade para as estacas na condição reforçada ($P_H=128$ kN).	106
Figura 7.8: Primeira trinca notada na interface do bloco com o solo natural (11° estágio de carregamento, carga de 44 kN, 34% da carga máxima aplicada, $y_t=2,89$ mm).	107
Figura 7.9: Abertura entre o bloco e o solo natural no 22° estágio de carregamento (carga de 88 kN, 69% da carga máxima aplicada, $y_t=10,80$ mm).	107
Figura 7.10: Abertura entre o bloco e o solo natural no 28° estágio de carregamento (carga de 112 kN, 89% da carga máxima aplicada, $y_t=25,30$ mm).	108
Figura 7.11: Abertura entre o bloco e o solo natural para o último estágio de carregamento (carga de 128 kN, $y_t=37,88$ mm).	108
Figura 7.12: Trinca percebida na parede do solo natural no 26° estágio de carregamento (carga de 104 kN, 81% da carga máxima aplicada, $y_t=19,46$ mm).	109
Figura 8.1: Gráfico de $P_H \times y_t$ para as estacas ensaiadas com ou sem reforço.	111
Figura 8.2: Representação dos trechos de atuação do reforço, do conjunto entre reforço e solo natural e somente do solo natural.	112
Figura 8.3: Curvas de $n_h \times y_0$ para as estacas ensaiadas com e sem reforço.	115
Figura 8.4: Deslocamento x profundidade para as estacas na condição reforçada e sem reforço ($P_H=42,5$ kN).	116

Figura 8.5: Rotação x profundidade para as estacas na condição reforçada e sem reforço ($P_H=42,5$ kN).	117
Figura 8.6: Momento fletor x profundidade para as estacas na condição reforçada e sem reforço ($P_H=42,5$ kN).	117
Figura 8.7: Esforço cortante x profundidade para as estacas na condição reforçada e sem reforço ($P_H=42,5$ kN).	118
Figura 8.8: Reação do solo x profundidade para as estacas na condição reforçada e sem reforço ($P_H=42,5$ kN).	118

Tabela 2.1: Valores dos coeficientes A propostos por Terzaghi (1955).	30
Tabela 2.2: valores típicos de n_h , segundo Davisson (1970).	30
Tabela 2.3: Recomendação de Terzaghi (1955) para valores de K_h .	31
Tabela 2.4: Classificação das estacas quanto à rigidez, segundo Davisson (1970).	36
Tabela 2.5: Coeficientes adimensionais de Matlock e Reese para estacas com $L/T = 5$ e $K = n_h \cdot z$.	40
Tabela 2.6: Valores do coeficiente de reação horizontal (n_h) calculados por Menezes <i>et al.</i> (2004).	47
Tabela 3.1: Critério de seleção de solo para uso em solo-cimento (SEGANTINI, 1994).	58
Tabela 3.2: Teor de cimento indicado para o ensaio de compactação (ABCP, 1986).	62
Tabela 3.3: Teor de cimento para solos arenosos (ABCP, 1986).	62
Tabela 3.4: Teor de cimento para solos siltosos e argilosos (ABCP, 1986).	63
Tabela 4.1: Limites de Atterberg e parâmetros de granulometria (MENEZES, 1997).	73
Tabela 4.2: Índices físicos (MENEZES, 1997).	73
Tabela 4.3: Parâmetros do ensaio de compactação (MENEZES, 1997).	73
Tabela 5.1: Distribuição granulométrica do solo em estudo.	76
Tabela 5.2: Porcentagem de ocorrência de cada fração do solo.	77
Tabela 5.3: Limites de Atterberg para o solo em estudo.	77
Tabela 5.4: Distribuição granulométrica do resíduo em estudo.	79
Tabela 5.5: Porcentagem de ocorrência de cada fração no resíduo.	80
Tabela 5.6: Distribuição granulométrica da mistura entre solo e resíduo.	81
Tabela 5.7: Porcentagem de ocorrência de cada fração na mistura entre solo e resíduo.	81
Tabela 5.8: Limites de Atterberg para a mistura entre solo e resíduo.	82
Tabela 5.9: Tensões de ruptura dos corpos-de-prova de solo-cimento.	88

Tabela 7.1: Deslocamentos para cada estágio de carregamento das estacas ensaiadas.	100
Tabela 7.2: Parâmetros do ensaio para cada estágio de carregamento da Estaca 1.	101
Tabela 7.3: Parâmetros do ensaio para cada estágio de carregamento da Estaca 2.	102
Tabela 8.1: Resultado da prova de carga para as estacas sem reforço (DEL PINO JR., 2003).	110
Tabela 8.2: Carga aplicada para atingir o mesmo deslocamento.	112
Tabela 8.3: Deslocamentos atingidos para mesma carga.	113
Tabela 8.4: Parâmetros do ensaio para a Estaca 1 (a) e para a Estaca 2 (b) sem reforço (DEL PINO JR., 2003).	113
Tabela 8.5: Variação dos parâmetros L_f e T do ensaio.	114
Tabela 8.6: n_h na condição reforçada e sem reforço para as estacas ensaiadas.	115
Tabela 8.7: Rotações máximas ao longo da profundidade em ambas as condições ($P_H=42,5\text{kN}$).	119
Tabela 8.8: Momento fletor máximo ao longo da profundidade em ambas as condições ($P_H=42,5\text{ kN}$).	119
Tabela 8.9: Esforço cortante máximo ao longo da profundidade em ambas as condições ($P_H=42,5\text{ kN}$).	119
Tabela 8.10: Rações do solo máximas ao longo da profundidade em ambas as condições ($P_H=42,5\text{ kN}$).	119

ABREVIATURA, NOTAÇÕES E SÍMBOLOS

a/c	Fator água/ cimento.
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland.
AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials.</i>
B	Diâmetro ou lado da estaca.
C	Coefficientes adimensionais de Matlock e Reese (1961).
CPT	<i>Cone Penetration Test</i> (ensaio de penetração de cone).
ctte	Constante
e	Distância entre o ponto de aplicação da carga e a superfície do terreno.
e	Índice de vazios.
Ea	Módulo de Elasticidade do aço.
Ec	Módulo de Elasticidade do concreto.
EI	Rigidez.
Es	Módulo de elasticidade do solo.
fck	Resistência à compressão característica do concreto.
FEAGRI	Faculdade de Engenharia Agrícola
FEB	Faculdade de Engenharia de Bauru
FEIS	Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira
GC	Grau de compactação.
$\gamma_{d,máx}$	Peso específico aparente seco máximo, do ensaio de compactação.
HRB	<i>Highway Research Board.</i>
Igt	Momento de inércia equivalente da seção da estaca (considerando o concreto e a armadura).
K	Módulo de reação horizontal do solo.
k_h	Coefficiente de reação horizontal do solo.
k_s	Coefficiente de reação vertical do solo.
L	Comprimento da estaca.
LCECC	Laboratório Central de Engenharia Civil da CESP.
Lf	Profundidade de engastamento da estaca.
LL	Limite de liquidez.
LP	Limite de plasticidade.
M	Momento fletor na estaca.
M_{max}	Momento fletor máximo.

M_0	Momento fletor na estaca aplicado no nível do terreno.
n	Porosidade.
n_h	Constante de reação horizontal do solo.
p	Reação do solo.
PCA	<i>Portland Cement Association.</i>
P_H	Força horizontal.
Q	Esforço cortante na estaca.
q_c	Resistência de ponta obtida no ensaio CPT.
q_u	Resistência à compressão simples do solo.
R	Rigidez relativa estaca-solo para argilas pré-adensadas.
RC	Resíduo de concreto.
RCD	Resíduo de construção e demolição.
ρ	Massa específica natural do solo.
$\rho_{d,máx}$	Massa específica aparente seca máxima, do ensaio de compactação.
ρ_s	Massa específica dos sólidos.
S	Rotação da estaca.
SCC	Solo-cimento compactado.
SCP	Solo-cimento plástico.
SPT	<i>Standard Penetration Test</i> (sondagem à percussão).
S_r	Grau de saturação.
T	Rigidez relativa estaca-solo para siltes, areias e argilas normalmente adensadas.
UNICAMP	Universidade de Campinas
UNESP	Universidade Estadual Paulista
w	Umidade natural do solo.
$w_{ót}$	Umidade ótima do ensaio de compactação.
y	Deslocamento horizontal.
y_M	Deslocamento horizontal causado pela aplicação do momento fletor no nível da superfície do terreno.
y_P	Deslocamento horizontal causado pela aplicação da força horizontal.
y_t	Deslocamento horizontal do topo da estaca.
y_0	Deslocamento horizontal da estaca no nível do terreno.
z	Profundidade.

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	Objetivo	19
1.1.1	<u>Objetivo geral</u>	19
1.1.2	<u>Objetivos específicos</u>	19
1.2	Apresentação	20
2	CARREGAMENTO HORIZONTAL EM ESTACAS	22
2.1	Teoria da reação horizontal do solo	22
2.1.1	<u>Variação de K com a profundidade</u>	25
2.1.2	<u>Determinação do módulo de reação horizontal do solo</u>	29
2.2	Tratamento teórico do problema da estaca carregada horizontalmente	32
2.2.1	<u>Rigidez relativa estaca-solo</u>	35
2.2.2	<u>Solução clássica da equação diferencial</u>	36
2.3	Método de Matlock e Reese (1961)	38
2.4	Determinação de n_h através de provas de carga	41
2.5	Reforço para absorver cargas horizontais em estacas	46
2.6	O trabalho de Del Pino Jr. (2003)	50
3	SOLO-CIMENTO COM RESÍDUO DE CONCRETO	56
3.1	Estabilização do solo com cimento	56
3.2	Granulometria e correção granulométrica	57
3.3	Histórico e usos do solo-cimento	58
3.4	Dosagem do solo-cimento	59
3.5	Resíduo de concreto triturado	63
3.5.1	<u>Reutilização de resíduos de construção e demolição</u>	63
3.5.2	<u>Redução do uso da areia natural</u>	65
3.5.3	<u>Utilização do RCD como agregado para concreto</u>	66
3.5.4	<u>Resíduo de concreto (RC)</u>	67
3.6	Correção granulométrica de solos com resíduos	68
4	LOCAL DE REALIZAÇÃO DA PESQUISA	69
4.1	Caracterização geológica	69

4.2	Caracterização geotécnica	70
5	SOLO-CIMENTO PARA EXECUÇÃO DO REFORÇO	75
5.1	Materiais	75
5.1.1	<u>Solo</u>	75
5.1.2	<u>Resíduo de concreto triturado</u>	78
5.1.3	<u>Mistura solo e resíduo</u>	80
5.1.4	<u>Demais materiais</u>	82
5.1.5	<u>Classificação e comparação do solo natural e da mistura</u>	83
5.2	Solo-cimento compactado	84
5.2.1	<u>Dosagem do solo-cimento</u>	84
5.2.2	<u>Compactação do solo com cimento</u>	85
5.2.3	<u>Resistência à compressão do solo-cimento</u>	86
6	REFORÇO, ESTACAS E MÉTODO DA PROVA DE CARGA	89
6.1	Reforço	89
6.1.1	<u>Características geométricas</u>	90
6.1.2	<u>Moldagem e cura do bloco de solo-cimento</u>	91
6.2	Estacas e provas de carga horizontal	94
6.2.1	<u>Estacas de teste</u>	94
6.2.2	<u>Método de prova de carga horizontal e equipamentos utilizados</u>	95
7	RESULTADOS	99
7.1	Provas de carga	99
7.2	Parâmetros do ensaio	101
7.2.1	<u>Curvas $n_h \times y_0$</u>	101
7.2.2	<u>Valor de n_h e K</u>	103
7.3	Comportamento estrutural das estacas	104
7.4	Apreciação visual das deformações	106
8	ANÁLISE COMPARATIVA E DISCUSSÃO	110
8.1	Provas de carga	110
8.2	Parâmetros do ensaio	113
8.2.1	<u>Curvas $n_h \times y_0$</u>	113
8.2.2	<u>Valor de n_h</u>	115

8.3	Comportamento estrutural das estacas	116
9	CONCLUSÕES	120
9.1	Uso do resíduo de concreto em solo-cimento	120
9.2	Contribuição do reforço	120
9.2.1	<u>Para diminuição dos deslocamentos</u>	120
9.2.2	<u>Para aumento do n_h</u>	120
9.2.3	<u>Para diminuição e redistribuição dos esforços</u>	120
9.3	Generalidades	121
	REFERÊNCIAS	122

1 INTRODUÇÃO

A evolução das técnicas construtivas na engenharia civil, bem como a ousadia intrínseca da arquitetura moderna, propiciou o aumento da magnitude das cargas nas edificações, que em muitos casos transferiram à engenharia de fundações a tarefa de solucionar os problemas de estacas ou tubulões solicitados por cargas verticais conjugadas com esforços transversais (horizontais, inclinados e momentos fletores), que podem ser aplicados no topo da estaca ou em profundidade (DEL PINO JR., 2003).

Casos de sistemas estruturais que submetem as estacas a esforços horizontais não faltam no meio técnico, como exemplo, pode-se citar as estacas-prancha, fundação de pontes, edifícios altos, estruturas *off-shore*, torres de transmissão de energia, muros de arrimo (CINTRA, 1981) ou até mesmo simples elementos estruturais inclinados por concepção arquitetônica.

Basicamente, a solução utilizada para a neutralização de cargas horizontais em fundações é o emprego das dispendiosas estacas inclinadas que, segundo Cintra (1981), em muitos casos não podem ser adotadas por motivos de ordem executiva.

1.1 Objetivo

1.1.1 Objetivo geral

O objetivo central desta pesquisa é estudar a contribuição que um reforço de solo-cimento (cilíndrico, com 1 m de diâmetro), compactado até 1 m de profundidade, oferece para a neutralização de esforços horizontais, quando executado na região do entorno do fuste de estacas escavadas com trado mecânico em solo arenoso com 10 m de comprimento, sendo 8,71 m embutidos no solo.

1.1.2 Objetivos específicos

- Estabelecer uma dosagem de solo-cimento estabilizado granulometricamente com resíduo de concreto triturado, verificando e divulgando o emprego da técnica da correção

granulométrica com resíduo de concreto de solos a serem estabilizados com cimento, por ser técnica e ecologicamente promissora.

- Determinar as curvas de carga *versus* deslocamento horizontal através de prova de carga horizontal nas estacas reforçadas, para posterior cálculo do parâmetro n_h do solo pelo método de Alizadeh e Davisson (1970) e esforços e deslocamentos ao longo da profundidade da estaca pelo método de Matlock e Reese (1961).

- Comparação dos resultados obtidos com os apresentados por Del Pino Jr. (2003) quando ensaiou as mesmas estacas sem o reforço, com o intuito de analisar o desempenho do reforço proposto quanto à contribuição para neutralização de cargas horizontais.

1.2 Apresentação

O Capítulo 2 traz uma revisão de literaturas sobre o problema da estaca carregada horizontalmente com enfoque para a teoria da reação horizontal do solo. São apresentados o tratamento teórico do problema, o método de cálculo de esforços e deformações de Matlock e Reese (1961) e determinação do coeficiente de reação do solo (n_h) através de provas de carga pelo método de Alizadeh e Davisson (1970). Por fim é feita uma revisão das literaturas existentes sobre reforços para neutralizar carregamentos horizontais (alternativos à execução de estacas inclinadas) e apresentados de forma resumida os resultados de Del Pino Jr. (2003), ponto inicial desta pesquisa, base para comparação.

No Capítulo 3 encontra-se uma revisão das literaturas que subsidiaram a pesquisa, iniciando por um levantamento sobre solo-cimento, incluindo um histórico do uso do solo como material de construção civil, estabilização físico-química de solos e método de dosagem de solo-cimento. Posteriormente é apresentada uma revisão sobre resíduo de construção e demolição, seu uso em substituição à areia natural e para a melhoria granulométrica de solos a serem estabilizados com cimento, pois desta forma foi realizado nesta pesquisa.

O Capítulo 4 é dedicado ao Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da UNESP em Ilha Solteira-SP, local onde foram realizadas as provas de carga horizontais desta pesquisa. É apresentada sua localização geográfica e breve caracterização geológico-geotécnica.

No Capítulo 5 é apresentado o material utilizado para a confecção do reforço de solo-cimento compactado: toda a caracterização física e ensaio de compactação do solo e da mistura entre solo e resíduo, e caracterização física do resíduo de concreto. É apresentada

ainda a dosagem para o solo-cimento e o resultado de seus ensaios de compactação e resistência à compressão.

O Capítulo 6 apresenta as características físicas e geométricas das estacas ensaiadas, o método de realização da prova de carga horizontal e o reforço propriamente dito, isto é, suas características geométricas e detalhes de sua execução.

No Capítulo 7 os resultados da prova de carga horizontal nas estacas reforçadas são apresentados. Separados em resultado da prova de carga, propriamente dito, resultado do cálculo dos parâmetros do ensaio e comportamento estrutural das estacas, isto é, esforços (cortante e fletor) e deformações ao longo do fuste das estacas. Ao final é apresentada uma apreciação visual das deformações ocorridas em alguns estágios de carregamento do ensaio.

No Capítulo 8 os resultados já apresentados são comparados com os obtidos por Del Pino Jr. (2003), que ensaiou as mesmas estacas sem o reforço, a fim de quantificar a influência do reforço sugerido nos resultados da prova de carga, nos parâmetros do ensaio e no comportamento estrutural das estacas.

As conclusões obtidas através das análises são, por fim, apresentadas no Capítulo 9.

2 CARREGAMENTO HORIZONTAL EM ESTACAS

O surgimento de carregamentos horizontais em estacas pode ter diversas origens, conforme sistema estrutural onde estas estarão inseridas. Alonso (1989), seguindo idéias lançadas por De Beer (1977), classifica as estacas carregadas horizontalmente, conforme origem do carregamento, em dois grupos: *ativas*, que sob a ação de cargas externas transmitem ao solo esforços horizontais, e as *passivas*, que ao contrário das primeiras, são aquelas em que os esforços horizontais ao longo do fuste são decorrentes do movimento do solo que as envolve. No primeiro caso, o carregamento é a causa dos deslocamentos, no segundo, os deslocamentos causam um carregamento ao longo do fuste das estacas.

Ricci (1995) comenta que no projeto de estacas carregadas transversalmente devem ser verificadas basicamente as condições de segurança adequada contra a ruptura tanto do solo que envolve a estaca quanto do material que a compõe e os deslocamentos e deformações angulares do topo da estaca aceitáveis para a estrutura.

2.1 Teoria da reação horizontal do solo

Importante observar que no projeto ou estudo de estacas carregadas horizontalmente é necessário obter, não só, mas principalmente, os deslocamentos e os diagramas de esforços (fletor e cortante) ao longo do comprimento da estaca, o que implica em resolver um problema tridimensional bastante complexo, motivo pelo qual os métodos de cálculo baseados em hipóteses simplificadoras, como os métodos utilizando a teoria de reação horizontal do solo, baseado no problema da viga sobre apoio elástico, surgiram e tiveram seu uso generalizado (CINTRA, 1981).

A solução do problema da viga sobre apoio elástico conta com o conceito de reação do solo introduzido por Winkler em 1867 e, a partir de 1920, tem sido usado para calcular tensões em estacas carregadas horizontalmente (CINTRA, 1981). No modelo de Winkler o comportamento do solo é simulado por um conjunto de molas independentes e igualmente espaçadas, como mostrado na Figura 2.1, considerando, portanto, que a reação do solo é proporcional ao deslocamento do ponto analisado.

Terzaghi (1943) denominou a relação entre a pressão num certo ponto da superfície de contato (entre o elemento de fundação e o solo) e o recalque produzido pela carga vertical

como *coeficiente de reação vertical do solo* k_s . Analogamente, no problema da estaca carregada horizontalmente, a relação entre a pressão horizontal e o respectivo deslocamento pode ser denominada *coeficiente de reação horizontal do solo* k_h . Uma comparação entre as duas situações o significado destes coeficientes pode ser visualizada na Figura 2.1.

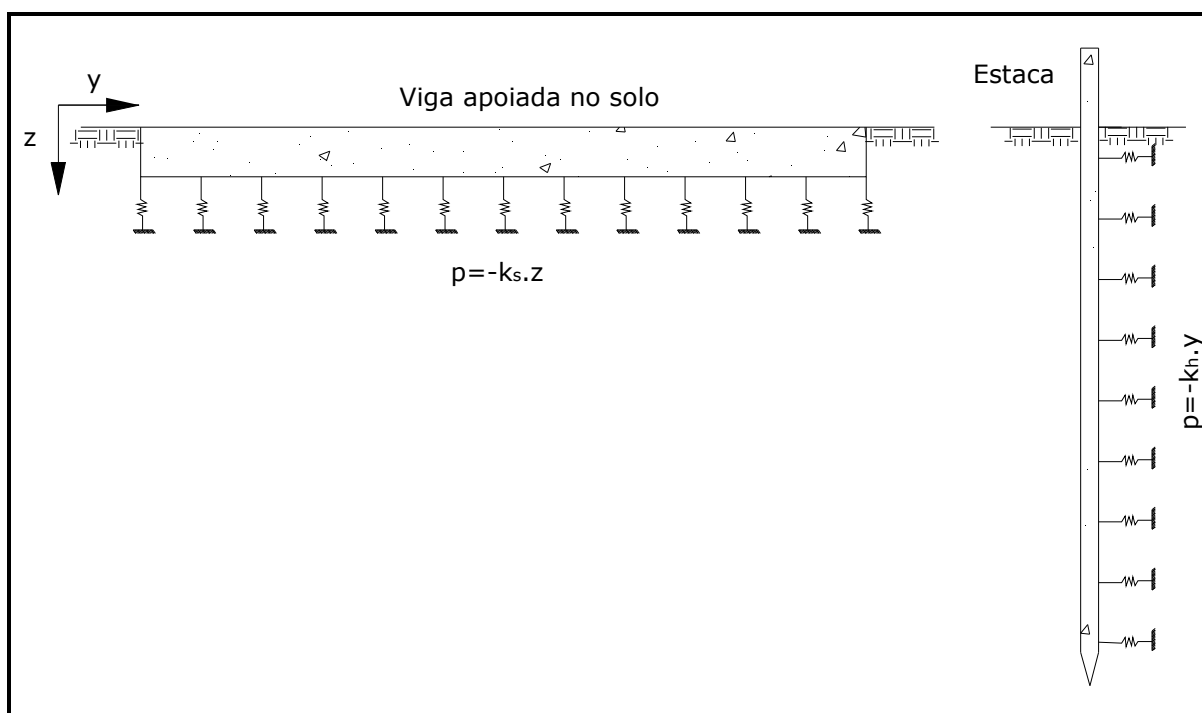


Figura 2.1: Representação do modelo de Winkler para a viga e para a estaca (modificado de Cintra (1981)).

O problema da estaca carregada horizontalmente é mais complexo que o da viga sobre apoio elástico. Enquanto no caso da viga pode-se considerar que ela se apóia à superfície de um maciço semi-indefinido (problema bi-dimensional), a estaca está enterrada nele (problema tri-dimensional), como ilustrado na Figura 2.2.

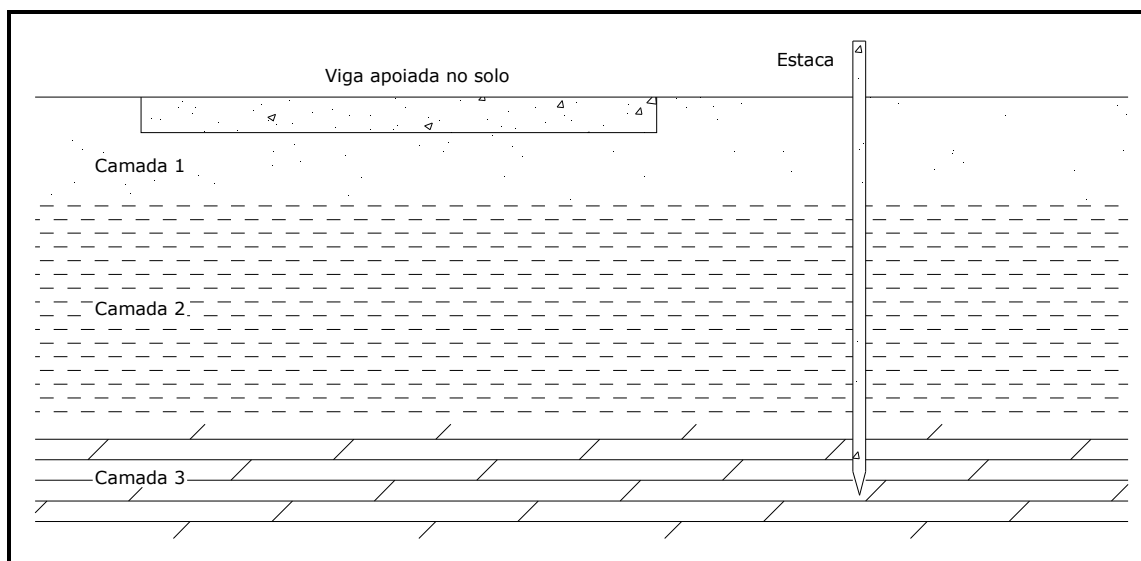


Figura 2.2: Comparação entre a situação da viga apoiada no solo e a estaca.

Em realidade, a conceituação apresentada perde parte de seu sentido quando aplicada, principalmente à medida que as dimensões transversais das estacas aumentam, como pode ser observado na Figura 2.3. Como a estaca é “rígida” no plano horizontal (comparada com o solo), a distribuição de pressão não é constante ao longo da face em contato com o solo e, portanto, o valor de k_h numa determinada profundidade também não (ALONSO, 1989); mesmo que se utilize um valor médio de pressão, o valor de k_h variaria com o diâmetro da estaca, diminuindo com o aumento deste (TERZAGHI, 1955).

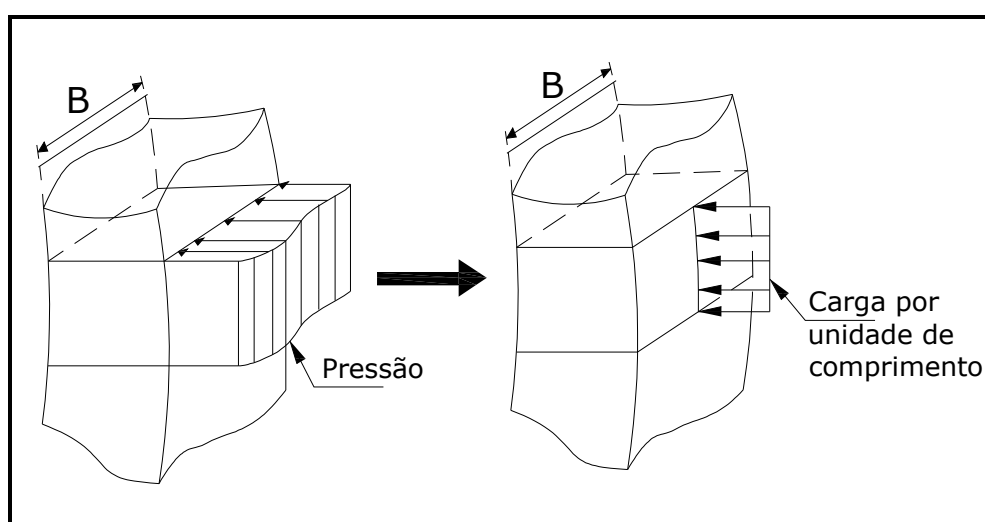


Figura 2.3: Transformação da pressão em carga linear (modificado de Alonso (1989)).

Em todos os trabalhos recentes, todavia neste não será diferente, também pelas razões apresentadas acima, prefere-se adotar uma notação mais moderna em que se define o *módulo de reação horizontal do solo* K como a relação entre a reação do solo p (em unidade de força

por comprimento da estaca) e o correspondente deslocamento y , de simples correlação com a notação anterior.

$$K = \frac{P}{y}, \quad [2.1]$$

$$K = k_h \cdot B \quad [2.2]$$

Onde:

B = diâmetro ou lado da estaca

Matlock e Reese (1960) desenvolveram estudos que permitiram levar em conta os casos de não-linearidade entre pressão e deslocamento. Em geral, valor de K e a sua variação com a profundidade dependem das características de deformação do solo. Assim, para uma argila pré-adensada, em que o módulo de elasticidade é praticamente independente da profundidade, pode-se admitir:

$$K = \frac{P}{y} = ctte \quad [2.3]$$

Já para uma areia pura, o módulo de elasticidade cresce de maneira aproximadamente linear com a profundidade e então se pode assumir que a reação p exigida para produzir um deslocamento y aumenta na proporção direta com a profundidade z , onde n_h é a *constante de reação horizontal do solo*, com unidades de $[FL^{-3}]$.

$$K = \frac{P}{y} = n_h \cdot z \quad [2.4]$$

2.1.1 Variação de K com a profundidade

O conhecimento da variação do valor de K ao longo da estaca é necessário na análise do comportamento desta quando do uso da teoria de reação horizontal do solo.

Diversos autores discutiram e analisaram as diversas possibilidades de variação, como Palmer e Thompson (1948), que apresentam a seguinte equação:

$$K = K_L \left(\frac{z}{L} \right)^n \quad [2.5]$$

Onde:

K_L = valor de K na ponta da estaca ($z = L$)

n = expoente empírico positivo

L = profundidade da estaca.

z = profundidade do ponto analisado.

As hipóteses mais comuns são que $n = 0$ para argilas pré-adensadas, ou que o módulo de reação é constante com a profundidade; e $n = 1$ para areias, ou que o módulo varia linearmente com a profundidade.

Davisson e Prakash (1963) sugerem que $n = 0,15$ é um valor mais realístico para argilas pré-adensadas, pois teria o efeito de incluir uma permissão para comportamento plástico na superfície.

Davisson e Gill (1963) comentam que a recomendação de Terzaghi de admitir K constante com a profundidade para solos coesivos pré-adensados é improvável, pois próximo a superfície, K deve assumir um valor reduzido, uma variação mais realista seria a mostrada na Figura 2.4(a). Já para areias, siltes e argilas normalmente adensados, K de fato varia de forma aproximadamente linear com a profundidade, mas apenas próximo a superfície, região que controla o comportamento da estaca; a provável variação real é mostrada na Figura 2.4(b).

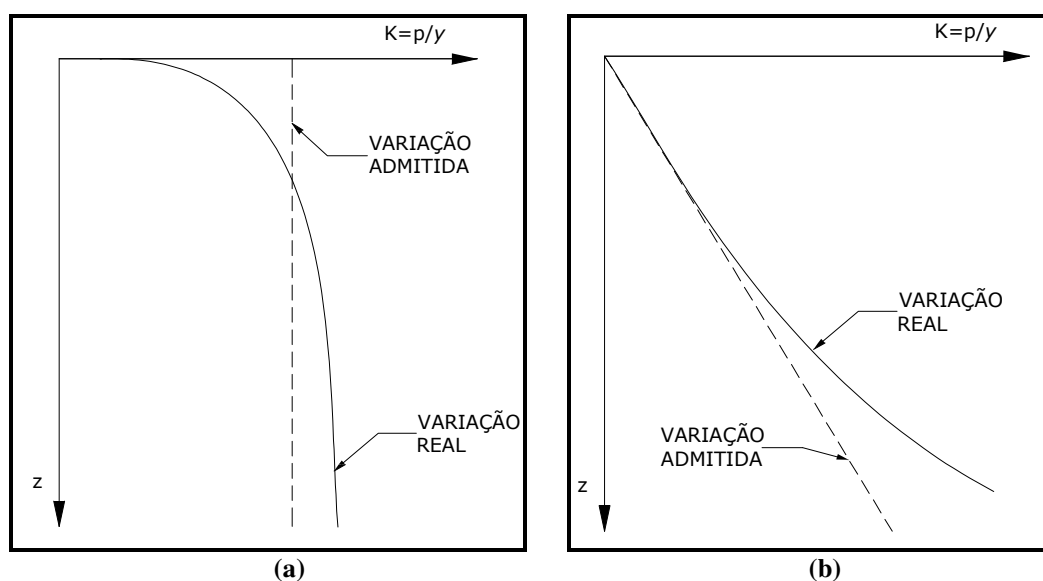


Figura 2.4: Variação de K com a profundidade para solos coesivos pré-adensados (a) e para siltes e argilas normalmente adensadas (b) (CINTRA, 1981).

Muitas formas de variação do módulo K com a profundidade são sugeridas na literatura. No trabalho de Sherif (1974), por exemplo, são apresentadas 13 variações de K com a profundidade, conforme característica do solo.

Davisson (1970) propõe uma variação de K em degrau para argila pré-adensada: da superfície até uma profundidade $0,4R$ a argila teria o módulo de reação reduzido à metade ($0,5K$) como mostra a Figura 2.5.

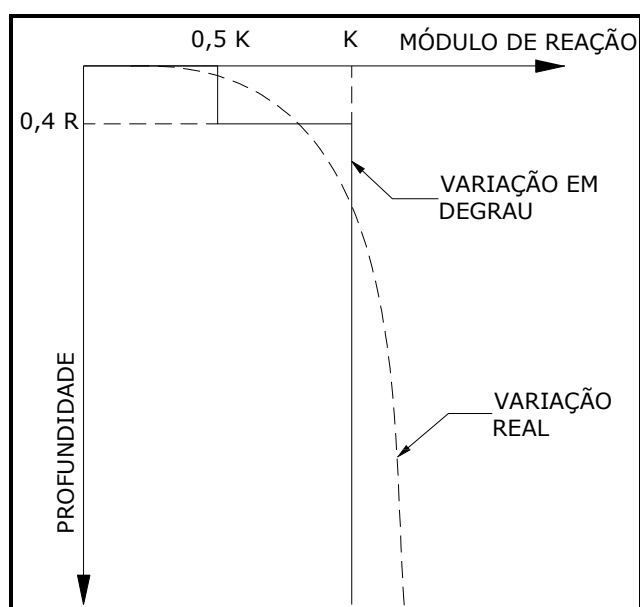


Figura 2.5: Variação de K para argilas pré-adensadas proposta por Davisson (1970).

Matlock e Reese (1960) analisaram duas formas gerais adequadas para expressar uma variação contínua com a profundidade, sendo que as formas simples ($K = \text{cte}$ e $K = n_h \cdot z$) são casos especiais de ambas as formas gerais; uma forma exponencial e forma polinomial:

$$K = k \cdot z^n, \text{ e} \quad [2.6]$$

$$K = k_0 + k_1 \cdot z + k_2 \cdot z^2 \quad [2.7]$$

Werner (1970) propõe a utilização de cinco diagramas distintos da variação de K com a profundidade, conforme Figura 2.6:

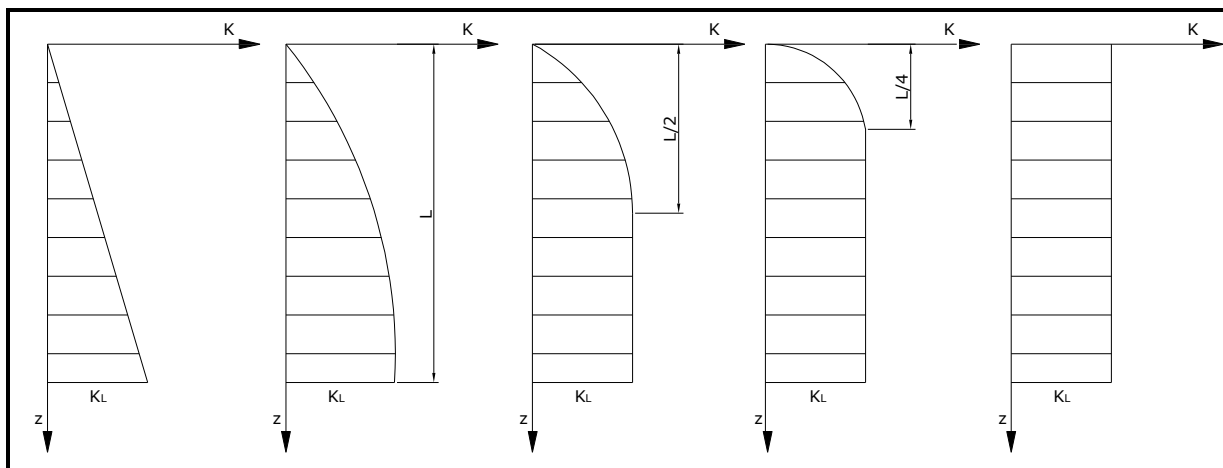


Figura 2.6: Diagramas propostos por Werner (1970) para variação de K com a profundidade.

- Variação linear, $K = k_L \cdot (z/L)$,
- Variação parabólica de $z = 0$ até L , $K = K_L \left[- (z/L)^2 + 2 \cdot (z/L) \right]$;
- Variação parabólica de $z = 0$ até $L/2$;
- Variação parabólica de $z = 0$ até $L/4$, e
- K constante com a profundidade $K=K_L$.

Atualmente os pesquisadores entram em consenso com as idéias de Terzaghi (1955) de que refinamentos e sofisticacões na função módulo de reação *versus* profundidade não são justificáveis porque os erros nos resultados dos cálculos são muito pequenos comparados com aqueles envolvidos na estimativa dos valores numéricos dos módulos de reação dos solos, além de resultados satisfatórios poderem ser obtidos para a maioria dos casos práticos com formas simples de variação do módulo de reação com a profundidade.

Além disso, a incerteza inerente à estimativa do comportamento do solo baseado em ensaios convencionais é geralmente compatível com os pequenos erros que podem ser introduzidos pelo uso de uma forma simples da função módulo de reação do solo *versus* profundidade, tal como $K = n_h \cdot z$.

Segundo Alonso (1989), os erros na avaliação dos valores de K e n_h têm pouca influência nos cálculos dos esforços e deslocamentos pelos métodos correntes, pois nestes métodos as determinações englobam uma raiz quarta (no caso de $K = \text{cte}$) ou uma raiz quinta ($K = n_h \cdot z$).

Outro consenso entre os pesquisadores reside na importância do valor do módulo próximo à superfície. Assim, Matlock e Reese (1960) concluem que, para areias os valores de K na região correspondente à profundidade relativa menor que a unidade ($z/T < 1$) dominam

claramente o comportamento da estaca. Davisson e Gill (1963) afirmam que para argilas, a camada de solo que vai da superfície até profundidades de $0,2R$ a $0,4R$ exerce uma grande influencia no comportamento da estaca, de modo que as investigações para determinar K devem ser feitas principalmente nesta região. Segundo Broms (1964a) os deslocamentos na superfície, para argilas pré-adensadas, dependem do valor do módulo de reação dentro de uma profundidade crítica de $2,8R$ e $1,4R$ para estacas engastadas e livres, respectivamente.

As definições de R e T são apresentadas no item “2.2.1 Rigidez relativa estaca-solo”.

2.1.2 Determinação do módulo de reação horizontal do solo

Cintra (1981) comenta que uma grande dificuldade para a aplicação prática da teoria da reação horizontal do solo é estimar apropriadamente o valor do módulo de reação. A natureza do solo é só um dos muitos fatores que influenciam o valor de K , portanto é praticamente impossível estimá-lo utilizando somente ensaios de laboratório ou modelos reduzidos.

A determinação do módulo de reação do solo é geralmente feita através de prova de carga horizontal em uma estaca, prova de carga em placa ou correlações empíricas com outros parâmetros do solo.

O uso de provas de carga em placa foi discutido por Terzaghi (1955) e Broms (1964a) onde fica claro que o principal problema com este método é a extrapolação de resultados de uma placa para uma estaca.

O ideal para provas de cargas em estacas seria o emprego da instrumentação de modo que as reações e os deslocamentos ao longo da estaca possam ser medidos diretamente. Por requerer tempo e prática, além de alto custo, a instrumentação de estacas não é muito utilizada (POULOS; DAVIS, 1980).

Tornou-se de uso generalizado a opção de realização de provas de carga horizontal medindo apenas os deslocamentos na cabeça da estaca, então é assumida uma distribuição apropriada para K com a profundidade e este é calculado.

As correlações empíricas com outros parâmetros do solo encontradas em literatura em geral são as seguintes:

- *Para areias:*

Admitindo-se então $K = n_{h,z}$, Terzaghi (1955) propõe a seguinte expressão para a constante de reação horizontal do solo:

$$n_h = \frac{A \cdot \gamma}{1,35} \quad [2.8]$$

Onde:

A = coeficiente que depende da compactidade relativa da areia

γ = peso específico do solo em questão.

Na Tabela 2.1, são mostrados os valores típicos de A e n_h propostos por Terzaghi, distinguindo-se os casos de areia seca (ou úmida) e areia submersa.

Tabela 2.1: Valores dos coeficientes A propostos por Terzaghi (1955).

Compacidade da areia	Varição dos valores de A	Valores adotados de A	n_h (MN/m³)	
			Areia seca (ou úmida)	Areia submersa
Fofa	100-300	200	2,5	1,5
Mediamente compacta	300-1000	600	7,0	4,5
Compacta	1000-2000	1500	18,0	11,0

Davisson (1970) apresenta uma tabela (Tabela 2.2) com valores típicos de n_h para areias (aproximadamente proporcional à compactidade relativa), para siltes orgânicos normalmente adensados e para turfas.

Tabela 2.2: valores típicos de n_h , segundo Davisson (1970).

Tipo de solo	n_h (MN/m³)
Areia	2,8 - 28,0
Silte	0,1 - 0,8
Turfa	0,06

A Figura 2.7 apresenta um gráfico proposto por U. S. Navy (1962) de onde se pode obter o valor de n_h para areias ou argilas moles em função da densidade relativa da areia ou da resistência à compressão simples da argila.

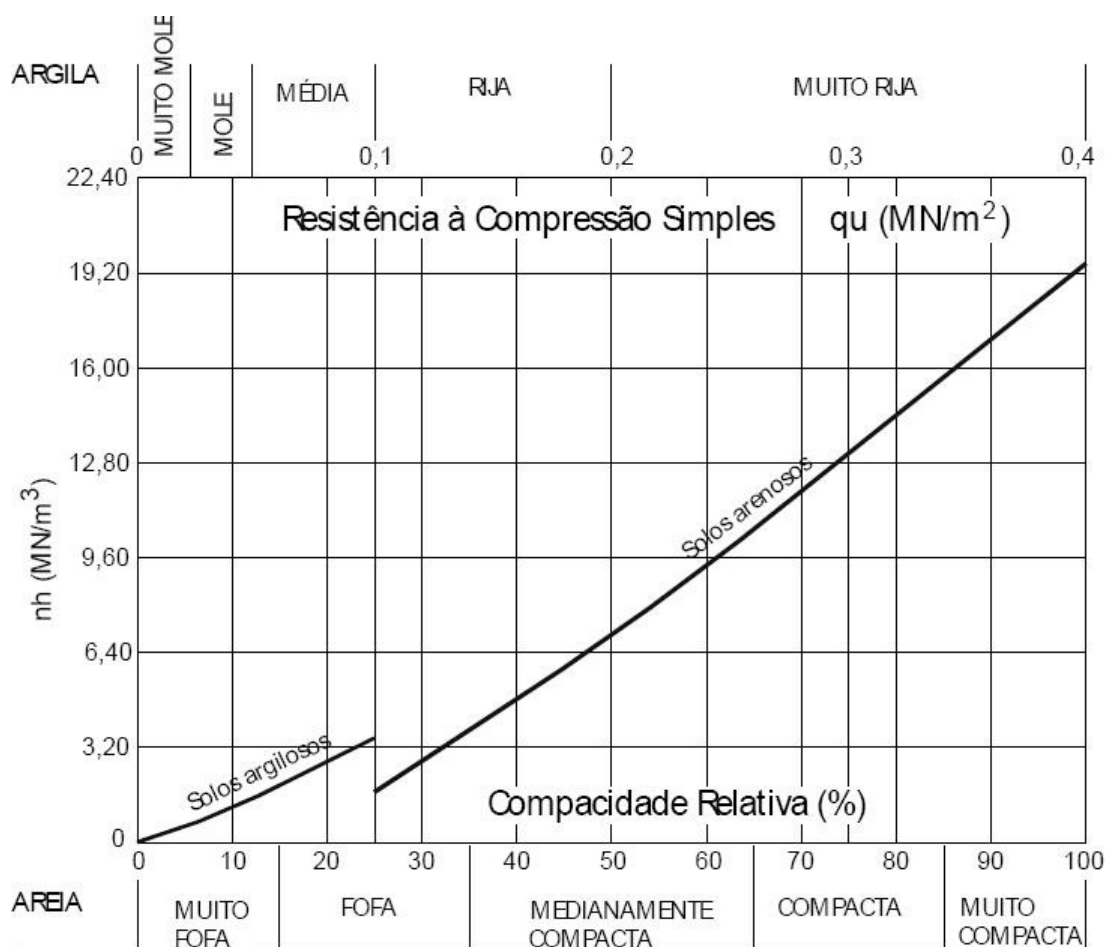


Figura 2.7: Constante de reação horizontal do solo n_h (U.S. NAVY, 1962).

- Para argilas pré-adensadas:

Segundo Terzaghi (1955), podem ser considerados idênticos os valores de coeficiente de recalque horizontal e vertical, para argilas rijas, recomendando a aplicação da seguinte expressão para o cálculo de K_h , relacionados na Tabela 2.3:

$$K_h = \frac{1}{1,5 \cdot D} \cdot \bar{K}_{s1} \quad [2.9]$$

Onde:

\bar{K}_{s1} = coeficiente de reação vertical para placa quadrada de 0,305m de lado (1 ft).

D = lado ou diâmetro da estaca (em ft).

Tabela 2.3: Recomendação de Terzaghi (1955) para valores de K_h .

Consistência da argila	q_u (MN/m ²)	Varição de \bar{K}_{s1} (MN/m ²)	Valores propostos de \bar{K}_{s1} (MN/m ²)	K (MN/m ²)
Rija	0,10 - 0,20	16,0 - 32,0	24,0	5,0
Muito rija	0,20 - 0,40	32,0 - 64,0	48,0	10,0
Dura	> 0,40	> 64,0	96,0	20,0

Cintra e Albiero (1982) também afirmam que para argilas pré-adensadas, o coeficiente de recalque e o módulo de reação do solo são diretamente proporcionais à resistência do solo à compressão simples. Outros autores, como Folque (1978) e Davisson (1970), propõem valores de K em função da coesão não drenada, ou módulo de deformabilidade da argila.

Castro (1978), para estacas de concreto armado, sugere um intervalo para os valores de K em função do módulo de elasticidade do solo E_s [FL^{-2}], entre 40 e 60% deste valor ($0,4.E_s < K < 0,6.E_s$).

2.2 Tratamento teórico do problema da estaca carregada horizontalmente

Para o desenvolvimento da equação diferencial do problema da estaca carregada horizontalmente, a teoria da reação horizontal do solo admite que o comportamento da mesma seja semelhante ao de uma viga sobre apoio elástico.

Fazendo coincidir o eixo da viga com o eixo das cotas (z), chamando os deslocamentos horizontais de y , e se EI é a rigidez da viga, as equações clássicas da Resistência dos Materiais dizem que a rotação de uma seção qualquer, o momento fletor, o esforço cortante e a reação do solo sobre a viga (por unidade de comprimento) serão respectivamente:

$$S = \frac{dy}{dz}, \quad [2.10]$$

$$M = \frac{d^2y}{dz^2} EI, \quad [2.11]$$

$$Q = \frac{d^3y}{dz^3} EI \text{ e} \quad [2.12]$$

$$p = \frac{d^4y}{dz^4} EI. \quad [2.13]$$

Estabelecendo uma função adequada para a reação do solo p , pode-se então integrar sucessivas vezes, obtendo em qualquer seção o esforço cortante, o momento fletor, a rotação e o deslocamento horizontal.

Cintra (1981) comenta que a reação do solo p pode ser função de diversas variáveis, como as propriedades da estaca, as relações tensão-deformação do solo, a profundidade do ponto considerado, o nível de deslocamento da estaca, a velocidade de carregamento, o número de ciclos de carregamento, etc. De fato seria difícil uma função que contemplasse todas estas variáveis, mesmo que seja utilizada, complicaria muito a resolução da equação diferencial do problema.

A reação do solo não é uma função linear do deslocamento da estaca. Para reações do solo inferiores a um terço ou metade da capacidade de carga lateral, a relação $p-y$ pode ser expressa adequadamente pelo módulo tangente, enquanto que, para reações maiores o módulo secante é mais apropriado; isto é, considera-se o módulo de reação do solo como sendo a inclinação de uma reta secante traçada pela origem e por algum ponto da curva $p-y$, ou de uma tangente, de acordo com o exposto acima (CINTRA, 1981).

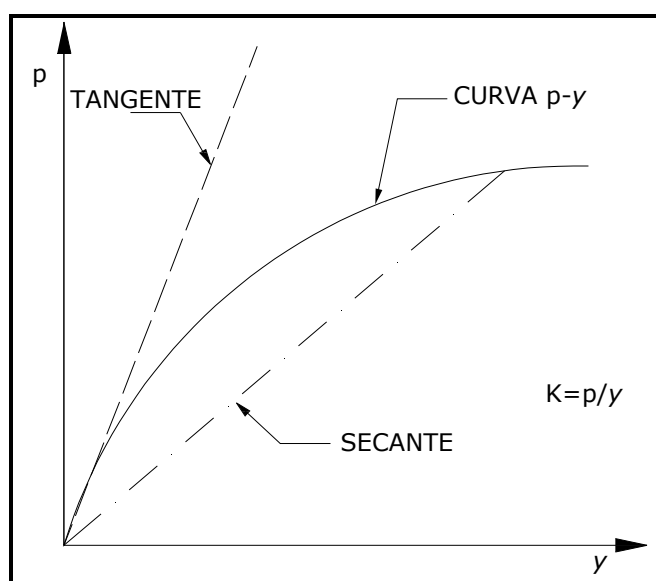


Figura 2.8: Curva $p-y$ típica e módulo calculado pela secante e pela tangente (CINTRA, 1981).

O recurso geralmente utilizado é a hipótese simplificadora de Winkler, como explanada anteriormente no item 2.1: a reação do solo p é proporcional ao deslocamento y . De onde se pode observar também a relação mostrada anteriormente na Equação 2.1, $p = -K \cdot y$. Aqui surge o sinal negativo, pois a reação do solo, em realidade, tem sentido oposto ao deslocamento da estaca, o que torna a Equação 2.14 (que é a Equação 2.1 inserida na Equação 2.13), a equação diferencial do problema de uma estaca carregada lateralmente.

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + K \cdot y = 0 \quad [2.14]$$

O módulo de reação horizontal do solo pode variar de uma maneira arbitrária com a profundidade e com o deslocamento, contudo, geralmente, se considera K como uma função apenas da profundidade.

As soluções para a equação diferencial acima podem ser obtidas analíticas ou numericamente, sendo que as soluções analíticas são disponíveis apenas na forma conveniente de K constante ao longo da estaca. Admitindo o caso de K constante com a profundidade e se a estaca for considerada de comprimento infinito a equação diferencial pode ser resolvida mais facilmente obtendo a Equação 2.15:

$$y = e^{\lambda z} \cdot (A \cdot \sin \lambda z + B \cdot \cos \lambda z) + e^{-\lambda z} (C \cdot \sin \lambda z + D \cdot \cos \lambda z) \quad [2.15]$$

Onde:

$$\lambda = \sqrt{\frac{K}{4EI}} = \text{constante com unidade [L}^{-1}\text{]}$$

e = base dos logaritmos neperianos

A, B, C e D = constantes de integração

Examinando-se as funções $e^{\lambda z}$, $\sin \lambda z$ e $\cos \lambda z$ pode-se notar que para grandes valores de z , y assume um valor finito apenas se A e B forem praticamente nulos. Com a introdução das condições de contorno na cabeça da estaca determinam-se as constantes C e D .

Por exemplo, para o caso de uma estaca cuja cabeça seja livre submetida a uma força P_H normal ao eixo, na superfície do terreno, tem-se:

$$z = 0 \text{ e } M = 0 \quad \rightarrow \frac{d^2 y}{dz^2} \cdot EI = 0 \quad \rightarrow C = 0$$

$$z = 0 \text{ e } Q = P_H \quad \rightarrow \frac{d^3 y}{dz^3} \cdot EI = P_H \quad \rightarrow D = \frac{P_H}{2EI \cdot \lambda^3}$$

Portanto chega-se à equação do deslocamento:

$$y = \frac{P_H}{2EI \cdot \lambda^3} \cdot e^{-\lambda z} (\cos \lambda z) \quad [2.16]$$

De onde se podem deduzir por diferenciação, as equações que fornecem a rotação, o momento fletor, o esforço cortante e a reação do solo em função da profundidade z :

$$S = \frac{-P_H}{2EI \cdot \lambda^2} \cdot e^{-\lambda z} (\sin \lambda z + \cos \lambda z) \quad [2.17]$$

$$M = \frac{P_H}{\lambda} \cdot e^{-\lambda z} (\sin \lambda z) \quad [2.18]$$

$$Q = P_H \cdot e^{-\lambda z} (\cos \lambda z - \sin \lambda z) \quad [2.19]$$

$$p = -2\lambda P_H e^{-\lambda z} (\cos \lambda z) \quad [2.20]$$

2.2.1 Rigidez relativa estaca-solo

Na resolução da equação diferencial utilizou-se uma constante λ que envolve parâmetros característicos da estaca e do solo e que, portanto, expressa uma relação entre a rigidez do solo e a rigidez à flexão da estaca. Pode-se então definir um fator de rigidez relativa estaca-solo, definição esta que depende da forma da variação do módulo de reação com a profundidade.

Para o caso genérico de uma variação exponencial do módulo de reação com a profundidade ($K = k \cdot z^n$) é conveniente definir o *fator de rigidez relativa estaca-solo* como:

$$R_{ou}T = \sqrt[n+4]{\frac{EI}{k}} \quad [2.21]$$

De onde se podem obter, para dois casos particulares, as respectivas expressões para o fator de rigidez relativa:

$$R = \sqrt[4]{\frac{EI}{K}} \quad [2.22]$$

Para K constante com a profundidade ($n = 0$) e

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} \quad [2.23]$$

Para K linearmente variável com a profundidade ($n = 1$).

O comprimento da estaca influencia bastante na análise da rigidez do conjunto estaca-solo, em geral os autores classificam as estacas carregadas horizontalmente em flexíveis ou rígidas em função do comprimento adimensional (L/R ou L/T). Davisson (1970) sugere a seguinte classificação, apresentada na Tabela 2.4, abaixo.

Tabela 2.4: Classificação das estacas quanto a rigidez, segundo Davisson (1970).

<i>Estaca flexível</i>	$L/R > 4$	(ou $L/T > 4$)
<i>Estaca intermediária</i>	$L/R = 2 - 4$	(ou $L/T = 2 - 4$)
<i>Estaca rígida</i>	$L/R < 4$	(ou $L/T < 4$)

Esta classificação é importante, pois, claro está, o comportamento é influenciado pela rigidez da estaca em consideração. Assim, uma estaca rígida tem os deslocamentos devidos essencialmente a uma rotação de corpo rígido, enquanto em uma estaca flexível os deslocamentos são devidos à flexão.

Segundo Cintra (1981), consideram-se as estacas flexíveis como sendo infinitamente longas, pois as soluções para $L/T = 4$ são as mesmas que para $L/T = 5, 10$ e infinito, o que simplifica o problema, pois apenas um conjunto de soluções ($L/T = 4$, por exemplo) é aplicável a quase todos os casos.

2.2.2 Solução clássica da equação diferencial

São apresentadas duas soluções clássicas da equação diferencial do problema da estaca carregada horizontalmente baseadas na adoção de formas simples da variação do módulo de reação horizontal com a profundidade. Na primeira solução atribui-se ao solo um módulo de reação constante (solução de Hetényi) e, na segunda, o módulo de reação é suposto variar linearmente com a profundidade (solução de Miche).

- *Solução com K constante:*

Segundo Davisson (1963), desde cerca de 1920, vários pesquisadores apresentaram soluções para a equação diferencial com a hipótese de K constante com a profundidade. Mas a solução considerada clássica é a obtida por Hetényi (1946) para o caso de estacas infinitas ($L/R > 5,6$).

Deslocamento horizontal da cabeça da estaca ao nível do terreno:

$$y_0 = \frac{2P_H}{K(1,414 \cdot R)} + \frac{2M_0}{K(1,414 \cdot R)^2} \quad [2.24]$$

Momento fletor máximo à uma profundidade $z = 0,70 \cdot (1,414 \cdot R)$:

$$M_{\max} = 0,32 \cdot P_H \cdot (1,414 \cdot R) + 0,70 \cdot M_0 \quad [2.25]$$

- Solução com K variável:

A equação diferencial também pode ser resolvida para o caso de K ser variável com a profundidade, como no caso de $K = n_h \cdot z$, onde a reação do solo pode ser descrita como $p = n_h \cdot z \cdot y$, e então a equação diferencial do problema fica:

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + n_h \cdot z \cdot y = 0 \quad [2.26]$$

Essa equação foi integrada, provavelmente, pela primeira vez por Miche (1930), considerando a estaca de comprimento infinito solicitada por uma força horizontal P_H aplicada na superfície do terreno.

Deslocamento horizontal da cabeça da estaca ao nível do terreno:

$$y_0 = 2,40 \frac{P_H T^3}{EI} \quad [2.27]$$

Momento fletor máximo à uma profundidade $z = 1,32 \cdot T$:

$$M_{\max} = 0,79 P_H T \quad [2.28]$$

A uma profundidade 3 vezes maior ($z = 4 \cdot T$), os valores de momento fletor e do esforço cortante são muito pequenos e podem ser desprezados. Assim, uma estaca com comprimento igual ou maior do que $4 \cdot T$, pode ser calculada como se fosse de comprimento infinito, o que acontece usualmente. Por outro lado, se o comprimento da estaca for menor

que $1,5.T$, a estaca deverá ser calculada como rígida, segundo Miche (1930), que obteve para este caso:

$$M_{\max} = 0,25P_H T \quad [2.29]$$

Para comprimentos intermediários Miche (1930) sugere uma interpolação.

2.3 Método de Matlock e Reese (1961)

Matlock e Reese (1961) apresentam um método de cálculo de uma estaca solicitada na superfície do terreno por uma força horizontal P_H e por um momento M_0 , no caso do módulo de reação horizontal do solo variar linearmente com a profundidade ($K = n_h \cdot z$) e da estaca ter grande comprimento ($L/T > 4$). Os referidos autores também elaboraram métodos para outros casos de L/T e outras variações de K com a profundidade, não explanados aqui, porém podem ser facilmente encontrados em Ricci (1995) e Del Pino Jr. (2003), bem como maiores detalhes deste método e da obtenção dos coeficientes adimensionais para qualquer caso.

Os efeitos da carga e do momento aplicados são considerados separadamente e, posteriormente, superpostos, como mostra a Figura 2.9. Assim, se y_P representa o deslocamento horizontal devido à aplicação da carga horizontal P_H e se y_M é o deslocamento causado pelo momento M_0 , o deslocamento total será:

$$y = y_P + y_M \quad [2.30]$$

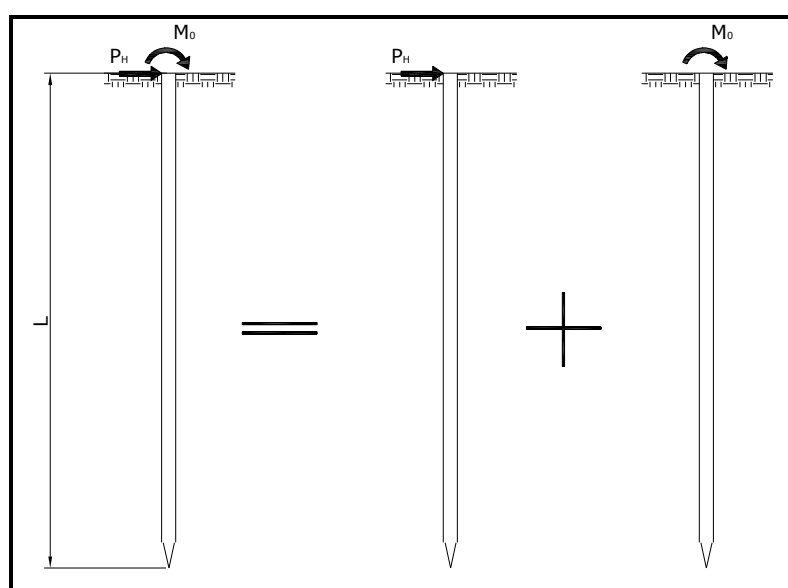


Figura 2.9: Superposição de efeitos utilizada por Matlock e Reese (1961)

Utilizando os princípios da análise dimensional, Matlock e Reese (1961) obtiveram a solução para o deslocamento da estaca em uma profundidade z :

$$y = \frac{P_H T^3}{EI} C_P^y + \frac{M_0 T^2}{EI} C_M^y \quad [2.31]$$

Onde C_P^y e C_M^y são coeficientes adimensionais para os deslocamentos devidos à aplicação da carga horizontal e do momento, respectivamente.

De modo análogo as outras soluções podem ser expressas pelas equações:

$$\text{Rotação da estaca: } S = S_P + S_M = \frac{P_H T^2}{EI} C_P^S + \frac{M_0 T}{EI} C_M^S \quad [2.32]$$

$$\text{Momento fletor: } M = M_P + M_M = P_H T C_P^M + M_0 C_M^M \quad [2.33]$$

$$\text{Esforço cortante: } Q = Q_P + Q_M = P_H C_P^Q + M_0 C_M^Q \quad [2.34]$$

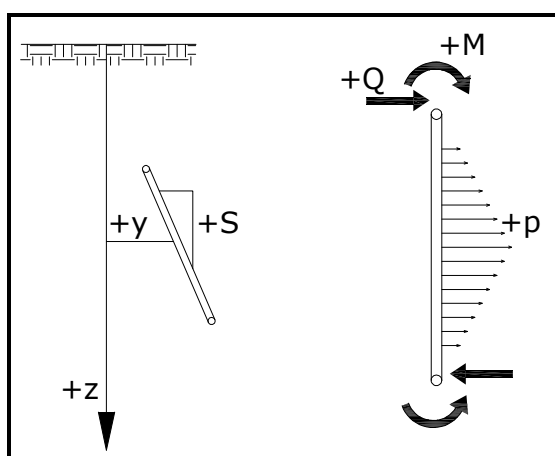
$$\text{Reação do solo: } p = p_P + p_M = \frac{P_H}{T} C_P^p + \frac{M_0}{T^2} C_M^p \quad [2.35]$$

Nestas expressões, os coeficientes adimensionais C passam a ser funções apenas da profundidade relativa $Z = z/T$. Para o caso de estacas longas ($L/T = 5$) e com a consideração de $K = n_h \cdot z$ os autores obtiveram os valores de C da Tabela 2.5.

Tabela 2.5: Coeficientes adimensionais de Matlock e Reese para estacas com $L/T = 5$ e $K = n_h \cdot z$.

$Z = \frac{z}{T}$	C_P^y	C_P^S	C_P^M	C_P^Q	C_P^P	C_M^y	C_M^S	C_M^M	C_M^Q	C_M^P
0,0	2,435	-1,623	0,000	1,000	0,000	1,623	-1,750	1,000	0,000	0,000
0,1	2,273	-1,618	0,100	0,989	-0,227	1,453	-1,650	1,000	-0,007	-0,145
0,2	2,112	-1,603	0,198	0,956	-0,422	1,293	-1,550	0,999	-0,028	-0,259
0,3	1,952	-1,578	0,291	0,906	-0,586	1,143	-1,450	0,994	-0,058	-0,343
0,4	1,796	-1,545	0,379	0,840	-0,718	1,003	-1,351	0,987	-0,095	-0,401
0,5	1,644	-1,503	0,459	0,764	-0,822	0,873	-1,253	0,976	-0,137	-0,436
0,6	1,496	-1,454	0,532	0,677	-0,897	0,752	-1,156	0,960	-0,181	-0,451
0,7	1,353	-1,397	0,595	0,585	-0,947	0,642	-1,061	0,939	-0,226	-0,449
0,8	1,216	-1,335	0,649	0,489	-0,973	0,540	-0,968	0,914	-0,270	-0,432
0,9	1,086	-1,268	0,693	0,392	-0,977	0,448	-0,878	0,885	-0,312	-0,403
1,0	0,962	-1,197	0,797	0,295	-0,962	0,364	-0,792	0,852	-0,350	-0,364
1,2	0,738	-1,047	0,767	0,109	-0,855	0,223	-0,629	0,775	-0,141	-0,268
1,4	0,544	-0,893	0,772	-0,056	-0,761	0,112	-0,482	0,668	-0,456	-0,157
1,6	0,381	-0,741	0,746	-0,193	-0,609	0,029	-0,354	0,594	-0,477	-0,047
1,8	0,247	-0,596	0,696	-0,298	-0,445	-0,030	-0,245	0,498	-0,476	0,054
2,0	0,142	-0,464	0,628	-0,371	-0,283	-0,070	-0,155	0,404	-0,456	0,140
3,0	-0,075	-0,040	0,225	-0,349	0,226	-0,089	0,057	0,059	-0,213	0,268
4,0	-0,05	0,052	0,000	-0,106	0,201	-0,028	0,049	-0,042	0,017	0,112
5,0	-0,009	0,025	-0,033	0,013	0,046	0,000	0,011	-0,026	0,029	-0,002

Na Figura 2.11 são mostradas, para um problema típico, as curvas de deslocamento, rotação, momento fletor, esforço cortante e reação do solo como funções da profundidade, com convenção de sinais proposta, vista na Figura 2.10, onde $Q=P_H$.

**Figura 2.10:** Convenção de sinais para o método de Matlock e Reese (1961).

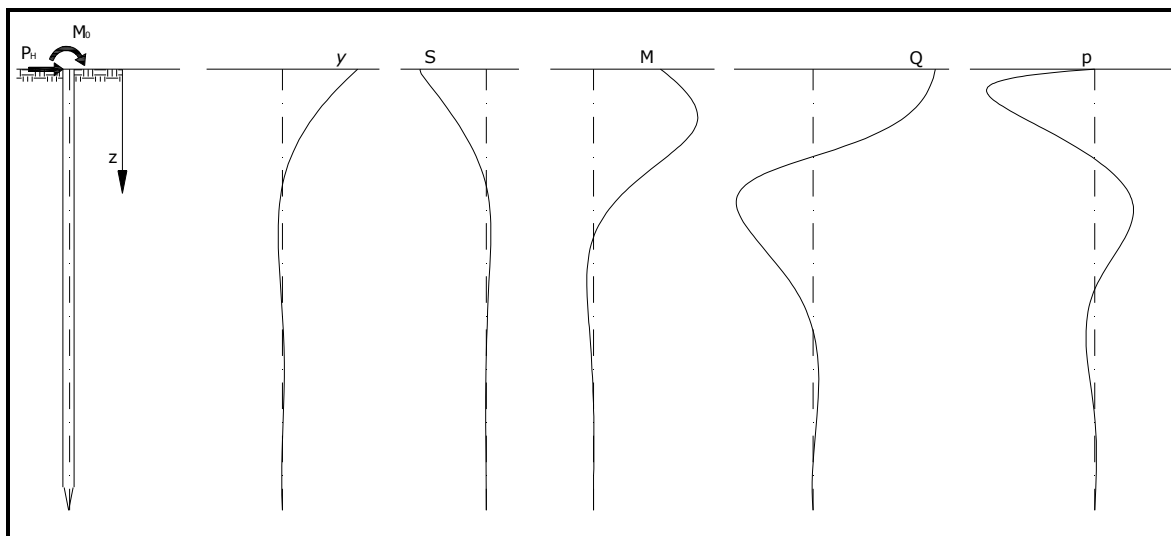


Figura 2.11: Deformações, esforços cortante e fletor e reação de um problema típico, conforme profundidade (CINTRA, 1981).

2.4 Determinação de n_h através de provas de carga

De acordo com Miguel (1996), Alizadeh e Davisson (1970) foram os precursores na apresentação de curvas obtidas de provas de carga horizontais realizadas em solos arenosos, apresentando-as com n_h no eixo das ordenadas e y_0 no eixo das abscissas.

Para a confecção dessas curvas, os referidos autores utilizaram a expressão de Matlock e Reese (1961) para o deslocamento, no caso da aplicação de apenas uma carga horizontal na superfície do terreno:

$$y_0 = 2,435 \cdot P_H \cdot \frac{T^3}{EI} \quad [2.36]$$

Inserindo a Equação 2.36, acima, na Equação 2.23, obtemos a expressão simplificada para cálculo de n_h :

$$n_h = \frac{4,42 \cdot (P_H)^{5/3}}{(y_0)^{5/3} \cdot (EI)^{2/3}} \quad [2.37]$$

Cintra (1981) descreve dois métodos para cálculo do deslocamento da estaca no nível do terreno (y_0) em função do deslocamento do topo da estaca (y_t).

- Método A:

Considera-se a hipótese de que a estaca esteja engastada a uma profundidade L_f a partir da superfície do terreno, como mostrado na Figura 2.12. Igualando-se o deslocamento y_t da cabeça da estaca obtido na prova de carga com a flecha calculada pela Resistência dos Materiais para uma estaca de comprimento $e+L_f$ engastada na ponta (condição equivalente), onde e é a distância entre o ponto de aplicação da carga e a superfície do terreno, pode-se determinar a profundidade de engastamento L_f , como mostra as Equações 2.38, abaixo.

$$y_t = \frac{P_H (e + L_f)^3}{3 \cdot EI} \Rightarrow L_f = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot EI \cdot y_t}{P_H}} - e \quad [2.38]$$

Em seguida, calcula-se o deslocamento y_0 (à superfície do terreno) pela Equação 2.39, abaixo.

$$y_0 = \frac{y_t}{2} \left[2 - \frac{3e}{e + L_f} + \left(\frac{e}{e + L_f} \right)^3 \right] \quad [2.39]$$

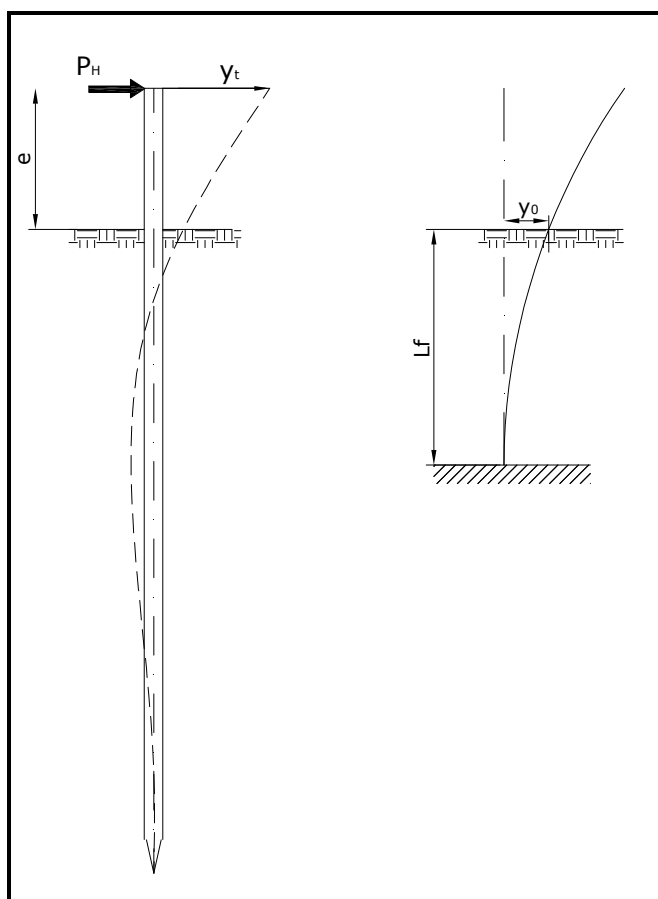


Figura 2.12: Situação proposta pelo método A para cálculo de deslocamento da estaca na superfície do terreno.

- *Método B:*

Para o caso de uma carga horizontal aplicada no topo da estaca, a uma distância e acima da superfície do terreno, e o dispositivo de leitura dos deslocamentos encontrar-se fixado no nível do ponto de aplicação da carga horizontal, Cintra (1981) generalizou, utilizando a proposta de Kocsis (1971), uma expressão para correlacionar o deslocamento horizontal do topo da estaca (onde foram realizadas as leituras, y_t) com o deslocamento na superfície do terreno (y_0), ilustrada na Figura 2.13, mostrada na Equação 2.40, utilizando as expressões e coeficientes adimensionais de Matlock e Reese (1961), já mostrados nas Equações 2.31 e 2.32, e na Tabela 2.5.

Para o caso de o dispositivo de leitura dos deslocamentos estarem fixados a uma distância e' acima do ponto de aplicação da carga horizontal, conforme ilustra o detalhe da Figura 2.13, é necessário acrescentar uma nova parcela y_3 , como mostrado na equação 2.41.

$$y_t = y_0 + y_1 + y_2 \quad [2.40]$$

Onde:

y_0 = deslocamento da estaca na superfície do terreno, pela Equação 2.31.

$y_1 = -S_0 \cdot e$, sendo S_0 a rotação na cabeça da estaca, pela Equação 2.32.

$$y_2 = \frac{P_H \cdot e^3}{3EI}$$

$$y_t = y_0 + y_1 + y_2 + y_3 \quad [2.41]$$

Onde:

y_0, y_1, y_2 = descritos acima.

$$y_3 = \left(\frac{P_H \cdot e^2}{2EI} + S_0 \right) \cdot e'$$

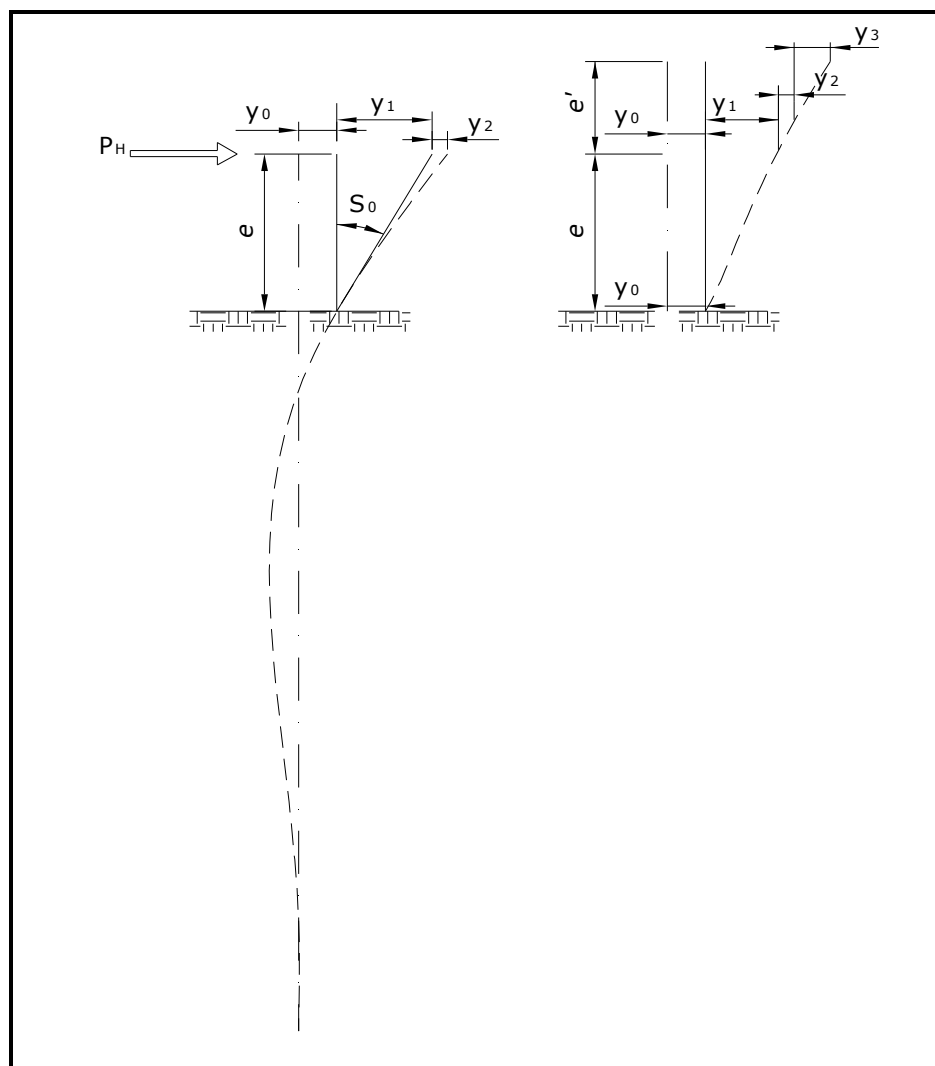


Figura 2.13: Proposta de Kocsis (1971) para decomposição do deslocamento medido no topo da estaca.

Nota-se, após esta apresentação dos métodos de correlação entre y_0 e y_t , que a única variável do problema cujo cálculo do valor ainda não fora definido é T , que pode ser facilmente obtida testando a raiz mais conveniente do polinômio de terceiro grau que se formará na Equação 2.31 ou na Equação 2.40, respectivamente para Método A ou Método B, uma vez que todas as outras variáveis são conhecidas. Atentar para o fato de que, pelo Método B, o valor de y_0 propriamente dito somente poderá ser calculado após a obtenção do valor de T e este for aplicado na Equação 2.31.

Pela Equação 2.23 facilmente chega-se a Equação 2.41, abaixo, onde o valor de n_h pode ser calculado para cada estágio de carregamento.

$$n_h = \frac{EI}{T^5} \quad [2.42]$$

Cintra (1981) avaliou qual dos métodos acima seria mais adequado para o caso em que o ponto de aplicação da carga horizontal está acima do terreno, ao compará-los observou uma concordância muito boa entre os resultados e observou que ambos os métodos são eficazes para determinação de y_0 , conhecido y_t da prova de carga.

Com os dados conseguidos confecciona-se curvas $P_H \times y_0$ e $n_h \times y_0$, dando prosseguimento às análises necessárias, isto é, escolhendo um intervalo adequado de y_0 para obtenção do valor de n_h na prova de carga em questão.

Alizadeh e Davisson (1970) realizaram provas de carga horizontal em diversos tipos de estacas (madeira, concreto protendido, tubo metálico e perfil “H” metálico) aplicadas em região de subsolo essencialmente constituído por areia fina a média e areia siltosa, com nível d’água praticamente na superfície. Com base em seus resultados, comentam que um único valor de n_h não pode ser obtido por causa das características não lineares da curva carga x deslocamento e que para deslocamentos inferiores a 6,35mm o n_h é fortemente dependente do deslocamento, mas para deslocamentos mais elevados n_h é relativamente insensível com o deslocamento.

Com base nas constatações citadas acima, os referidos autores recomendam, em projetos, ignorar os valores de n_h extremamente altos para pequenos deslocamentos e adotar um valor de n_h correspondente a um nível de deslocamento compreendido entre 6,35 mm e 12,7 mm. Cintra (1981) nota que as cargas horizontais que provocam deslocamentos da ordem de 12,7 mm são significativamente maiores do que as cargas horizontais de trabalho geralmente utilizadas em projetos.

Cintra (1981) estudou 6 provas de carga realizadas no Pólo Petroquímico de Camaçari-BA, sendo 5 estacas do tipo Franki e 1 do tipo escavado, aplicadas em subsolo arenoso. Em análise dos resultados, o autor concorda com as constatações de Alizadeh e Davisson (1970), porém, recomenda inicialmente, para adoção em projeto, um valor de n_h para um intervalo de deslocamento compreendido entre 4 e 8 mm.

Miguel (1996) analisou provas de carga em estacas apiloadas, escavadas, Strauss e raiz em solo arenoso e colapsível e também optou por utilizar o intervalo de deslocamento compreendido entre 6 e 12 mm.

Há, portanto, um consenso entre os pesquisadores, bastante visível nas curvas $n_h \times y_0$ e previsível pelas características das equações de Matlock e Reese (1961): para pequenos deslocamentos o valor de n_h apresenta-se bastante elevado, enquanto para deslocamentos elevados, n_h é praticamente insensível ao deslocamento. Sugere-se, generalizadamente, a

utilização de um intervalo de deslocamento onde o valor de n_h não seja tão sensível e nem tão insensível ao deslocamento.

2.5 Reforço para absorver cargas horizontais em estacas

Apesar de o reforço do solo ao redor do fuste da estaca ser uma alternativa interessante em vários aspectos para a neutralização (ou contribuição para neutralização) de cargas horizontais, pouco é difundido ou sequer estudado no meio científico.

Broms (1972) sugeriu alguns métodos para aumentar a resistência de estacas submetidas a carregamentos horizontais. A maioria consiste em aumentar a rigidez da estaca, ou mesmo do conjunto estaca-solo, como apresentado na Figura 2.14.

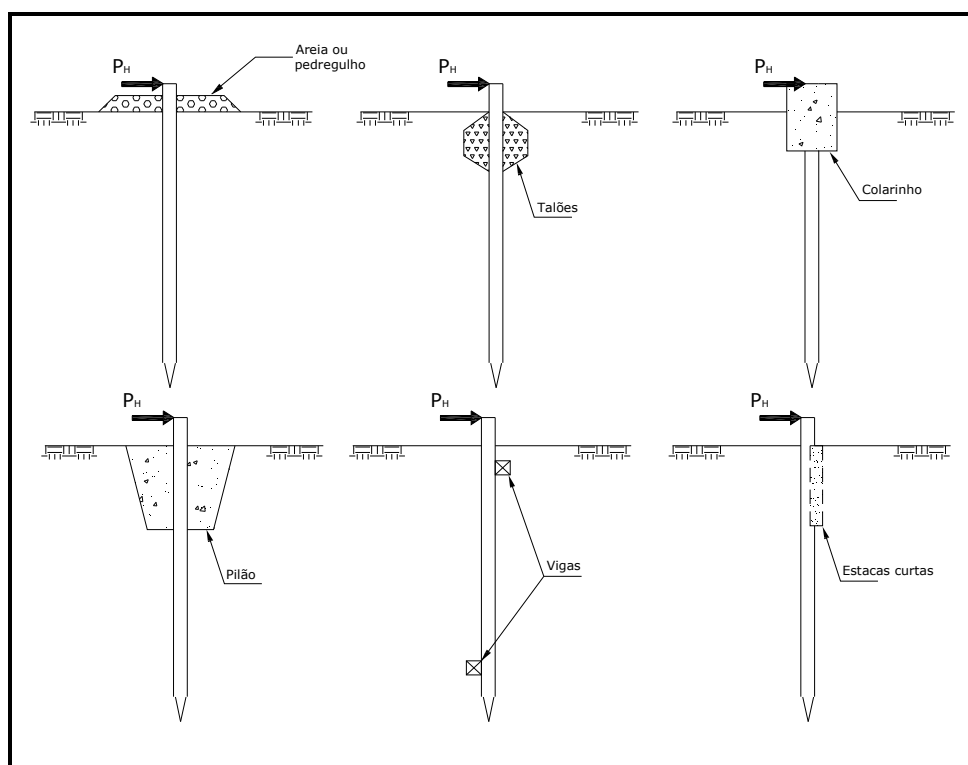


Figura 2.14: Possibilidade de reforços sugeridos por Broms (1972).

Em Menezes *et al.* (2004), encontra-se descrito um procedimento realizado com uma estaca de concreto protendido, pré-fabricada especialmente para aquela pesquisa, com 17x17 cm cravada em solo colapsível e poroso no campo experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da FEIS/UNESP em Ilha Solteira-SP.

Para o trabalho supracitado foram realizados três ciclos de carregamentos com incrementos de 1,0 kN junto ao topo da estaca. No primeiro ciclo foram efetuados carregamentos que, somados, deslocaram a estaca horizontalmente em 20 mm; quando houve

o descarregamento foi aplicado um segundo ciclo que deslocou a estaca mais 20 mm. Após a realização dos dois ciclos iniciais fora efetuada uma escavação (1,5x1,5x1,5) m³ no solo, ao redor da estaca, para executar uma compactação do mesmo até o nível do terreno anteriormente existente. Em seguida, procedeu-se a rotina para a realização do terceiro ciclo de carregamento com o solo compactado até deslocamento de 20 mm.

O diagrama de carga *versus* deslocamento da estaca ensaiada por Menezes *et al.* (2004) encontra-se na Figura 2.15, onde notam-se relevantes acréscimos de carga para obtenção dos mesmos deslocamentos no ciclo realizado após a compactação do solo. Foi calculado ainda o valor do coeficiente de reação horizontal do solo (n_h), apresentado na Tabela 2.6, utilizando a expressão proposta por Alizadeh e Davisson (1970), determinados para um intervalo de deslocamentos compreendidos entre 6,0 e 12,0 mm, onde pode ser observado um relevante acréscimo no valor do n_h referente ao terceiro ciclo de carregamentos (após compactação do solo).

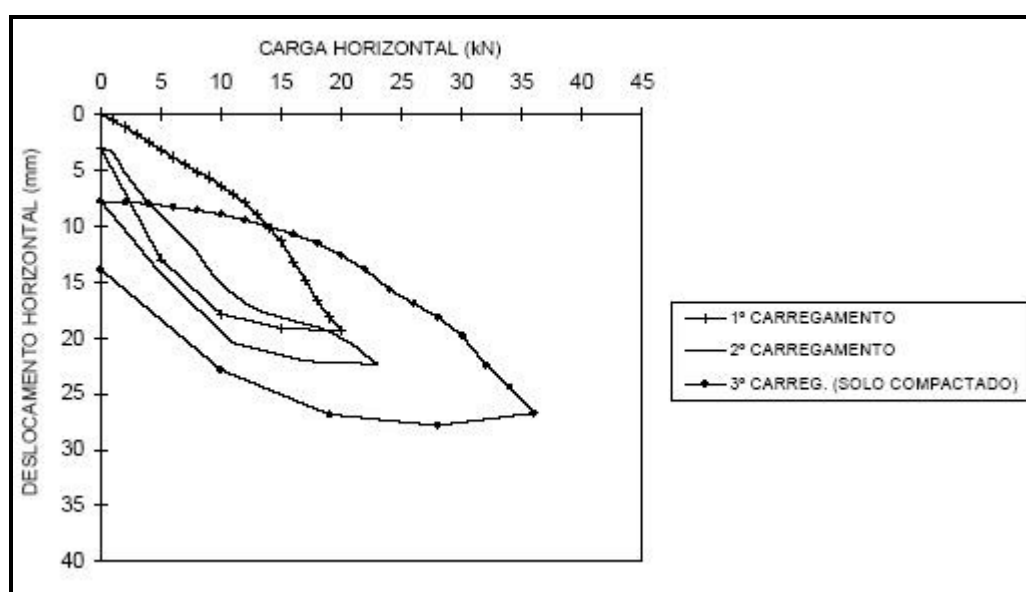


Figura 2.15: Diagrama carga x deslocamento (MENEZES *et al.*, 2004).

Tabela 2.6: Valores do coeficiente de reação horizontal (n_h) calculados por Menezes *et al.* (2004).

1º carregamento n_h (kN/m ³)	2º carregamento n_h (kN/m ³)	3º carregamento n_h (kN/m ³)
1275	509	4069

Um trabalho recente é o de Miranda Jr. (2006), que apesar de extenso, aqui será apresentado somente o tocante ao reforço de solo-cimento que este pesquisador realizou ao

redor do fuste de estacas de diversos tipos, com o formato de um bloco cúbico de 1,0 m em planta, centralizado com os fustes como mostra a Figura 2.16, e 1,0 m abaixo do nível inicial do terreno. Esse reforço era preenchido com solo-cimento compactado, como pode ser observado na Figura 2.17, que mostra o processo de compactação do solo-cimento na escavação.

As provas de carga foram realizadas nas situações de solo natural, solo reforçado com solo-cimento e solo reforçado com solo-cimento e pré-inundado, no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da FEAGRI/UNICAMP em Campinas-SP.

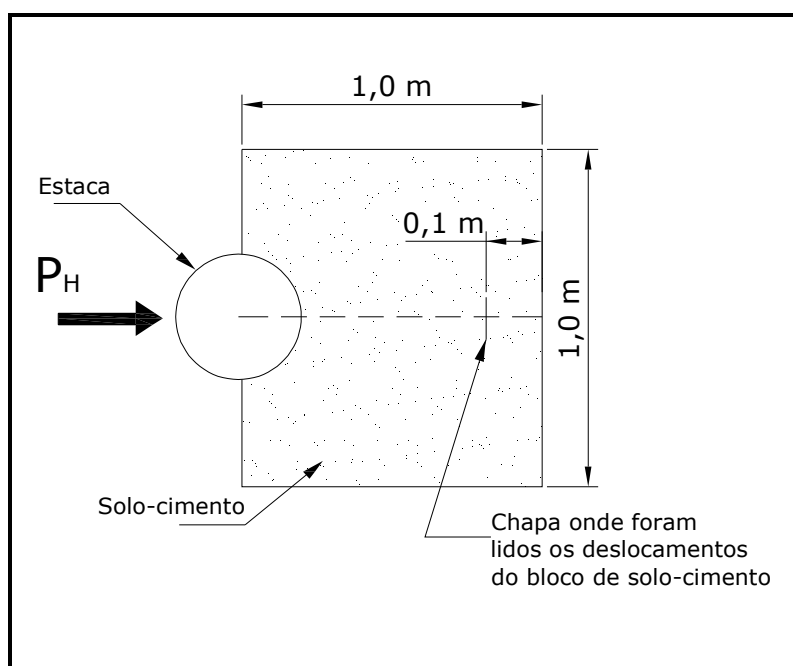


Figura 2.16: Croqui do posicionamento e dimensões do bloco de solo-cimento (MIRANDA Jr., 2006).



Figura 2.17: Processo de execução do bloco de solo-cimento compactado (MIRANDA Jr., 2006).

Os resultados obtidos por Miranda Jr. (2006) mostraram-se bastante satisfatórios para os diversos tipos de estacas ensaiados. Em todas as provas de carga realizadas com o solo-cimento compactado houve, em média, aumento de 100% nas cargas aplicadas para atingir o mesmo deslocamento.

Em Ferreira *et al.*(2006), encontra-se a descrição de outro trabalho, um tanto quanto parecido com o de Miranda Jr. (2006), realizado no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da FEB/UNESP em Bauru-SP.

Os autores acima citados realizaram seis provas de carga horizontal em uma estaca apiloada, com 25 cm de diâmetro e 4 m de profundidade, armada com 4 barras de 10mm de diâmetro, sendo três destas provas de cargas realizadas com o solo normal (sem reforço), duas na condição natural (PC N SSC) e uma com pré-inundação (PC I SSC) cujas curvas carga *versus* deslocamento horizontal são apresentadas na Figura 2.18(a); e mais três provas de carga com um reforço de solo-cimento idêntico ao realizado na pesquisa de Miranda Jr. (2006), duas na condição natural (PC N CSC) e uma com pré-inundação (PC I CSC), cujas curvas carga *versus* deslocamento horizontal são apresentadas na Figura 2.18(b).

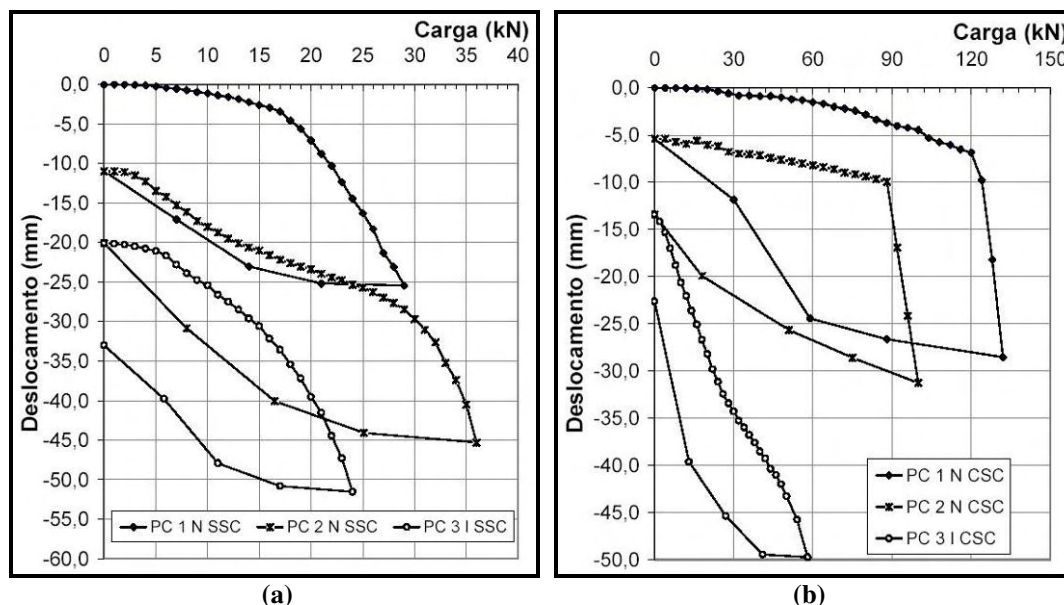


Figura 2.18: Curvas de carga versus deslocamento horizontal do obtidas por Ferreira *et al.* (2006).

Os resultados obtidos por Ferreira *et al.* (2006) mostraram acréscimo de capacidade de carga para o solo na condição normal (sem inundação) de 350% após reforço e para a situação de pré-inundação, um acréscimo de capacidade de carga de 90% após reforço, mostrando que a colapsibilidade do solo também afetou o acréscimo de capacidade de carga oferecido pelo reforço de solo-cimento.

A viabilidade econômica e ambiental da idéia de um reforço de solo-cimento ao redor do fuste de estacas com finalidade de absorver cargas horizontais é visualmente clara, porém a possibilidade da viabilidade técnica, além de intuitiva, pode ser notada pelas informações apresentadas na bibliografia comentada acima.

Zammataro (2007) comenta que alguns profissionais aconselham a utilização de concreto magro para melhoria do comportamento horizontal da estaca, justificando que os cuidados na compactação da mistura solo-cimento, bem como a dificuldade para obtenção de solo com granulometria adequada são, muitas vezes, fatores que acabam aumentando o custo final da obra, além de gerar patologias devido à execução incorreta do trabalho.

2.6 O trabalho de Del Pino Jr. (2003)

Del Pino Jr. (2003) estudou a interação solo-estrutura para estacas escavadas com trado mecânico, de concreto armado (com diâmetro de 32 cm e embutida no solo 8,71 m), instaladas em solo arenoso de comportamento elástico-linear, solicitadas por carregamento horizontal, através da execução e análise de provas de carga, no Campo Experimental da

UNESP em Ilha Solteira-SP, cujas características geológicas e geotécnicas são apresentadas no Capítulo 4 do presente texto.

A partir das curvas de carga horizontal *versus* deslocamento horizontal do topo da estaca, obtidas nas provas de carga (Figura 2.19), o referido autor calculou y_0 pelo método do comprimento de engastamento (L_f), já apresentado no item 2.4, obteve a variação do coeficiente de reação horizontal do solo (n_h) em função do deslocamento horizontal na superfície do terreno (y_0), por meio do método de Alizadeh e Davisson (1970) (item 2.4), cujos resultados são apresentados na Figura 2.20, e calculou as deformações ao longo da estaca pelo método de Matlock e Reese (1961) (item 2.3) e Reese (1977). Maiores detalhes podem ser encontrados em Del Pino Jr. (2003).

Os deslocamentos (Figura 2.21), as rotações (Figura 2.22), os momentos fletores (Figura 2.23), os esforços cortantes (Figura 2.24) e as pressões atuantes no solo (Figura 2.25), foram calculados pelo método de Matlock e Reese (1961), por ser um método clássico e de uso corrente, e pelo método de Reese (1977), pois fazia parte dos objetivos do autor analisar o comportamento das estacas considerando ou não a variação da rigidez flexional (EI) das estacas, o que não se consegue fazer utilizando o primeiro método. Aqui serão apresentados somente os resultados obtidos pelos cálculos através do método de Matlock e Resse (1961), não considerando a variação da rigidez flexional, por serem estes os dados necessários para comparação nesta pesquisa, porém, estes e os demais resultados podem ser encontrados em Del Pino Jr. (2003).

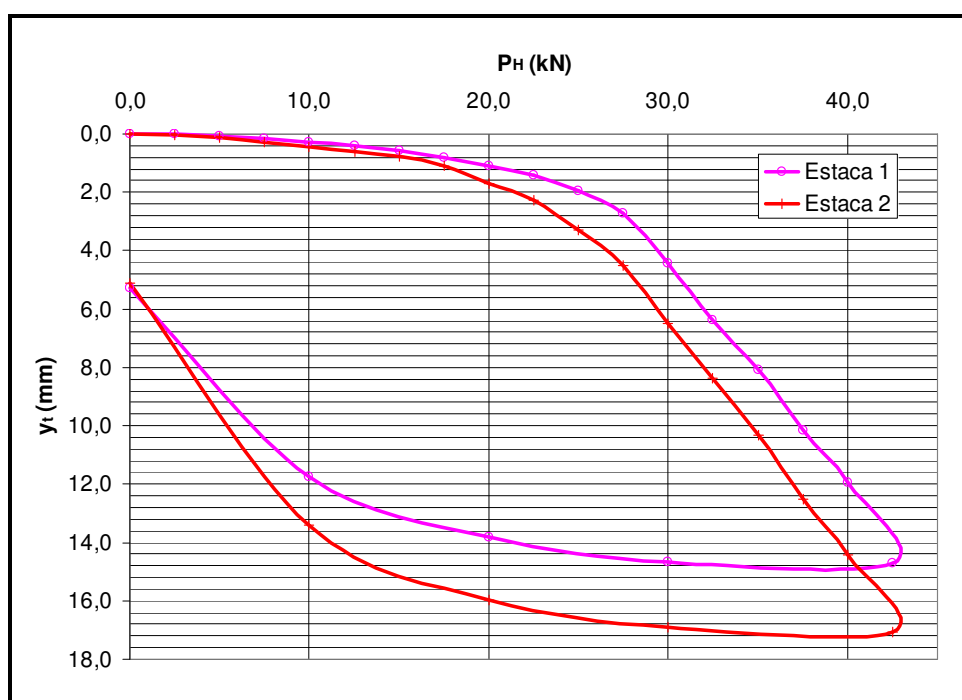


Figura 2.19: Curvas de deslocamento horizontal do topo da estaca x carregamento horizontal (DEL PINO Jr., 2003).

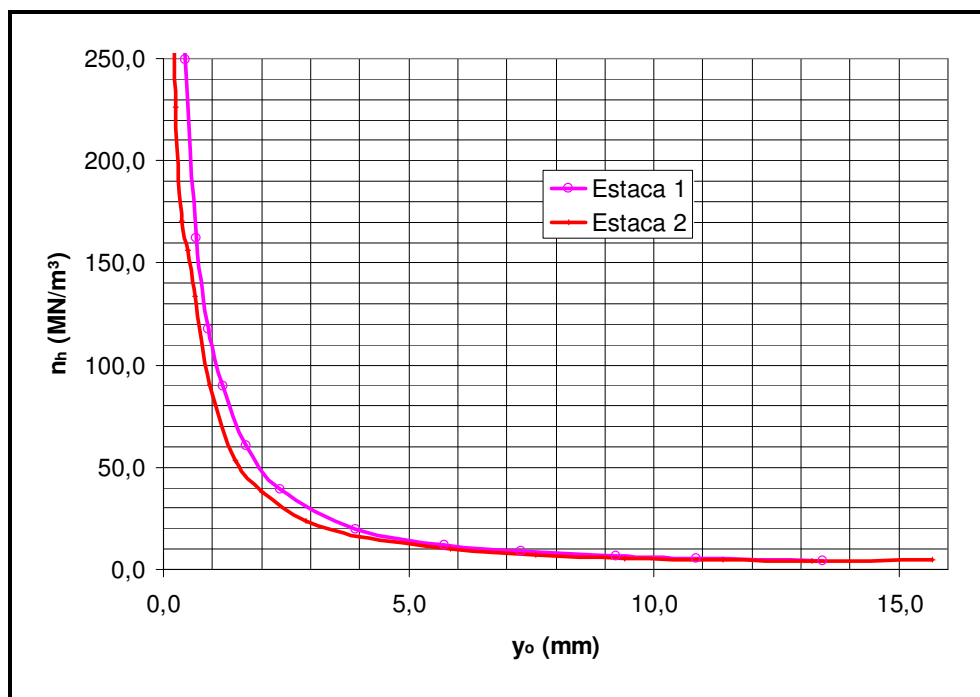


Figura 2.20: Curvas de coeficiente de reação horizontal do solo x deslocamento horizontal na superfície do terreno (DEL PINO Jr., 2003).

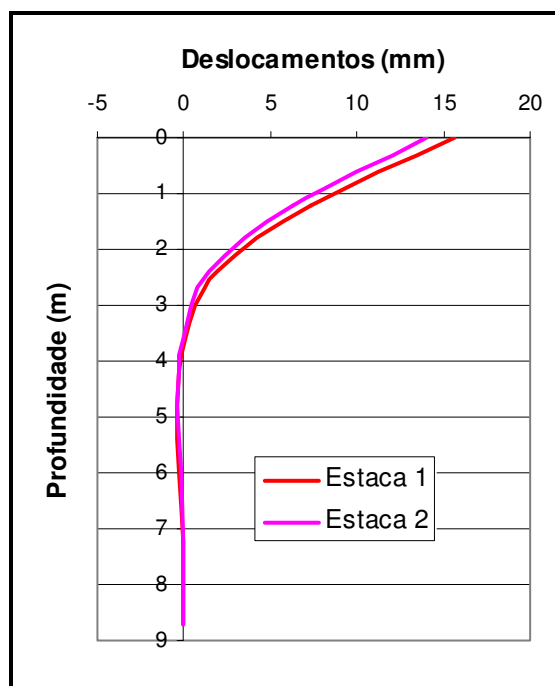


Figura 2.21: Curvas de deslocamentos horizontais x profundidade (DEL PINO Jr., 2003).

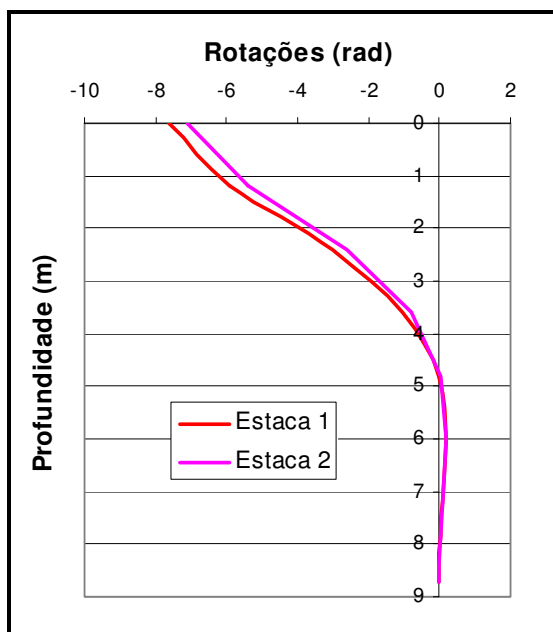


Figura 2.22: Curvas de rotações x profundidade (DEL PINO Jr., 2003).

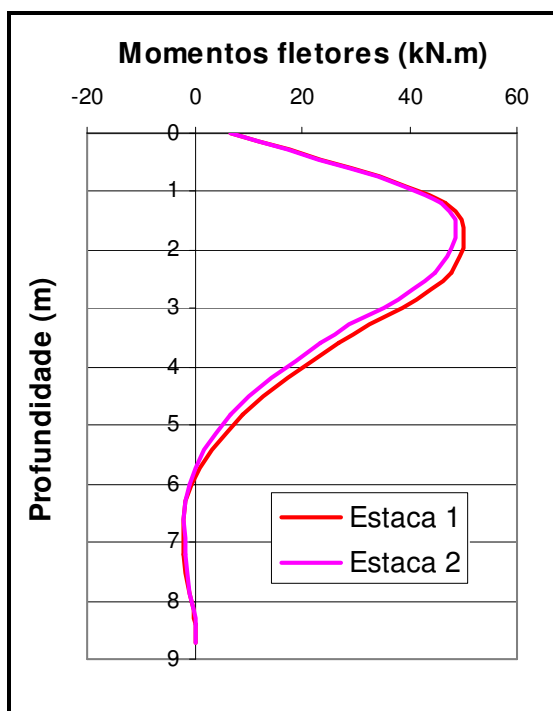


Figura 2.23: Curvas de momentos fletores x profundidade (DEL PINO Jr., 2003).

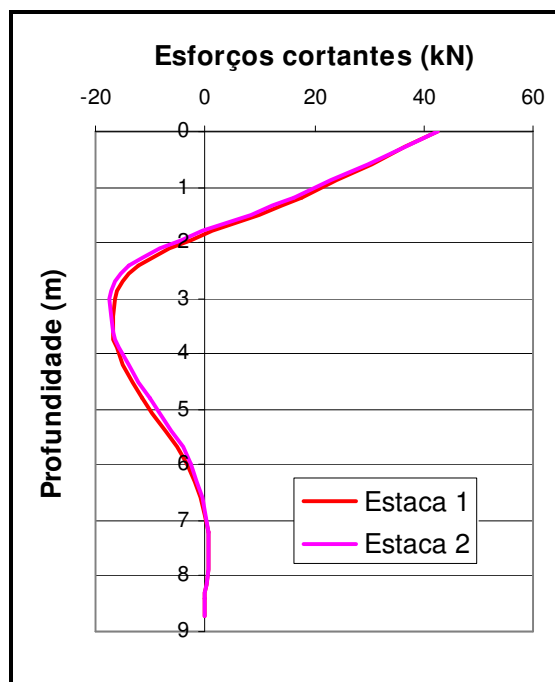


Figura 2.24: Curvas dos esforços cortantes x profundidade (DEL PINO Jr., 2003).

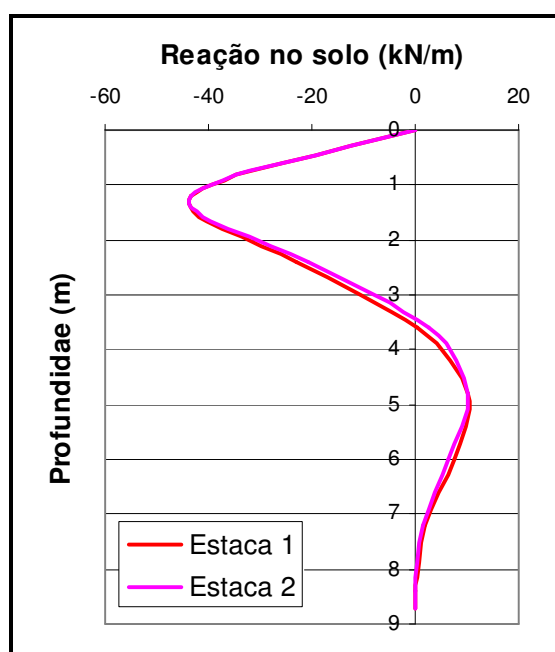


Figura 2.25: Curvas de reações do solo x profundidade (DEL PINO Jr., 2003).

Del Pino Jr. (2003) ainda realizou uma apresentação dos principais métodos de cálculo de deformações e de análise da segurança à ruptura do conjunto estaca-solo. Também realizou um estudo sobre influência da variação da rigidez flexional nos resultados das análises. Nem todos os métodos apresentados são adaptáveis para a consideração da variação

da rigidez flexional, mas foram descritos em seu trabalho por serem clássicos. Já os métodos numéricos foram estudados com profundidade em sua formulação teórica, visando adaptá-los para a referida consideração.

Algumas análises dos resultados serão apresentadas posteriormente.

A apresentação desta pesquisa faz-se necessária neste texto pelo fato de a presente pesquisa nada mais ser do que a continuidade das realizadas pelo referido autor, porém, diferença principal há no tocante ao reforço executado no solo ao redor do fuste das estacas, para posterior carregamento horizontal e subsequente análise.

Os principais métodos de cálculo de deformações, de uso menos corrente e não utilizados neste texto, bem como os métodos de análise da segurança à ruptura do solo não são apresentados por, como comentado, em geral, serem clássicos e poderem ser encontrados facilmente em diversos trabalhos, como Zammataro (2007), Del Pino Jr. (2003), Miguel (1996), Alonso (1989), Ricci (1995), Cintra (1981) e em diversos outros.

3 SOLO-CIMENTO COM RESÍDUO DE CONCRETO

Há muito tempo o solo vem sendo usado como material de construção civil. Cytryn (1957) afirma que a construção com solo foi a primeira solução encontrada pelo homem primitivo para edificar abrigos eficientes contra as hostilidades do meio ambiente, sobretudo em situações onde o manuseio de pedras e madeira apresentava certo grau de dificuldade.

O solo utilizado em conjunto com pedras e madeiras foi sem dúvida o material que mais serviu de base para as origens da construção civil, devido principalmente ao baixo custo e pela facilidade de obtenção e manuseio.

Cytryn (1957) relata descobertas arqueológicas em diversas localidades da China (incluindo a Grande Muralha), Índia, Síria, Palestina, Pérsia, Egito, Grécia e Itália, evidenciando o uso do solo como material de construção e cujos métodos foram disseminados em extensas áreas da Europa, onde hoje se localizam a França, a Alemanha e a Inglaterra.

Na Europa ainda existem castelos que foram edificados tendo o solo como material básico, resistindo às ações do tempo até hoje. No Brasil, a utilização do solo como material de construção iniciou-se por intermédio dos exploradores portugueses. Grande parte das cidades históricas, como Ouro Preto-MG, tem o solo como constituinte básico das construções mais antigas.

Desde o começo da utilização do solo na construção civil, sua adequação se faz necessária para melhorar suas características mecânicas e durabilidade. Essas melhorias podem ser conseguidas de diversas formas, no geral, utilizadas em conjunto: estabilização química (quando do uso de aditivos, cal ou cimento), física (como correção granulométrica) e mecânica (como compactação).

3.1 Estabilização do solo com cimento

Milani (2005) define a estabilização do solo, em um sentido amplo, como sendo a modificação das características do sistema solo-água-ar com a finalidade de se obter propriedades necessárias a uma aplicação particular. Agentes estabilizadores como o cimento, a cal, aditivos químicos, fibras vegetais ou mesmo a estabilização granulométrica e a compactação, vêm sendo utilizados em larga escala para essa finalidade.

Na estabilização do solo com cimento ocorrem reações de hidratação dos silicatos e aluminatos presentes no cimento, formando um gel que preenche parte dos vazios da massa e une os grãos adjacentes do solo, conferindo a ele resistência inicial. Convém considerar que a hidratação do cimento ocorre com a liberação de hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), o qual pode contribuir para floculação das argilas através de uma reação pozolânica (PETRUCCI, 1978).

Paralelamente, ocorrem reações iônicas que provocam a troca de cátions das estruturas dos argilominerais do solo com os íons de cálcio, provenientes da hidratação do cimento adicionado. Devido a esta troca, o solo torna-se mais granular, a adesividade é reduzida, a sensibilidade à variação de umidade e a variação volumétrica se tornam menos expressivas (MILANI, 2005).

Além destas modificações iniciais, Abiko (1980) afirmou que, ao longo do tempo, formam-se compostos cimentantes que contribuem para o melhoramento de propriedades do material (resistência, durabilidade, estabilidade volumétrica).

Pinto (1983) resume muito bem este mecanismo ao dizer que a estabilização de solos com cimento consiste na verdade em uma espécie de concreto: havendo a hidratação do cimento, as partículas do solo atuam como micro-agregados.

3.2 Granulometria e correção granulométrica

Teoricamente, qualquer tipo de solo poderia ser estabilizado com cimento. Entretanto, do ponto de vista econômico e de trabalhabilidade isto não é verdadeiro, limitando assim a faixa de solos estabilizáveis. De um modo geral, o custo de fabricação do solo-cimento aumenta com o teor de argila do solo (SILVEIRA, 1966 *apud* RIBEIRO, 2002). Assim sendo, o fator mais importante a ser considerado na estabilização é o tipo de solo.

A Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) (1986) mostra que, segundo o *Highway Research Board* (HRB), o solo a ser estabilizado com cimento deve apresentar diâmetro máximo dos grãos de 75 mm, quantidade passante na peneira 4 (abertura de 4,76 mm) maior que 50%, passante na peneira 40 (abertura de 0,42 mm) maior que 15%, passante na peneira 200 (abertura de 0,074 mm) menor que 50%, limite de liquidez menor que 40% e limite de plasticidade menor que 18%.

ABCP (1986) divide os solos em três tipos: os solos arenosos e pedregulhosos com cerca de 10 a 35% de fração silte mais argila são considerados os mais favoráveis à estabilização com cimento; solos arenosos deficientes em finos, que são considerados tão bons quanto os anteriores, apenas havendo mais dificuldades quanto à compactação e

acabamento, e solos siltosos e argilosos que apresentam dificuldade na pulverização do cimento.

De uma maneira geral, os solos economicamente viáveis para serem empregados na estabilização com cimento são aqueles que exigem a menor quantidade possível do aglomerante e que não tornem difícil a execução do processo. Portanto, pode-se dizer que, em condições ideais estariam os solos tropicais que apresentassem 15% de silte mais argila, 20% de areia fina, 30% de areia grossa e 35% de pedregulho (RIBEIRO, 2002).

Segantini (2000) observa que os solos arenosos são considerados os mais adequados, argumentando que a existência de grãos de areia grossa e pedregulhos é benéfica, pois são materiais inertes e têm apenas a função de enchimento. Isso favorece a liberação de quantidades maiores de cimento para aglomerar os grãos menores.

Os solos devem ter, no entanto, um teor mínimo de fração fina, pois a resistência inicial do solo-cimento deve-se à coesão da fração fina compactada (SEGANTINI, 2000).

Torna-se evidente a importância de um cuidado especial no tocante a granulometria do solo a ser estabilizado. Segantini (1994) elaborou um quadro comparativo mostrando as proporções ideais dos grãos constituintes do solo segundo alguns autores, aqui representado na Tabela 3.1.

Tabela 3.1: Critério de seleção de solo para uso em solo-cimento (SEGANTINI, 1994).

Autores	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	Silte+argila (%)	LL (%)
CINVA (1963)	45 - 80	-	-	20 - 25	-
ICPA(1973)	60 - 80	10 - 20	5 - 10	-	-
MERRIL(1949)	> 50	-	-	-	-
MAC (1975)	40 - 70	< 30	20 - 30	-	-
CEPED (1984)	45 - 90	-	< 20	10 - 55	45 - 50
PCA (1969)	65	-	-	10 - 35	-

3.3 Histórico e usos do solo-cimento

O solo-cimento é o produto resultante da mistura íntima de solo, cimento portland e água que, compactados ao teor ótimo de umidade e sob a máxima densidade, em proporções previamente estabelecidas, adquire resistência e durabilidade através das reações de hidratação do cimento (ABCP, 1986).

É facilmente percebido que as principais variáveis que influenciam as propriedades do solo-cimento são, como afirmado por Silveira (1966 *apud* SEGANTINI, 2000), o tipo do

solo, teor de cimento, teor de umidade, compactação e homogeneidade da mistura, além de fatores como idade e tempo de cura da mistura.

De acordo com Freire (1976), a utilização do cimento como agente estabilizador de solos teve início nos EUA em 1916, quando foi empregado para solucionar problemas causados pelo tráfego de veículos de rodas não pneumáticas. Desde então, o solo-cimento teve grande aceitação, passando a ser utilizado na construção e pavimentação de estradas de rodagem e vias urbanas, construção de aeroportos e acostamentos, revestimento de barragens de terra e canais de irrigação, fabricação de tijolos, pavimentação de pátios industriais e de áreas destinadas ao estacionamento de veículos, construção de silos aéreos e subterrâneos, construção de casas e pavimentação de estábulos, além de muitas outras aplicações.

O interesse pelo assunto no Brasil se deu a partir de 1936, através da ABCP, que regulamentou, fomentou e pesquisou a sua aplicação, levando em 1941 à pavimentação do aeroporto de Petrolina-PE. A rede pavimentada com solo-cimento no Brasil alcançava, em 1970, a casa dos 7500 quilômetros (SEGANTINI, 2000).

Portanto, trata-se de um material cujas características técnicas atendem plenamente aos requisitos de desempenho para a aplicação em diversas situações, como base para pavimentos rodoviários e aeroportuários, confecção de tijolos maciços e blocos para alvenaria, proteção de taludes de barragens de terra, revestimento de canais, etc., (ABCP, 1986; CEPED, 1984; SILVA, 1992; NASCIMENTO, 1994).

Segantini (2000) classifica o solo-cimento em duas categorias: solo-cimento compactado (SCC) e solo-cimento plástico (SCP). No caso do SCC, a água deve ser adicionada em quantidade suficiente, de modo a possibilitar a máxima compactação e a ocorrência das reações de hidratação do cimento. Para o caso do SCP, a água deve ser adicionada até que se obtenha um produto de consistência plástica, de aspecto similar ao de uma argamassa de emboço.

3.4 Dosagem do solo-cimento

Os critérios para a dosagem do solo-cimento, em sua maioria, foram elaborados tendo em vista a sua aplicação como elemento de base para pavimentos rodoviários e aeroportuários.

De acordo com o CEPED (1984), a quantidade de cimento a ser utilizada na dosagem deve ser feita em função das características do solo, do teor de umidade e da densidade a ser obtida no processo de compactação.

Pinto (1980) ressalta que a quantidade de cimento a ser incorporada ao solo depende da intenção de resultado. Diz esse autor que dois grãos de solo fortemente unidos pelo cimento, uma vez separados, não voltam mais a apresentar a mesma coesão. Desse modo, na determinação do teor de cimento, os estudos foram dirigidos no sentido de garantir a permanência da coesão quando o solo-cimento é solicitado, tanto pela ação do tráfego, como pelos esforços provenientes das variações de temperatura e de umidade. Com esse objetivo, os técnicos da *Portland Cement Association* (PCA) elaboraram ensaios de durabilidade em que os corpos-de-prova são submetidos a ciclos de molhagem/ secagem e congelamento/ degelo, vale ressaltar então, que o objetivo desses ensaios é a verificação da durabilidade e não da simples resistência ao desgaste, como muitas vezes é interpretado.

Pinto (1980) também mostra que os pesquisadores ingleses consideram adequado o uso de teores de cimento capazes de conferir, aos sete dias de cura, resistência à compressão igual ou superior a 1,75 MPa. São também empregados ensaios de durabilidade do tipo molhagem/ secagem e congelamento/ degelo, cujos resultados são expressos em função do decréscimo de resistência. O autor ainda afirma que os métodos de ensaio padronizados pelas normas inglesas, no entanto, diferem bastante dos métodos adotados pela PCA, nos quais são considerados, inclusive, aspectos relacionados às dimensões dos corpos-de-prova, processo de compactação e sistemas de cura.

A experiência brasileira baseia-se nos métodos de dosagem da PCA. Embora em outros países tenham sido desenvolvidos procedimentos diferentes, falta-lhes o que justamente é a maior recomendação, ou seja, a comprovação de seus resultados por um grande número de obras executadas e em uso, com enorme variedade de solos, das mais diversas origens e regiões (SEGANTINI, 2000).

De acordo com a ABCP (1986), a dosagem do solo-cimento é feita através de ensaios de laboratório, seguida da interpretação dos resultados por meio de critérios pré-estabelecidos. O resultado final consiste na fixação de três variáveis: quantidade de cimento, quantidade de água e massa específica aparente seca máxima. As duas últimas, entretanto, sofrem pequenas oscilações, dadas as variações de campo que ocorrem nas características do solo. Assim, essas variáveis passaram a ser tomadas apenas como elemento de controle e, com isso, o objetivo da dosagem passou a ser somente a fixação da quantidade adequada de cimento.

ABCP (1986) traz a completa descrição das normas de dosagem de solo-cimento propostas pela PCA. Seus resultados, desde 1932, têm comprovação em inúmeros serviços executados com solos de diversas origens, em diferentes regiões do mundo, inclusive no Brasil, após 1939.

A PCA dispõe de uma norma geral e de uma norma simplificada para a dosagem do solo-cimento. De acordo com a ABCP (1986), a norma geral de dosagem pode ser resumida nas seguintes operações:

- Identificação e classificação do solo;
- escolha do teor de cimento para o ensaio de compactação;
- execução do ensaio de compactação;
- escolha dos teores de cimento para o ensaio de durabilidade;
- moldagem de corpos-de-prova para o ensaio de durabilidade;
- execução do ensaio de durabilidade por molhagem e secagem; e
- escolha do teor de cimento adequado em função dos resultados do ensaio.

A grande demanda de tempo, principalmente para os ensaios de durabilidade, que requerem cerca de quarenta dias, é a maior desvantagem prática da norma geral proposta pela PCA. Procurou-se, então, correlacionar os resultados dos ensaios com outros de execução mais rápida.

Com base na correlação estatística de resultados de ensaios de durabilidade e resistência à compressão simples em corpos-de-prova de solo-cimento, aplicados a mais de 2400 tipos de solos arenosos, a PCA apresentou a norma simplificada de dosagem, a qual pode ser resumida nas seguintes operações:

- Ensaio preliminares do solo;
- ensaio de compactação do solo-cimento;
- determinação da resistência à compressão simples aos sete dias; e
- comparação entre a resistência média obtida aos sete dias e a resistência admissível para o solo-cimento produzido com o solo em estudo.

Segundo a ABCP (1986), o fundamento desse método, comprovado pelos ensaios realizados, é a constatação de que um solo arenoso com determinada granulometria e massa específica aparente seca máxima irá requerer, de acordo com o critério da perda de massa no ensaio de durabilidade, o mesmo teor de cimento indicado por este ensaio, desde que alcance resistência à compressão, aos sete dias, superior a um determinado valor mínimo, estabelecido estatisticamente na série de ensaios de comparação realizada.

O procedimento, daí resultante, foi materializado em ábacos de fácil e direta utilização. O uso desse método restringe-se a solos que contenham, no máximo, 50% de partículas com diâmetro equivalente inferior a 0,05 mm (silte mais argila) e, no máximo, 20% de partículas com diâmetro equivalente inferior a 0,005 mm (argila).

Na Tabela 3.2 são apresentados os teores de cimento recomendados pela ABCP (1986) e utilizados pelo Laboratório Central de Engenharia Civil da CESP, em Ilha Solteira-SP (LCECC), na dosagem das misturas de solo-cimento, conforme a classificação do solo pela *Highway Research Board* (HRB) da *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO). Apresentam-se na Tabela 3.3 os teores de cimento requeridos por solos arenosos e na Tabela 3.4 os teores de cimento requeridos por solos siltosos e argilosos para o ensaio de durabilidade.

Tabela 3.2: Teor de cimento indicado para o ensaio de compactação (ABCP, 1986).

Classificação HRB	Teor de cimento (%)
A1-a	5
A1-b	6
A2	7
A3	8
A4	10
A5	10
A6	12
A7	13

Tabela 3.3: Teor de cimento para solos arenosos (ABCP, 1986).

Pedregulho grosso (%)	Silte+argila (%)	Peso específico aparente seco máximo (kN/m³)					
		16,80 a 17,59	17,6 a 18,39	18,40 a 19,19	19,20 a 19,99	20,00 a 20,79	20,80 ou mais
0 - 14	0 - 19	10	9	8	7	6	5
	20 - 39	9	8	7	7	5	5
	40 - 50	11	10	9	8	6	5
15 - 29	0 - 19	10	9	8	6	5	5
	20 - 39	9	8	7	6	6	5
	40 - 50	12	10	9	8	7	6
30 - 45	0 - 19	10	8	7	6	5	5
	20 - 39	11	9	8	7	6	5
	40 - 50	12	11	10	9	8	6

Tabela 3.4: Teor de cimento para solos siltosos e argilosos (ABCP, 1986).

Índice de grupo	Silte (%)	Peso específico aparente seco máximo (kN/m ³)						
		14,40 a 15,19	15,20 a 15,99	16,00 a 16,79	16,80 a 17,59	17,60 a 18,39	18,40 a 19,19	19,20 ou mais
0-3	0 - 19	12	11	10	8	8	7	7
	20 - 39	12	11	10	9	8	8	7
	40 - 50	13	12	11	9	9	8	8
	> 60	-	-	-	-	-	-	-
4-7	0 - 19	13	12	11	9	8	7	7
	20 - 39	13	12	11	10	9	8	8
	40 - 50	14	13	12	10	10	9	8
	> 60	15	14	12	11	10	9	9
8-11	0 - 19	14	13	11	10	9	8	8
	20 - 39	15	14	11	10	9	9	9
	40 - 50	16	14	12	11	10	10	9
	> 60	17	15	13	11	10	10	10
12-15	0 - 19	15	14	13	12	11	9	9
	20 - 39	16	15	13	12	11	10	10
	40 - 50	17	16	14	12	12	11	10
	> 60	18	16	14	13	12	11	11
16-20	0 - 19	17	16	14	12	12	11	10
	20 - 39	18	17	15	14	13	11	11
	40 - 50	19	18	15	14	14	12	12
	> 60	20	19	16	15	14	13	12

3.5 Resíduo de concreto triturado

3.5.1 Reutilização de resíduos de construção e demolição

A elevada geração de resíduos sólidos, determinada pelo acelerado desenvolvimento da economia, bem como o emergente “iluminismo ambiental” que, tem ampliado muito as noções da população sobre sustentabilidade, coloca como inevitável a adesão às políticas de valorização dos resíduos e de sua reciclagem em praticamente todas as regiões do planeta.

Historicamente, a atividade construtiva sempre se caracterizou como grande geradora de resíduos e potencial consumidora dos resíduos gerados por ela mesma ou por outras atividades humanas de transformação. Como exemplo mais antigo e corriqueiro no Brasil, podem-se citar os casos do asfalto e dos produtos betuminosos, que são subprodutos da atividade refinadora de petróleo.

A reciclagem de resíduos da própria construção é praticada há milênios, sendo comuns na história das civilizações antigas exemplos de resíduos de construções de um determinado

período histórico tornar-se insumo básico para a construção de edificações do período seguinte (PINTO, 1999).

Pinto (1999) cita o uso de blocos de concreto britados como agregado para novos produtos de concreto na Alemanha, em torno de 1860. Comenta ainda que os primeiros estudos sistemáticos sobre as características dos agregados reciclados têm início neste mesmo país, em 1928. No entanto, o uso significativo de resíduos de construção e demolição (RCD) reciclados só veio acontecer após a Segunda Guerra Mundial, em resposta à necessidade de satisfazer a enorme demanda por materiais de construção, além de remover os escombros das cidades européias.

A então República Federal da Alemanha herdou da guerra um volume entre 400 e 600 milhões de metros cúbicos de escombros, dos quais foram reciclados cerca de 11,5 milhões de metros cúbicos, que possibilitaram a produção de 175.000 unidades habitacionais até o ano de 1955 (SCHULZ; HENDRICKS, 1992).

Num segundo momento, passam a se interessar pela reciclagem dos RCD os países e regiões da Europa que têm deficiências na oferta de materiais granulares: Holanda, Dinamarca, Bélgica e regiões da França.

Pode-se caracterizar a ocorrência hoje em dia de um terceiro momento, em que os interesses de diversos países e regiões estão ancorados também na necessidade de solucionar o destino de expressivos volumes de RCD gerados em regiões urbanas cada vez mais adensadas, bem como minimizar a exploração de recursos naturais.

Diante do cenário atual, Pinto (1999) nota que os processos de gestão dos resíduos em canteiro, de sofisticação dos procedimentos de demolição, de especialização no tratamento e reutilização dos RCD, vão conformando um respeitável e sólido ramo da engenharia civil. Respeitável e sólido, principalmente, pelo fato de ser atento à necessidade de não sobrecarregar a natureza com rejeitos, em grande parte evitáveis, e à necessidade de usar de forma racional recursos finitos, cuja extração ocasiona as mais diversas interferências no meio sócio-ambiental adjacente.

A areia, em diversas situações, pode ser um bom exemplo de patrimônio natural que poderia ser preservado pela utilização de RCD.

3.5.2 Redução do uso da areia natural

Os principais locais de produção de areia são várzeas e leitos de rios, depósitos lacustres, mantos de decomposição de rochas, arenitos e pegmatitos decompostos. No Brasil, 70% da areia é produzida em leito de rios e 30% nas várzeas (DNPM, 2005).

Por ser fatídica a importância da redução de impactos ambientais e por não se tratar de objeto de estudo neste trabalho, não serão explanados em detalhes os impactos ambientais causados pela extração de areia natural, porém convém apresentar algumas informações como, por exemplo, as encontradas por Lelles *et al.* (2005), que, utilizando um *check-list*, encontraram 49 impactos ambientais, sendo 36 negativos e apenas 13 positivos, em situações de extração de areia em cursos d'água. Bitar (1997) enumera diversos impactos ambientais negativos quando da extração de areia em situações diversas, principalmente próxima a áreas urbanizadas.

Areia e pedra britada caracterizam-se por grandes volumes produzidos relativamente ao consumo de outros insumos para as aplicações a que se destinam. No concreto, por exemplo, os agregados respondem por 80% do volume total.

O transporte responde por até 2/3 do preço final dos produtos (DNPM, 2005), o que impõe a necessidade de produzi-los de forma mais próxima possível do mercado, que são os aglomerados urbanos, ocasionando diversos tipos de interferências ambientais, transtornos e até prejuízos para a saúde pública.

Quando mais afastados dos aglomerados urbanos, como a extração em leito de rio, os prejuízos não são menores, afetando de formas drásticas as inter e intra relações dos meios sócio-ambientais.

Em 2004, foram produzidos 187,0 milhões de toneladas de areia destinadas ao uso como agregado para construção civil e, com um consumo da ordem de 37,2 milhões de toneladas de areia, a região metropolitana de São Paulo é o maior mercado consumidor de agregados do país (DNPM, 2005).

Uma situação com grandes possibilidades de ser ecologicamente correta, economicamente sustentada, tecnologicamente eficiente e socialmente justa não pode ser deixada sem divulgação de uso e conhecimento popular. A utilização de resíduos de concreto (RC) em substituição à areia natural é uma situação que se enquadra nos atributos lançados acima.

3.5.3 Utilização do RCD como agregado para concreto

Após ter sido devidamente beneficiado, o RCD normalmente apresenta características físicas e mecânicas suficientes para substituir em proporções adequadas a areia natural em diversas situações.

Zordan (1997) mostrou em seu estudo que a resistência à compressão aos 28 dias, obtida nos concretos com entulho, representou 49%, 62% e 93% da resistência do concreto usual para os traços de 1:3, 1:5 e 1:7, respectivamente. Este resultado permitiu indicar o traço pobre (1:7) como bastante satisfatório para execução de obras não estruturais, tais como obras de infra-estrutura urbana (guias, sarjetas, poços de visita).

Nos estudos desenvolvidos por Silva e Canêdo (1999, *apud* FONSECA *et al.*, 2001), o concreto estudado era composto por agregados miúdos reciclados com distribuição granulométrica equivalente à da areia lavada de rio utilizada no traço de referência. Em sua pesquisa as autoras concluíram que o concreto reciclado com 100% de substituição do agregado miúdo obteve resistências de 77%, 90% e 93% da resistência do concreto de referência para os traços 1:3,5, 1:5 e 1:6,5, respectivamente. E com a substituição de 50% da areia natural por areia reciclada, os resultados de resistência foram da ordem de 90% dos obtidos no traço com agregados naturais.

Mehta e Monteiro (1994) desencorajam o uso de agregados miúdos reciclados em concreto, argumentando que o agregado proveniente da reciclagem de resíduo de concreto possui fragmentos contaminados por pasta endurecida de cimento, gipsita e outras substâncias em menor quantidade. Mas, ainda assim, esses autores comentam, baseados em vários estudos, que quando comparado ao concreto com agregado natural, o concreto do agregado reciclado teria no mínimo dois terços da resistência à compressão e do módulo de elasticidade, bem como trabalhabilidade e durabilidade satisfatórias.

Fonseca *et al.* (2001) citam a ação cancerígena do pó deste material quando inalado. Vale lembrar que esta situação pode ser perfeitamente contornada quando de uma maior humanização do trabalho, isto é, sendo garantida a integridade física e evolução cultural do trabalhador, a curto e longo prazo.

Mehta e Monteiro (1994) comentam também que o maior obstáculo levantado quanto ao emprego desta técnica diz respeito ao custo da britagem, graduação, controle do pó e separação dos constituintes indesejáveis, mas contra argumentam da seguinte forma: “com base no maior trabalho, já realizado, de reciclagem de pavimento de concreto, o *Michigan State Department of Transportation*, de Michigan-EUA, publicou que o entulho reciclado

pela britagem do pavimento existente foi mais barato do que usar, inteiramente, material novo”.

Um dos questionamentos mais levantados no tocante ao uso de agregados reciclados de RCD é a durabilidade deste novo compósito, comumente colocada em dúvida, principalmente pelo fato simples de aquele não ser um material natural, portanto menos nobre e menos inerte (se menos inerte, é mais sujeito à reações deletérias), implicando em maiores possibilidades de surgimento de situações e reações desinteressantes.

Levy (2001) apresenta resultados mostrando que o incremento de resíduos de concreto e alvenaria até o teor de 20%, não afeta o comportamento do concreto em relação ao de referência, demonstrando que poderão ser utilizados, sem qualquer restrição, quanto à resistência e à durabilidade.

A absorção de água e índice de vazios nos concretos com agregados graúdos reciclados de alvenaria apresentaram uma tendência crescente com o acréscimo do teor de reciclados. Nos concretos produzidos com agregados reciclados, independentemente de sua granulometria e de sua origem (alvenaria ou concreto), a carbonatação e a difusão do CO₂ está relacionada muito mais à relação a/c e ao consumo de cimento do que com ao tipo de agregado reciclado. Os resíduos miúdos de alvenaria para utilização como agregado em concreto demonstram excelente desempenho como redutores da carbonatação (LEVY, 2001).

Tal fato comprova que não se deve entender que a durabilidade de um concreto possa ser atrelada exclusivamente à sua porosidade, pois propriedades importantes como a carbonatação são fenômenos físico-químicos que algumas vezes ocorrem de forma inversa à absorção.

3.5.4 Resíduo de concreto (RC)

Dentre os vários materiais descartados pelas obras de construção civil e de infraestrutura, os rejeitos de concreto constituem a fração mais importante pela sua quantidade, características físico-químicas e potencialidade de reciclagem (OLIVEIRA, 2002).

O agregado de RC é constituído de agregado graúdo, agregado miúdo e pasta de cimento. Pela sua constituição observa-se que é rico em rejeitos minerais e se torna matéria-prima de grande importância para a produção de materiais reciclados de aplicação nobre.

O material produzido com resíduos de concreto reciclado se apresenta como uma alternativa promissora para a construção civil, principalmente, como agregado miúdo na produção de concreto, com e sem função estrutural, como explanado anteriormente.

Outro uso bastante satisfatório do RC triturado é a correção granulométrica de solos excessivamente finos para a produção de solo-cimento.

3.6 Correção granulométrica de solos com resíduos

Como fora mostrado anteriormente (item 3.2), é comum utilizar-se da técnica de correção granulométrica do solo a ser estabilizado com cimento, seja acrescentando fração arenosa (quando do uso de solo excessivamente argiloso) ou acrescentando certa quantidade de solo argiloso (quando do uso de solo excessivamente arenoso), a fim de obter um material com as características granulométricas mais adequadas, como comentado.

Os RCD e RC podem ser usados satisfatoriamente para melhorar granulometricamente um solo demasiadamente fino, como demonstrado por diversos autores.

Silveira (2005) adicionou RCD em diversas porcentagens de massa a fim aumentar a quantidade de partículas grossas do solo a ser estabilizado com cimento. Nesta publicação, encontram-se descritos ensaios de resistência à compressão, absorção de água, determinação da perda de massa, variação de umidade e variação de volume produzidas por ciclos de molhagem e secagem de corpos-de-prova, que evidenciaram a exequibilidade da aplicação do RCD como agregado em compósito solo-cimento nas proporções de adição de 50, 75 e 100% (da massa de solo), atendendo as especificações para este emprego.

Souza (2006) realizou correção granulométrica de solos destinados à produção de solo-cimento com RC triturado, apresentando resultados bastante satisfatórios, e comentando ainda que o RC triturado mostrou-se um excelente material para corrigir a granulometria dos solos, de modo a torná-los mais arenosos e mais propícios à confecção do solo-cimento.

Em seus estudos, Souza (2006) produziu uma mistura entre solo e RC triturado, acrescentando RC em até 60% do valor da massa de solo, e, em função dessa massa de mistura, produziu solo-cimento com três teores de cimento. Este autor observou que até a quantidade de 40% de acréscimo de resíduo houve aumento significativo de resistência, e que de 40% para 60% houve pequeno aumento.

Por antecipação, informa-se agora que nesta pesquisa o solo utilizado no reforço de solo-cimento foi estabilizado granulometricamente com adição RC no valor de 100% da massa de solo, isto é, a mistura de solo e resíduo terá 50% de sua massa constituída por solo e o restante por resíduo de concreto triturado.

4 LOCAL DE REALIZAÇÃO DA PESQUISA

A presente pesquisa foi realizada no Campo Experimental de Fundações da UNESP em Ilha Solteira-SP, onde diversas pesquisas já foram realizadas, originando resultados utilizados em teses, dissertações e outros trabalhos de pesquisadores pertencentes ou não à UNESP. A Figura 4.1 apresenta uma ilustração sem escala da localização geográfica do município de Ilha Solteira-SP, marcado em vermelho.



Figura 4.1: Localização geográfica do município de Ilha Solteira-SP.

4.1 Caracterização geológica

Conforme descrito em Souza (1993), a região de Ilha Solteira-SP 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.

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).

O solo característico da região de Ilha Solteira-SP também ocorre em grande parte da área superficial do Estado de São Paulo, o que amplia a importância de pesquisas realizadas nesta região (SOUZA, 1993).

4.2 Caracterização geotécnica

A Figura 4.2 apresenta o detalhe da localização das estacas ensaiadas por Del Pino Jr. (2003), e as que serão reensaiadas nesta pesquisa após reforço (somente a Estaca 1 e Estaca 2), em destaque.

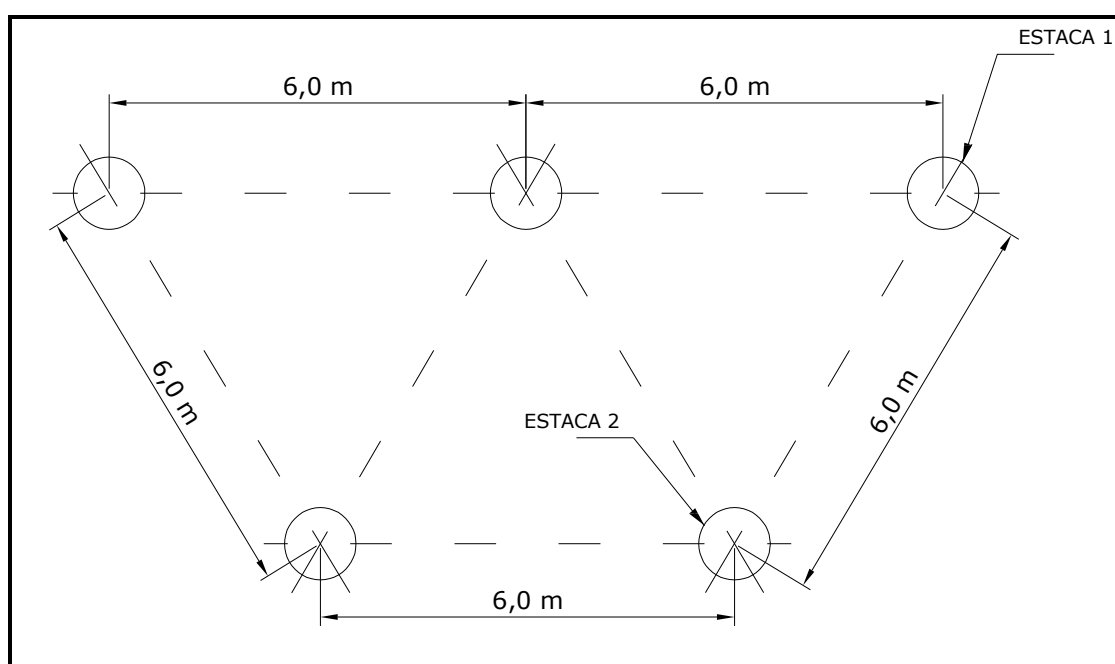


Figura 4.2: Disposição das estacas de teste e de reação utilizadas por Del Pino Jr., (2003), em destaque as utilizadas nesta pesquisa.

Na Figura 4.3 é apresentada a disposição das estacas no campo experimental e também a localização das sondagens SPT, dos ensaios CPT, realizados por Menezes (1997) e do poço de inspeção.

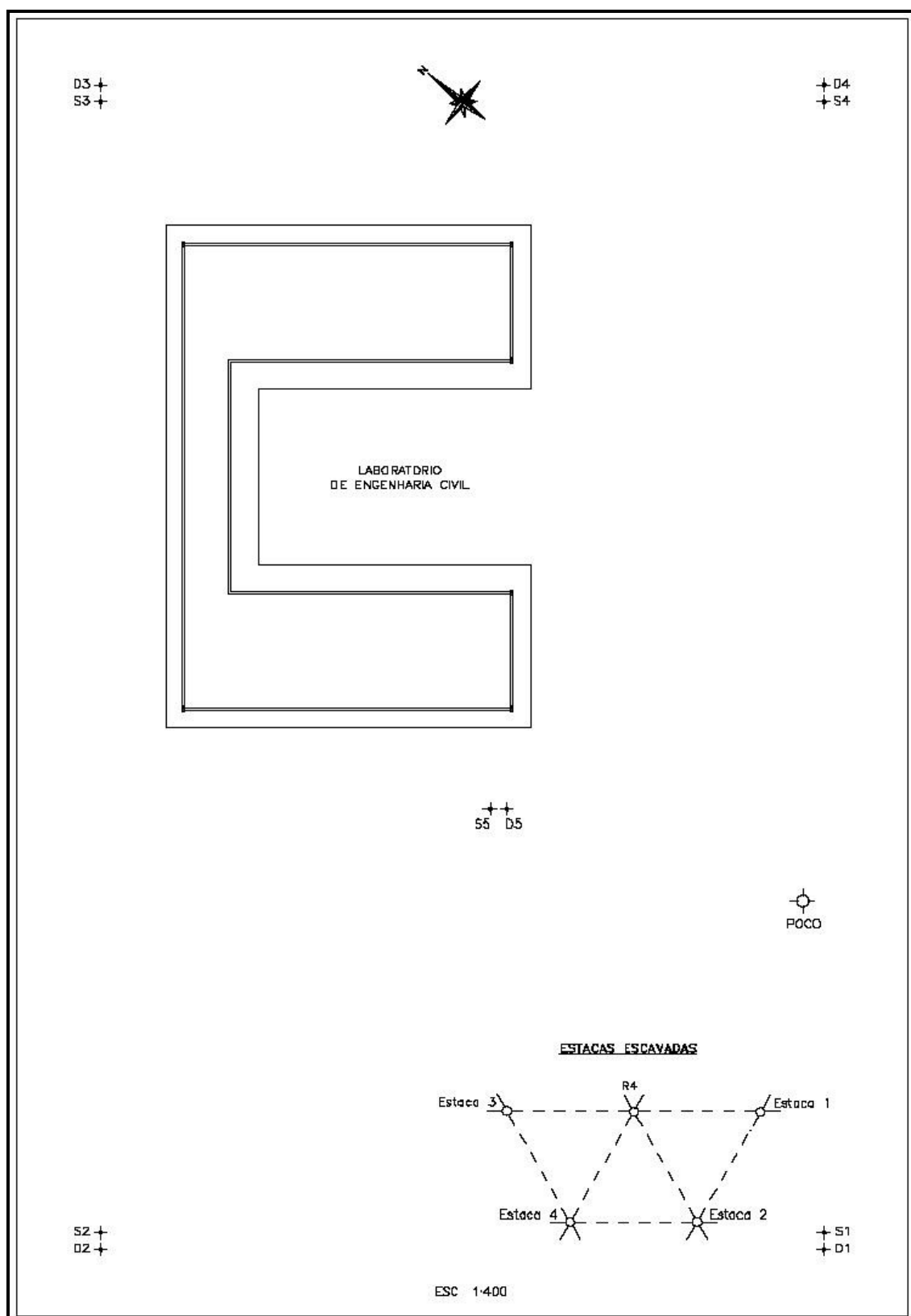


Figura 4.3: Disposição das estacas de teste, sondagens SPT, ensaios CPT, no Campo Experimental da UNESP em Ilha Solteira-SP (SEGANTINI, 2000).

A Figura 4.4 apresenta o perfil do subsolo do campo experimental e os valores disponíveis das sondagens SPT (S1), da resistência de ponta e do atrito lateral unitário máximo do ensaio CPT (D1). São apresentados estes dados pelo fato de ser as sondagens mais próximas às estacas em estudo, como observado na Figura 4.3.

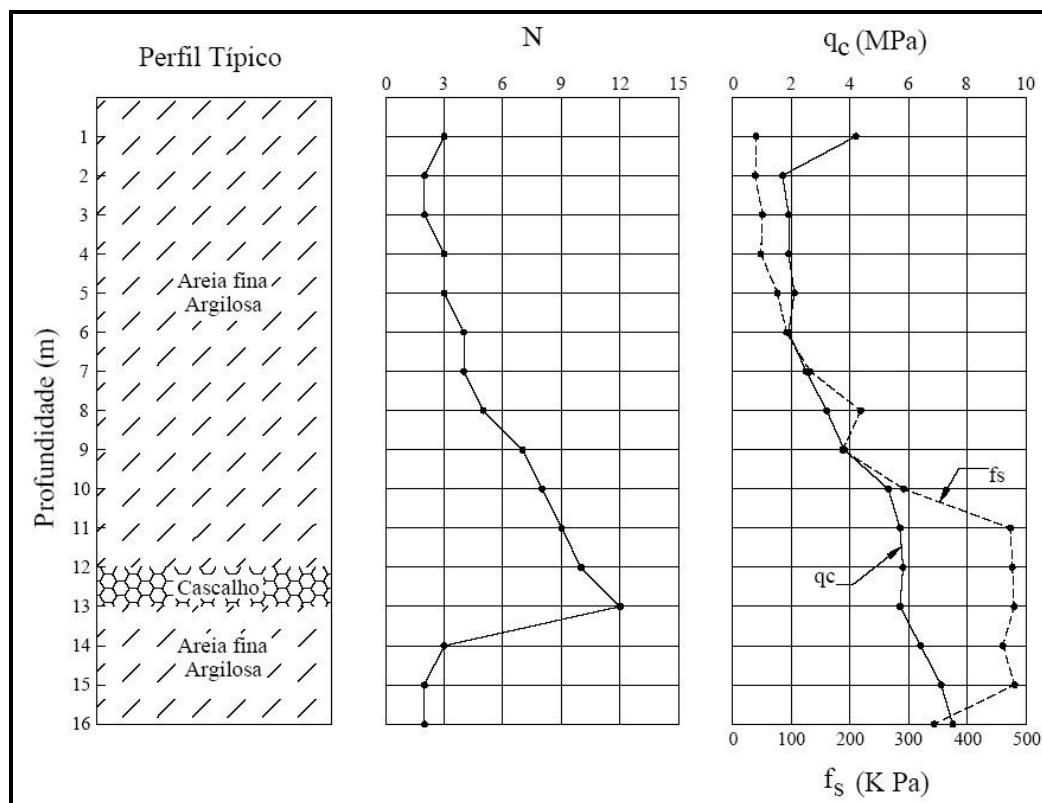


Figura 4.4: Perfil do solo e resultados das sondagens SPT-1 e ensaios CPT-1 (DEL PINO Jr., 2003).

Nas Tabelas 4.1, 4.2 e 4.3 é apresentada toda a caracterização geotécnica do campo experimental. Na Tabela 4.1 são apresentados os limites de Atterberg e os parâmetros de granulometria do solo, conforme profundidade. Na Tabela 4.2 são apresentados os índices físicos, em valores médios por profundidade: 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). Estes valores foram obtidos através de análises de amostras indeformadas. Na Tabela 4.3 são apresentados todos os parâmetros do ensaio de compactação: umidade natural, umidade ótima ($w_{ót}$) e peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{d,máx}$), bem como grau de compactação (GC) do solo em estado natural.

Tabela 4.1: Limites de Atterberg e parâmetros de granulometria (MENEZES, 1997).

Profundidade (m)	LL (%)	LP (%)	Areia média (%)	Areia finas (%)	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.

Tabela 4.2: Índices físicos (MENEZES, 1997).

Profundidade (m)	ρ (g/cm³)	w (%)	ρ_s (g/cm³)	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

Tabela 4.3: Parâmetros do ensaio de compactação (MENEZES, 1997).

Profundidade (m)	w (%)	w_{ót} (%)	$\gamma_{d,máx}$ (kN/m³)	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

Informações mais detalhadas sobre a caracterização geológica e geotécnica do campo experimental podem ser encontradas em Del Pino Jr. (2003), Peixoto (2001), Segantini (2000), Menezes (1997) e Souza (1993).

5 SOLO-CIMENTO PARA EXECUÇÃO DO REFORÇO

A utilização de solo-cimento para execução do reforço objeto desta pesquisa foi escolhida pelo fato deste material apresentar menor custo e ser de simples execução.

A simples compactação do solo ao redor do fuste da estaca, como a realizada por Menezes *et al.* (2004), talvez não ofereça contribuição suficiente para neutralização de cargas horizontais em alguns casos, principalmente em solos colapsíveis, em contrapartida, a utilização de concretos ou outros materiais de elevada resistência e suficientemente moldáveis torna-se inviável, considerando a elevada resistência (conseqüente custo financeiro e ambiental) frente à magnitude das cargas horizontais em estacas.

Em virtude do exposto no item 3.1 ao 3.4, referente à forma de dosagem de solo-cimento, à correção granulométrica do solo para confecção de solo-cimento e à substituição da areia natural por RCD ou RC, bastante explanados em todo o Capítulo 3, fora escolhido como materiais constituintes do solo-cimento os apresentados no item 5.1, caracterizados e ensaiados pelos métodos, a saber:

- ABNT (1986) [NBR 6457 – Preparação de amostras de solo e ensaio de caracterização];
- ABNT (1984) [NBR 6508 - Determinação da massa específica dos grãos];
- ABNT (1984) [NBR 7181 – Análise granulométrica de solos];
- ABNT (1984) [NBR 6459 - Determinação do limite de liquidez];
- ABNT (1984) [NBR 7180 - Determinação do limite de plasticidade] e
- ABNT (1986) [NBR 7182 – Ensaio de compactação].

5.1 Materiais

5.1.1 Solo

O solo utilizado para confecção do solo-cimento é característico das camadas superficiais do subsolo da região do município de Ilha Solteira-SP. Caracterizado conforme as normas técnicas nacionais, citadas acima, e classificado segundo a HRB.

- *Caracterização do solo:*

A caracterização do solo em estudo foi realizada através da obtenção da massa específica dos sólidos (ρ_s), granulometria, dos limites de Atterberg e da realização do ensaio de compactação.

A massa específica dos sólidos (ρ_s) do solo em estudo é de $2,64 \text{ g/cm}^3$ e a granulometria pode ser observada na Tabela 5.1, que mostra as porcentagens referentes a cada diâmetro dos grãos, na Tabela 5.2 que mostra a porcentagem de ocorrência de cada fração e na curva granulométrica, apresentada no gráfico da Figura 5.1.

Tabela 5.1: Distribuição granulométrica do solo em estudo.

Peneira Nº	Diâmetro (mm)	Massa Retida	Porc. % <
10	2	0	100
20	0,8	0,12	99,8
40	0,42	1,29	98,2
60	0,25	5,86	91,8
100	0,15	14,39	79,8
140	0,104	20,99	70,5
200	0,075	30,36	57,3

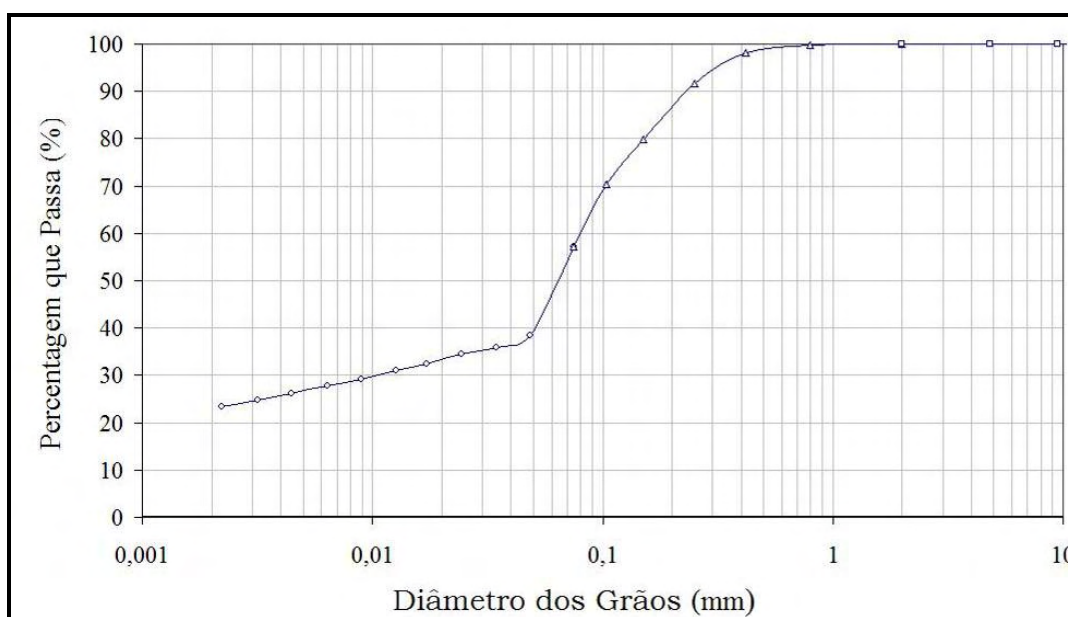


Figura 5.1: Curva granulométrica do solo em estudo.

Tabela 5.2: Porcentagem de ocorrência de cada fração do solo.

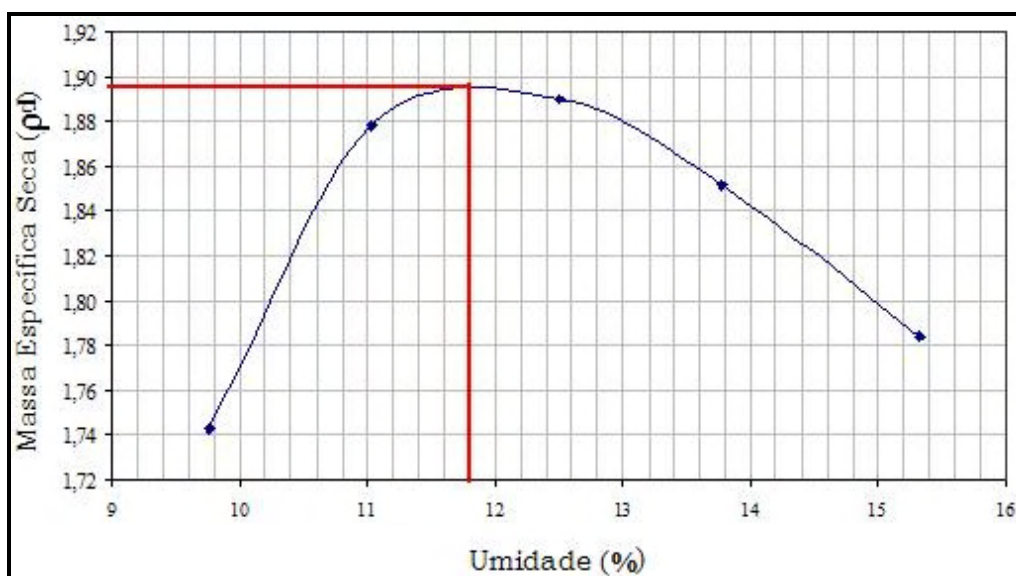
Porcentagem de Ocorrência		
Fração	Subdivisão	(%)
Pedregulho	-	0
Areia	Grossa	0
	Média	1,8
	Fina	59,2
Silte	-	12,5
Argila	-	26,5

Também foram obtidos os limites de Atterberg deste solo, apresentados na Tabela 5.3.

Tabela 5.3: Limites de Atterberg para o solo em estudo.

Limite de liquidez	26,1%
Limite de plasticidade	16,7%
Índice de plasticidade	9,4%

E para uma análise do comportamento deste solo quanto à compactação, fora realizado o ensaio de compactação Proctor Normal do mesmo, cujo valor obtido para umidade ótima ($w_{ót}$) foi de 11,8% e massa específica aparente seca máxima ($\rho_{d,máx}$) de 1,896 g/cm³, podendo ser melhor observados no gráfico da Figura 5.2.

**Figura 5.2:** Curva de compactação do solo em estudo.

5.1.2 Resíduo de concreto triturado

O resíduo de concreto utilizado para melhoria da granulometria do solo usado na confecção do solo-cimento foi obtido da demolição de calçadas e passeios recolhido por empresas de transporte de entulho do município de Ilha Solteira-SP, triturado e peneirado em malha de abertura 4,8 mm, visando a sua transformação em material de granulometria tão semelhante quanto possível a uma areia grossa.

Na Figura 5.3(a) é apresentada uma parte do resíduo logo após ser demolida a calçada, na Figura 5.3(b) é mostrado o triturador de mandíbulas, marca BRASFORT, utilizado para beneficiamento do resíduo e na Figura 5.4 é apresentado o aspecto do resíduo triturado.



Figura 5.3: Resíduo de concreto em fase de início de transporte (a) e triturador utilizado para beneficiamento do resíduo (b).



Figura 5.4: Aspecto visual do resíduo triturado e peneirado.

- Caracterização do RC triturado:

Para a caracterização deste resíduo foi realizado o ensaio de granulometria conjunta e de massa específica dos sólidos (ρ_s), devido à característica extremamente granular do mesmo, tornaram-se inexecutáveis os ensaios dos limites de Atterberg e compactação.

A massa específica dos sólidos obtida para o resíduo foi de $2,61 \text{ g/cm}^3$, a distribuição granulométrica pode ser observada na Tabela 5.4, como também na Tabela 5.5 que mostra a porcentagem de ocorrência de cada fração no resíduo, além da curva granulométrica da Figura 5.5.

Tabela 5.4: Distribuição granulométrica do resíduo em estudo.

Peneira Nº	Diâmetro (mm)	Massa Retida	Porc. % <
10	2	5,82	91,7
20	0,8	15,84	71,1
40	0,42	31,18	51,1
60	0,25	44,63	33,6
100	0,15	53,7	21,8
140	0,104	57,99	16,2
200	0,075	60,65	12,7

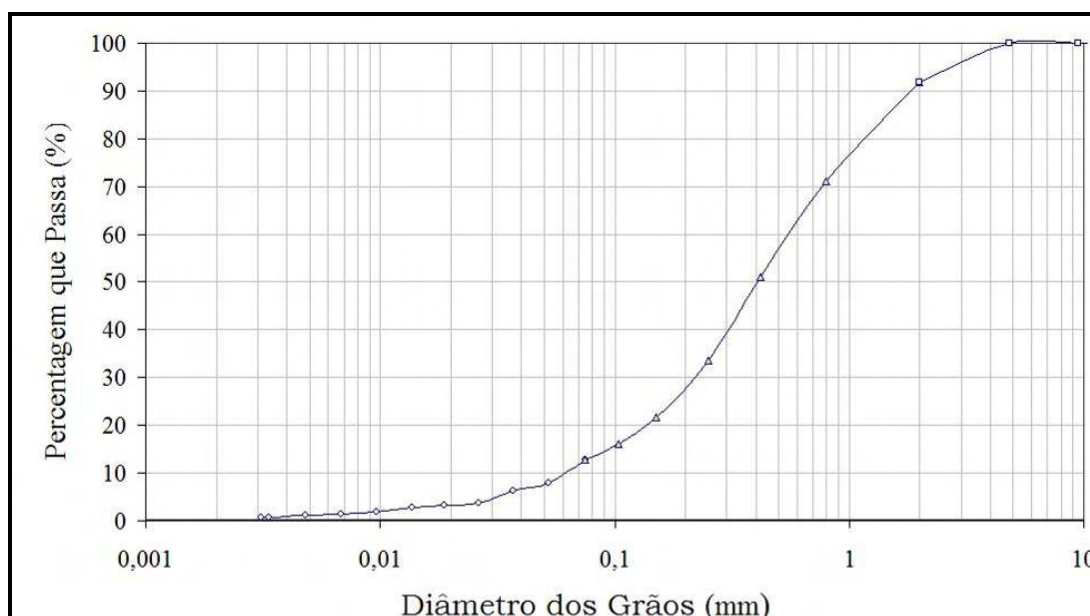


Figura 5.5: Curva granulométrica do resíduo em estudo.

Tabela 5.5: Porcentagem de ocorrência de cada fração no resíduo.

Porcentagem de Ocorrência		
Fração	Subdivisão	(%)
Pedregulho	-	0
Areia	Grossa	8,3
	Média	40,6
	Fina	43,2
Silte	-	6,7
Argila	-	1,2

5.1.3 Mistura solo e resíduo

Como comentado em diversas partes do presente texto, o material estabilizado com cimento foi uma mistura entre solo e RC triturado, ambos já apresentados e caracterizados, prosseguindo parte das análises iniciadas por Souza (2006) na mesma instituição e com o mesmo tipo de material utilizado nesta pesquisa (RC), e com base nos bons resultados alcançados por Silveira (2005) para estabilização granulométrica de solos com RCD. Foi utilizada uma proporção entre solo e RC de 1:1 em massa nesta pesquisa.

- Caracterização da mistura de solo e resíduo:

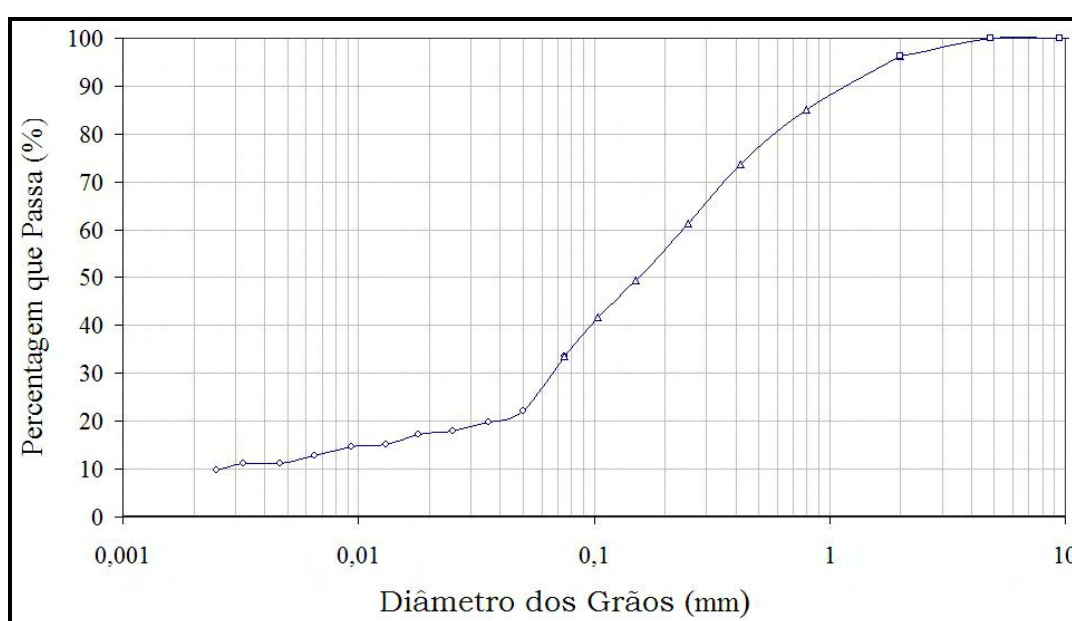
Visando obter uma melhor distribuição granulométrica do solo, diminuição do consumo de cimento na produção do solo-cimento e também proporcionar uma destinação adequada a uma espécie de resíduo sólido, como já explanado anteriormente, fora acrescentado ao solo o RC triturado, na proporção de 1:1 em massa.

Os resultados da caracterização desta mistura, aqui apresentados, serão bastante utilizados em virtude de serem necessários para a elaboração da dosagem de solo-cimento.

A massa específica dos sólidos (ρ_s) da mistura entre solo e resíduo é de 2,63 g/cm³ e a granulometria pode ser observada na Tabela 5.6, que mostra as porcentagens referentes a cada diâmetro dos grãos, na curva granulométrica apresentada no gráfico da Figura 5.6 e na Tabela 5.7 que mostra a porcentagem de ocorrência de cada fração de solo.

Tabela 5.6: Distribuição granulométrica da mistura entre solo e resíduo.

Peneira Nº	Diâmetro (mm)	Massa Retida	Porc. % <
10	2	2,66	96,2
20	0,8	8,03	85,2
40	0,42	16,39	73,7
60	0,25	25,46	61,2
100	0,15	36,32	46,3
140	0,104	39,69	41,7
200	0,075	45,53	33,6

**Figura 5.6:** Curva granulométrica da mistura entre solo e resíduo.**Tabela 5.7:** Porcentagem de ocorrência de cada fração na mistura entre solo e resíduo.

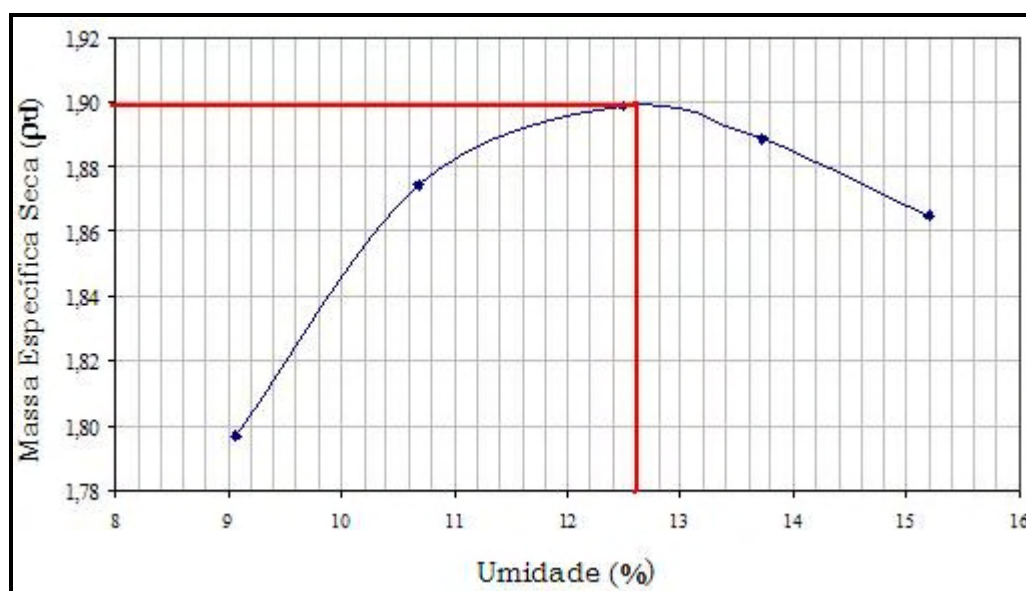
Porcentagem de Ocorrência		
Fração	Subdivisão	(%)
Pedregulho	-	0
Areia	Grossa	3,8
	Média	22,5
	Fina	51,6
Silte	-	10,8
Argila	-	11,3

Também foram obtidos os limites de Atterberg da mistura entre solo e resíduo, apresentados na Tabela 5.8.

Tabela 5.8: Limites de Atterberg para a mistura entre solo e resíduo.

Limite de liquidez	23,7%
Limite de plasticidade	16,0%
Índice de plasticidade	7,7%

E para uma análise do comportamento desta mistura quanto à compactação, fora realizado o ensaio de compactação Proctor Normal da mesma, cujo valor obtido para umidade ótima ($w_{ót}$) foi de 12,6% e massa específica aparente seca máxima ($\rho_{d,máx}$) de 1,899 g/cm³, podendo ser melhor observados no gráfico da Figura 5.7.

**Figura 5.7:** Curva de compactação da mistura entre solo e resíduo.

5.1.4 Demais materiais

- *cimento:*

Foi utilizado o cimento CP-II 32 Z, marca Itaú. Por não haver necessidade de cimento específico, optou-se por utilizar um cimento encontrado mais corriqueiramente na região e por saber que este tipo pode ser usado satisfatoriamente na confecção de solo-cimento (SOUZA, 2006).

- água:

A água utilizada para confecção do solo-cimento foi a de abastecimento público do município de Ilha Solteira-SP.

5.1.5 Classificação e comparação do solo natural e da mistura

Analisando as Tabelas 5.2, 5.5 e 5.7, nota-se mudança significativa na distribuição granulométrica do solo em estudo quando do acréscimo do RC triturado, tornando a mistura um material que apresenta menor quantidade de finos que o solo natural. A Figura 5.8, abaixo, auxilia a análise do exposto.

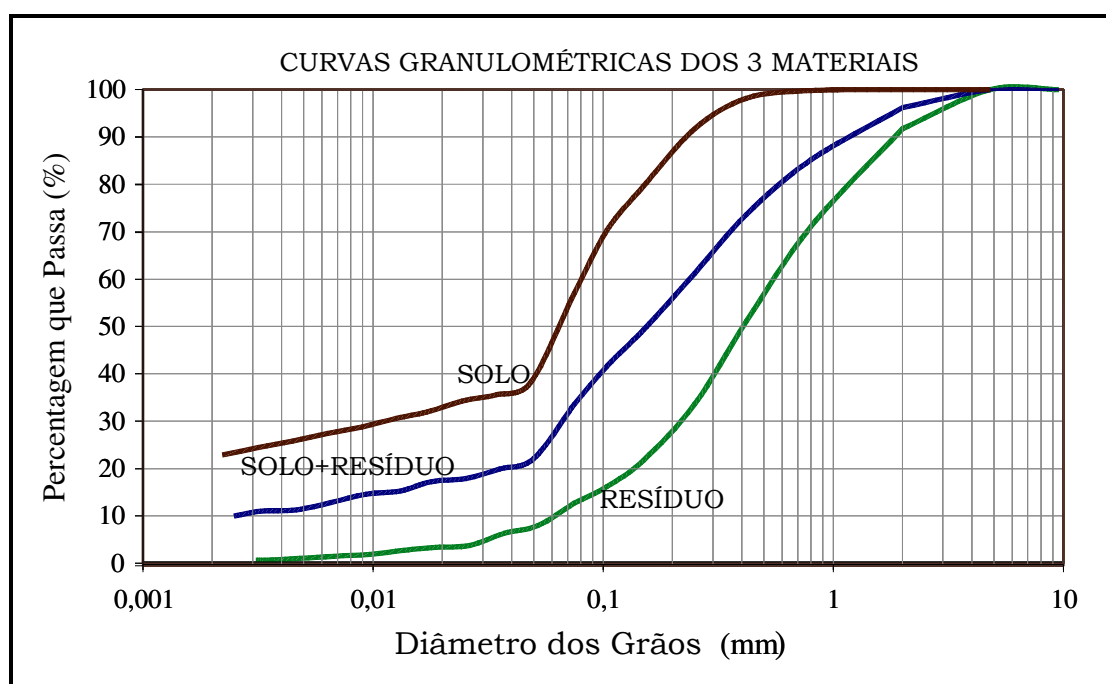


Figura 5.8: Curvas granulométricas dos 3 materiais em estudo.

O solo natural e a mistura entre solo e RC na proporção 1:1 são classificadas segundo a HRB, como **A-4 (4,5)** e **A-2-4 (0)** respectivamente, o que, pela Tabela 3.2, já denota uma diminuição no consumo de cimento em relação ao solo natural (10% para o solo natural e 7% para a mistura) para obtenção de solo-cimento com características semelhantes (ABCP, 1986), tornando a mistura um material com melhores características para ser estabilizado com cimento.

No que se refere à massa específica aparente seca máxima, resultado do ensaio de compactação, pode-se observar pelos gráficos das Figuras 5.2 e 5.7 que pouca mudança houve, talvez pelo fato de o peso específico dos sólidos do material acrescido ao solo (RC) apresentar valor muito próximo ao do solo natural, o que não implica em fato de grande relevância nesta pesquisa, pois o maior interesse da realização da mistura é a melhoria na distribuição granulométrica do material afim de obter um solo-cimento com as mesmas características mecânicas porém com menor consumo de cimento.

5.2 Solo-cimento compactado

A dosagem do solo-cimento confeccionado com a mistura entre solo e resíduo na proporção 1:1 em massa foi executada de acordo com ABCP (1986), por ser um trabalho de grande relevância no cenário científico nacional e utilizado com grande sucesso em pesquisas desenvolvidas e/ou orientadas por SEGANTINI [entre 1990 e 2007] na instituição onde a pesquisa foi desenvolvida.

Os ensaios realizados conforme recomendação de ABCP (1986) seguiram além das já citadas no início deste capítulo, as normas técnicas nacionais listadas a seguir:

- ABNT (1992) [NBR 12024 – Moldagem de corpos-de-prova de solo-cimento] e
- ABNT (1990) [NBR 12025 – Ensaio à compressão de corpos-de-prova de solo-cimento].

Como equipamentos utilizados para a preparação e controle tecnológico do solo-cimento, além dos básicos para execução dos ensaios de compactação, pode-se citar o uso de uma prensa hidráulica com capacidade de 2000 kN, da marca EMIC, para efetuar a ruptura dos corpos-de-prova.

5.2.1 Dosagem do solo-cimento

O solo-cimento compactado utilizado nesta pesquisa foi dosado, como citado anteriormente, segundo ABCP (1986), por conseguinte fora estabelecida as seguintes proporções: 1 quantidade de solo, 1 quantidade de resíduo e 8% do valor da **massa seca** da mistura em cimento.

5.2.2 Compactação do solo com cimento

Após a fixação da quantidade de cimento utilizada para estabilizar a mistura, é necessária a execução de um ensaio de compactação para verificação do teor de umidade ótimo em que o solo-cimento foi compactado (ABCP, 1986).

Os resultados do ensaio de compactação da mistura com cimento realizado para esta pesquisa foram uma massa específica aparente seca máxima ($\rho_{d,máx}$) de 1,893 g/cm³ e uma umidade ótima ($w_{ót}$) de 12,3%, como podem ser observadas na curva de compactação da Figura 5.9.

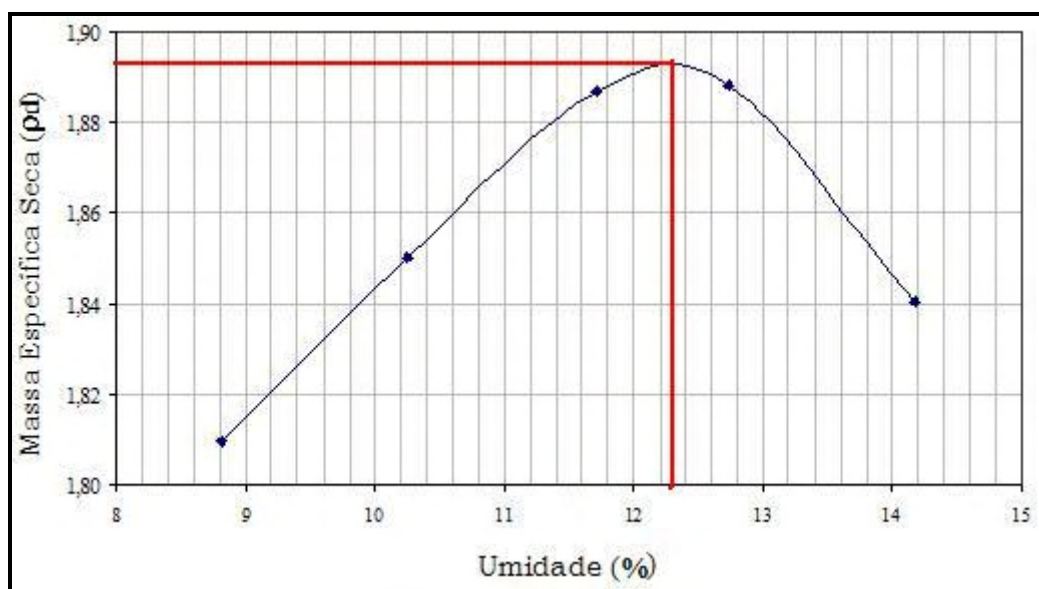


Figura 5.9: Curva de compactação da mistura entre solo, resíduo e cimento.

Apresenta-se na Figura 5.10 um corpo-de-prova de solo-cimento confeccionado para esta pesquisa sendo desmoldado, na Figura 5.11 são mostradas três famílias de corpos-de-prova submetidos à cura em câmara úmida, onde permanecem até data certa para ruptura.



Figura 5.10: Corpo-de-prova de solo-cimento sendo desmoldado.



Figura 5.11: Corpos-de-prova submetidos à cura em câmara úmida.

5.2.3 Resistência à compressão do solo-cimento

Após cura adequada, os corpos-de-prova de solo-cimento foram submetidos a ensaio de compressão axial, seguindo os critérios descritos em ABCP (1986). Uma das fases da ruptura dos corpos-de-prova preconizada pela ABNT (1990), através da NBR 12025 é a imersão em água por 4 horas antes da ruptura, como pode ser observado na Figura 5.12(a).



Figura 5.12: Corpos-de-prova em imersão (a) e prestes a ser carregado axialmente (b).

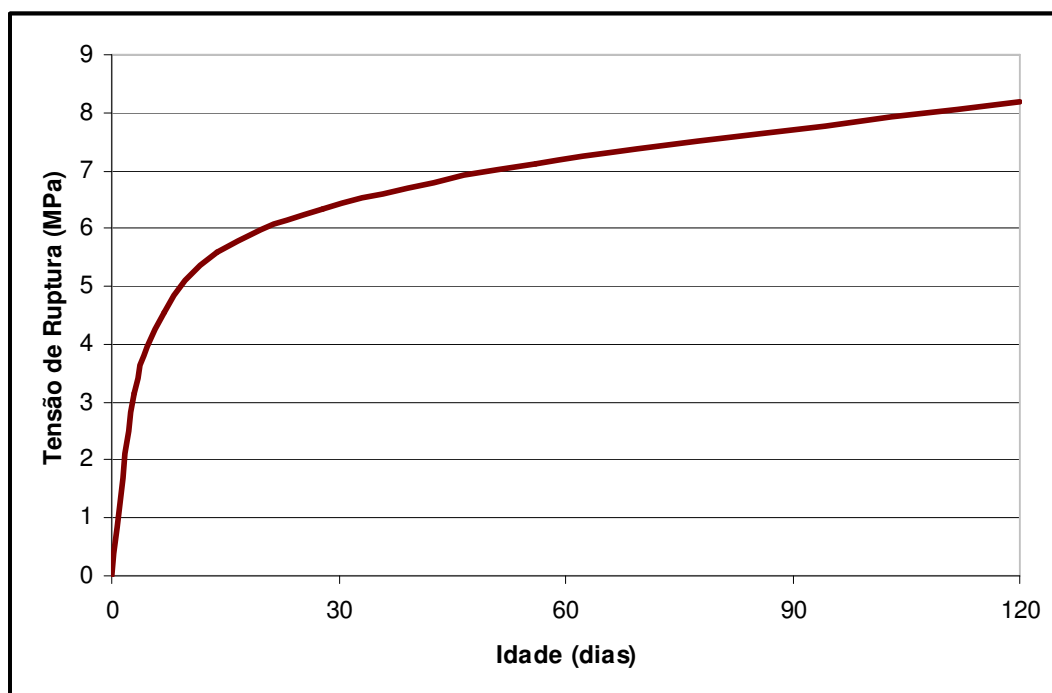
Posteriormente os corpos-de-prova são secos com toalha e carregados axialmente a uma velocidade de $1,5 \text{ kgf/cm}^2/\text{s}$. A Figura 5.11(b) mostra o corpo-de-prova prestes a ser submetido ao carregamento axial. A Tabela 5.9 mostra as tensões médias de ruptura para os corpos-de-prova de solo-cimento aos 3, 7, 14, 28, 56 e 112 dias e a Figura 5.13 mostra o gráfico de evolução de resistência à compressão axial deste solo-cimento estabilizado com resíduo de concreto triturado.

Interessante observar na Tabela 5.9 a resistência à compressão axial média dos corpos-de-prova de solo-cimento aos 7 dias de idade. Conforme recomendação dos ábacos de ABCP (1986), descritas no item 3.4 deste trabalho, este valor de resistência para o tipo de solo em questão deveria não ser menor que 2,1 MPa, nesta pesquisa foi atingido 4,59 MPa.

Aos 28 dias, data de referência padrão, o SC atingiu 6,32 MPa, e aos 56 dias, data da realização da prova de carga horizontal, 7,13 MPa.

Tabela 5.9: Tensões de ruptura dos corpos-de-prova de solo-cimento.

Idade (Dias)	Tensão de ruptura (MPa)	Tensão média (MPa)
3	3,44	3,16
	3,06	
	2,99	
7	4,93	4,59
	4,58	
	4,27	
14	5,86	5,60
	5,79	
	5,16	
28	5,86	6,32
	6,25	
	6,85	
56	7,19	7,13
	7,26	
	6,94	
112	8,15	8,19
	8,15	
	8,28	

**Figura 5.13:** Evolução da resistência à compressão axial do solo-cimento.

6 REFORÇO, ESTACAS E MÉTODO DA PROVA DE CARGA

6.1 Reforço

O reforço executado nesta pesquisa segue algumas idéias básicas lançadas por Miranda Jr. (2006) e já apresentadas neste trabalho: melhoria do solo ao redor do fuste da estaca em oposição ao carregamento aplicado (horizontal), a fim de atingir uma solução prática, de baixo custo e tecnologicamente satisfatória.

O solo-cimento, como comentado, pode satisfazer os requisitos lançados acima.

A Figura 6.1 apresenta um croqui da situação normal das estacas a serem ensaiadas, enquanto a Figura 6.2(a) mostra a situação após a execução do reforço de solo-cimento realizado nesta pesquisa.

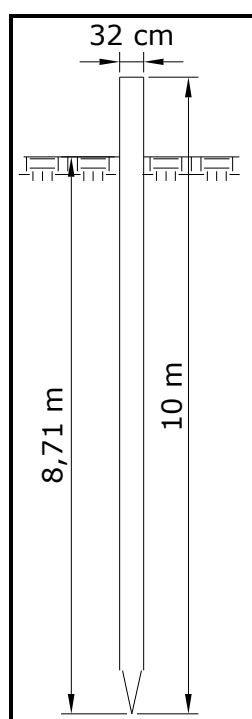


Figura 6.1: Croqui da situação atual das estacas a serem ensaiadas, como ensaiadas por Del Pino Jr. (2003).

6.1.1 Características geométricas

O formato do bloco de solo-cimento compactado (cilíndrico) foi escolhido por ser de grande praticidade executiva, por oferecer uma distribuição de tensões de reação do solo parecida com a da configuração original da estaca (também cilíndrica), por oferecer oposição à sollicitação transversal em qualquer que seja sua direção de atuação e, ainda, acreditando que além de testar uma nova possibilidade, um trabalho científico tem a missão de introduzir este novo conceito na prática, isto é, quanto mais a proposta se mostrar aplicável e for apresentada exatamente como deverá ser aplicada, mais fácil será a transferência da técnica para as situações fora dos centros de pesquisa.

O reforço foi executado abaixo do nível do solo e também abaixo da linha de carregamento horizontal por oferecer uma situação tão mais parecida com a realidade quanto possível. A Figura 6.2 mostra a diferença entre o bloco de solo-cimento executado nesta pesquisa (a) e o executado por Miranda Jr. (2006) (b), no tocante à posição em relação ao nível do solo e ao nível do carregamento.

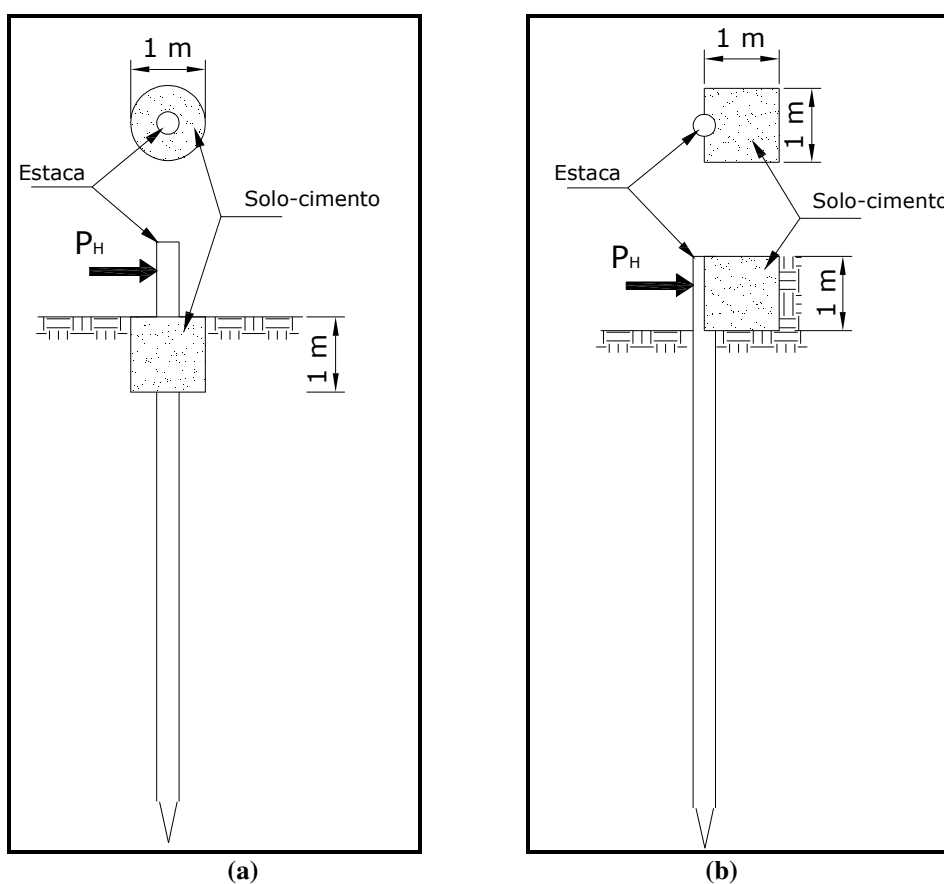


Figura 6.2: Posição do bloco e da aplicação da carga como realizado nesta pesquisa (a) e como realizado por Miranda Jr. (2006) (b).

Analisando as Figuras 2.21 e 2.22, percebe-se que os maiores deslocamentos e rotações nas estacas ensaiadas por Del Pino Jr. (2003), e que foram reensaiadas nesta pesquisa após reforço, acontecem até uma profundidade de 3 m em relação ao nível do solo. Partindo desta informação, foi decidido executar um reforço que não proporcionasse apenas a mesma distribuição de reações que a estaca proporciona (ambos cilíndricos), mas que também proporcionasse a mesma área de reação destes três metros de profundidade, isto é, foi escolhido um bloco com diâmetro e profundidade suficientes para que sua área lateral tivesse valor numérico equivalente aos três metros de profundidade da estaca.

6.1.2 Moldagem e cura do bloco de solo-cimento

Depois de fixadas as proporções de materiais para execução do solo-cimento estabilizado com RC triturado, obtidas as resistências à compressão axial (Figura 5.12), definidos as dimensões e formato do bloco e armazenada toda a quantidade de material necessária, foi executado o solo-cimento compactado ao redor do fuste das estacas.

Primeiramente foi realizada a escavação ao redor do fuste das estacas com cavadeira manual, como mostrado na Figura 6.3, conforme dimensões definidas e apresentadas acima. A Figura 6.4 mostra a escavação concluída.

O solo-cimento foi homogeneizado em betoneira, seguindo as proporções pré-definidas e com quantidade de água necessária para atingir a umidade ótima quando da compactação, obtida por correlações simples dos resultados do ensaio de compactação. Por vez, foram homogeneizadas quantidades suficientes para atingir, quando compactadas, camadas com espessura por volta de 15 cm.



Figura 6.3: Execução da escavação onde foi compactado o solo-cimento.



Figura 6.4: Escavação concluída.

O solo-cimento foi compactado utilizando um soquete manual recebendo escarificação superficial nas interfaces das camadas. A Figura 6.5 mostra a compactação de camadas intermediárias do bloco de solo-cimento e a Figura 6.6 mostra o aspecto do bloco inteiramente compactado.



Figura 6.5: Compactação de camada intermediária do bloco de solo-cimento.



Figura 6.6: Bloco completamente compactado.

Importante realizar a cura adequada do material em questão de forma que proporcione uma situação onde a umidade do material mantenha-se tão elevada quanto possível para garantia da correta hidratação do cimento utilizado, conferindo assim as características físicas e mecânicas desejadas.

Nesta pesquisa, foram esperadas 24 horas após a compactação do solo-cimento para garantia de uma completa agregação dos grãos constituintes das camadas superiores, após este tempo, a cura foi realizada através da disposição de uma lâmina d'água superior ao bloco, duas vezes por dia nos primeiros sete dias, uma vez por dia do oitavo ao décimo quarto dia, e nos dias pares do décimo quarto ao vigésimo primeiro dia. A Figura 6.7 apresenta um bloco com lâmina d'água para proporcionar cura.



Figura 6.7: Lâmina d'água na superfície do bloco de solo-cimento para garantir cura adequada.

6.2 Estacas e provas de carga horizontal

As estacas ensaiadas neste estudo são duas das mesmas utilizadas por Del Pino Jr. (2003), porém agora, foi realizado um reforço de solo-cimento ao redor do fuste das mesmas, para posterior ensaio de carregamento horizontal.

Um croqui da situação normal das estacas a serem ensaiadas pode ser observado na Figura 6.1, enquanto na Figura 6.2(a) pode-se observar a situação após a execução do reforço de solo-cimento realizado nesta pesquisa.

6.2.1 Estacas de teste

Duas foram as estacas reforçadas com bloco de solo-cimento e ensaiadas, do tipo broca (de concreto, escavadas com trado mecânico), com as seguintes características:

- 32 cm de diâmetro;
- 10 m de comprimento, sendo 8,71 m embutidos no solo;
- armadura composta por 6 barras de aço longitudinais com 12 mm de diâmetro até 6m de profundidade e estribos com 6,3 mm de diâmetro e espaçamento de 15 cm;
- tirante *Dywidag* (32 mm de diâmetro) posicionado axialmente ao longo do comprimento da estaca;
- cobertura de armadura de 5 cm;
- resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) de 18 MPa;
- módulo de deformação longitudinal do aço (E_a) de 210000 MPa;
- módulo de deformação longitudinal do concreto (E_c), calculado de acordo com ABNT (2004), pela NBR 6118, de 23386 MPa, e
- momento de inércia equivalente para a seção da estaca (considerando o concreto e armadura, de acordo com Ricci (1995)) (I_{gt}) de $8,8 \times 10^{-4} \text{ m}^4$.

A Figura 6.8 mostra as estacas que foram reforçadas e reensaiadas nesta pesquisa, quando do ensaio realizado por Del Pino Jr. (2003).



Figura 6.8: Estacas teste quando ensaiadas por Del Pino Jr. (2003).

6.2.2 Método de prova de carga horizontal e equipamentos utilizados

O sistema de aplicação de carga foi instalado entre duas estacas, como esquematizado na Figura 6.9, de forma que uma das estacas funcione como estaca de reação para a outra, sendo a recíproca verdadeira, possibilitando dessa forma a realização de duas provas de cargas simultâneas, como utilizado eficientemente por Miguel (1996) no Campo Experimental de Geotecnia da USP de São Carlos-SP, por Del Pino Jr. (2003) no Campo Experimental de Geotecnia da UNESP de Ilha Solteira-SP e por diversos outros pesquisadores.

As provas de cargas foram do tipo rápido, de acordo com ABNT (1992), pela NBR 12131, utilizando tempo de incremento de carga de 15 minutos (FELLENIOUS, 1975; MIGUEL, 1996; DEL PINO JR., 2003). O descarregamento também foi realizado em estágios de 15 minutos.

O ensaio foi conduzido até deformações próximas ao limite do curso dos relógios comparadores (50 mm) para que se pudesse avaliar o desempenho do reforço para elevados carregamentos e analisar a forma de deformação do conjunto ensaiado.

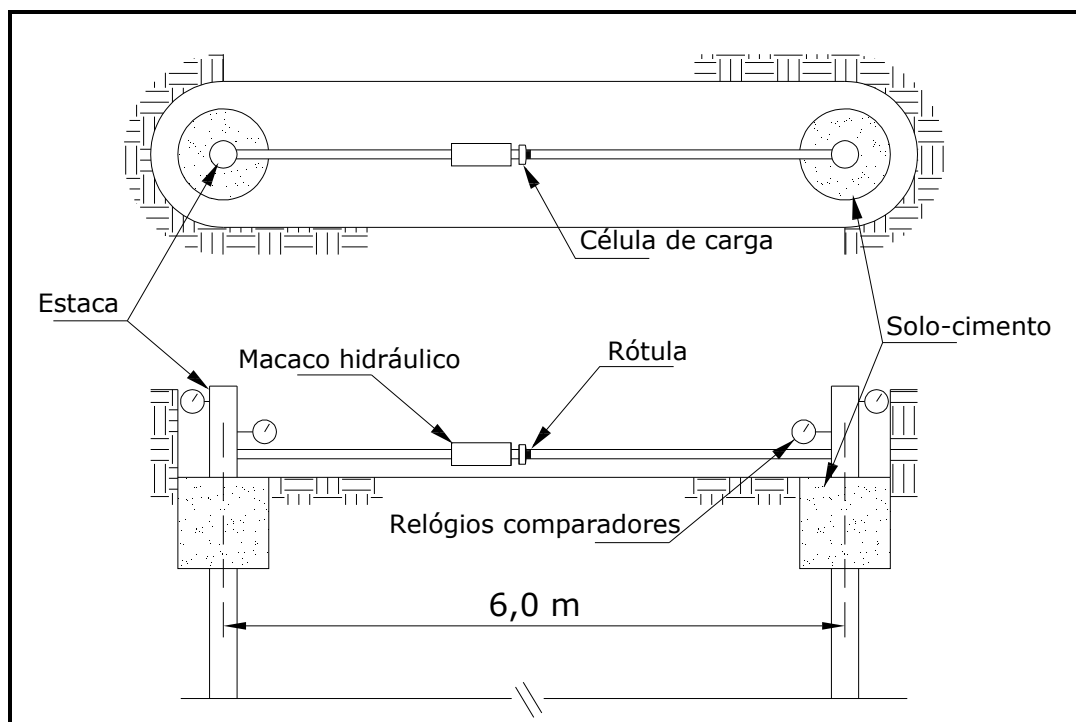


Figura 6.9: Esquemática do ensaio de carregamento horizontal.

A montagem do sistema, como mostrado no esquema acima (Figura 6.9), foi realizada de forma idêntica por Del Pino Jr. (2003) nas mesmas estacas, portanto, no referido trabalho podem ser encontrados maiores detalhes executivos do sistema de aplicação de carga horizontal.

Os equipamentos utilizados foram os disponíveis no Laboratório de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da UNESP de Ilha Solteira-SP, já utilizados com sucesso por Del Pino Jr. (2003) ao ensaiar as mesmas estacas, conforme necessidade e praticidade, a saber:

- Macaco hidráulico (500 kN) [1];
- célula de carga (500 kN) [2];
- rótula [3];
- tubo de aço com barra *Dywidag* no interior [4];
- indicador de carga;
- relógios comparadores (curso de 50 mm e precisão de 0,01 mm), e
- placas de acrílico.

Os números entre colchetes são as referências dos detalhes na Figura 6.10. O indicador de carga pode ser observado na Figura 6.11, os relógios comparadores na Figura 6.12 e 6.13, e a placa de acrílico sinalizada na Figura 6.13.



Figura 6.10: Sistema de aplicação, aferição e transferência da carga aplicada nas estacas.



Figura 6.11: Indicador de carga.



Figura 6.12: Relógios comparadores.



Figura 6.13: Relógio comparador e placa de acrílico (sinalizada pela seta).

7.1 Provas de carga

As provas de carga foram realizadas como descrito no Capítulo 6, cujo método encontra-se detalhado no item 6.2.2.

Dos valores de deslocamento obtido nos relógios comparadores calculou-se o deslocamento horizontal no ponto de aplicação da carga (y_i) através da proposição de Kocsis (1971) (item 2.4), apresentados na Tabela 7.1, juntamente com o valor da carga aplicada para proporcionar os respectivos deslocamentos.

Pela Tabela 7.1 é possível notar que o deslocamento para carga horizontal máxima (128 kN) foram da ordem de 38 mm para a Estaca 1 e 46 mm para a Estaca 2. interessante observar os valores de deslocamento residual sofrido pelos conjuntos ensaiados, que após o descarregamento foi da ordem de 9,5 mm para ambas as estacas.

Com os dados apresentados na Tabela 7.1 foram construídos os gráficos de carga *versus* deslocamento das estacas em estudo, apresentados na Figura 7.1.

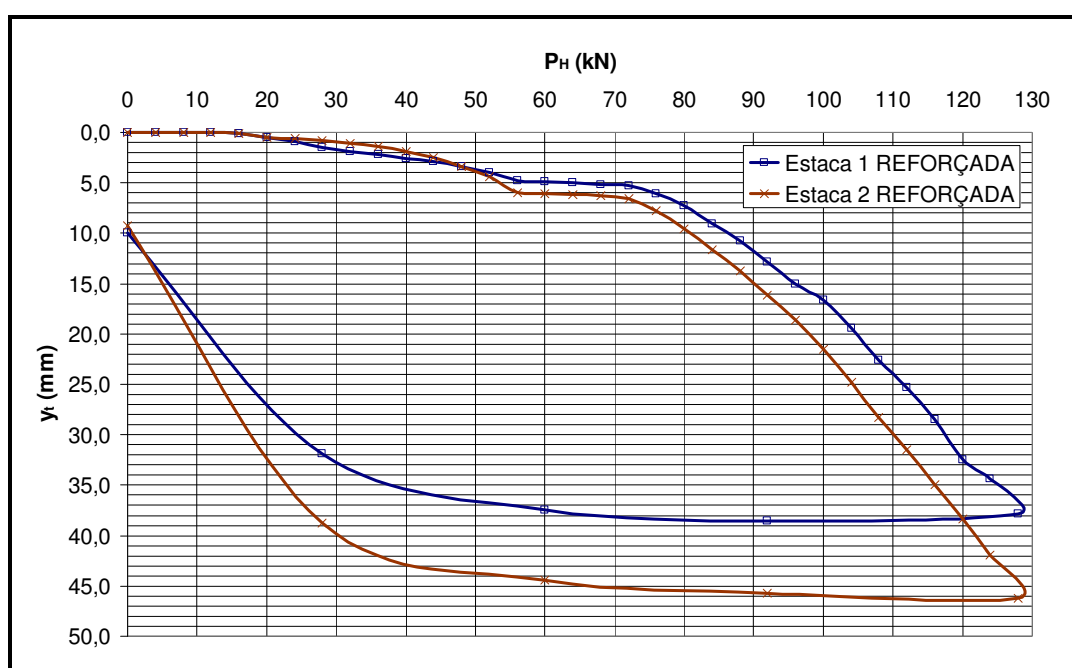


Figura 7.1: Curva $P_H \times y_0$ para as estacas ensaiadas.

Tabela 7.1: Deslocamentos para cada estágio de carregamento das estacas ensaiadas.

	Estágio	Carga (kN)	y_t (mm)	
			Estaca 1	Estaca 2
Carregamento	0	0	0,00	0,00
	1	4	0,02	0,00
	2	8	0,04	0,02
	3	12	0,04	0,03
	4	16	0,05	0,09
	5	20	0,45	0,47
	6	24	0,93	0,61
	7	28	1,48	0,81
	8	32	1,86	1,10
	9	36	2,16	1,39
	10	40	2,55	1,93
	11	44	2,89	2,50
	12	48	3,37	3,35
	13	52	3,97	4,38
	14	56	4,76	5,98
	15	60	4,84	6,11
	16	64	5,00	6,22
	17	68	5,13	6,30
	18	72	5,32	6,57
	19	76	6,06	7,81
	20	80	7,32	9,54
	21	84	9,05	11,64
	22	88	10,80	13,76
	23	92	12,84	16,11
	24	96	15,05	18,61
	25	100	16,64	21,54
	26	104	19,46	24,76
	27	108	22,56	28,30
	28	112	25,30	31,46
	29	116	28,46	34,99
	30	120	32,46	38,35
	31	124	34,38	41,94
32	128	37,88	46,20	
Descarregamento	33	92	38,51	45,74
	34	60	37,44	44,45
	35	28	31,88	38,76
	36	0	9,95	9,27

Pelo gráfico da Figura 7.1 é possível notar que para cargas de até 20 kN o deslocamento da estaca foi mínimo, inferior a 1 mm, seguindo um padrão normal de evolução até a carga de 55 kN. Para cargas entre 55 e 72 kN nota-se um comportamento não convencional: apesar do incremento de carga de 17 kN, as estacas praticamente não se deslocaram. A partir de então começaram a haver deslocamentos significativos, apresentando novamente comportamento padrão dos ensaios de carregamento horizontal.

7.2 Parâmetros do ensaio

7.2.1 Curvas n_h x y_0

De posse dos dados apresentados, torna-se possível elaborar as curvas de deslocamento horizontal ao nível do terreno (y_0) *versus* coeficiente de reação horizontal do solo (n_h). Nesta pesquisa os valores de y_0 e n_h para cada estágio de carregamento foram obtidos através do *Método A* exposto no item 2.4, por ter sido feito desta mesma forma por Del Pino Jr. (2003), calculando também a profundidade de engastamento (L_f), bem como a rigidez relativa estaca-solo (T). Estes resultados estão apresentados na Tabela 7.2 para a Estaca 1 e na Tabela 7.3 para a Estaca 2.

Tabela 7.2: Parâmetros do ensaio para cada estágio de carregamento da Estaca 1.

Carga (kN)	y_t (mm)	L_f (m)	y_0 (mm)	T (m)	n_h (MN/m³)
0	0,00	0,000	0,000	0,000	-
4	0,02	0,526	0,013	0,275	13032,3
8	0,04	0,526	0,027	0,275	13032,3
12	0,04	0,440	0,025	0,231	31270,5
16	0,05	0,428	0,031	0,225	36069,9
20	0,45	0,966	0,360	0,502	643,0
24	0,93	1,187	0,774	0,617	230,6
28	1,48	1,333	1,256	0,692	129,7
32	1,86	1,381	1,588	0,717	108,9
36	2,16	1,397	1,847	0,725	102,8
40	2,55	1,429	2,188	0,741	92,0
44	2,89	1,445	2,483	0,749	87,1
48	3,37	1,480	2,906	0,768	77,1
52	3,97	1,527	3,439	0,792	66,2
56	4,76	1,588	4,145	0,823	54,4
60	4,84	1,558	4,204	0,808	59,9
64	5,00	1,540	4,336	0,798	63,5
68	5,13	1,520	4,441	0,788	67,6
72	5,32	1,508	4,600	0,782	70,2
76	6,06	1,551	5,261	0,804	61,1
80	7,32	1,631	6,397	0,845	47,6
84	9,05	1,731	7,970	0,897	35,5
88	10,80	1,814	9,565	0,940	28,1
92	12,84	1,900	11,433	0,984	22,3
96	15,05	1,981	13,464	1,026	18,1
100	16,64	2,024	14,920	1,048	16,3
104	19,46	2,111	17,526	1,093	13,2
108	22,56	2,195	20,398	1,136	10,9
112	25,30	2,257	22,938	1,168	9,5
116	28,46	2,324	25,875	1,203	8,2
120	32,46	2,406	29,606	1,245	6,9
124	34,38	2,427	31,382	1,256	6,6
128	37,88	2,484	34,648	1,285	5,9

Tabela 7.3: Parâmetros do ensaio para cada estágio de carregamento da Estaca 2.

Carga kN	y_t (mm)	Lf (m)	y_0 (mm)	T (m)	n_h (MN/m³)
0	0,00	0,000	0,000	0,000	-
4	0,00	0,000	0,000	0,000	-
8	0,02	0,396	0,012	0,208	52791,5
12	0,03	0,396	0,019	0,208	52791,5
16	0,09	0,563	0,063	0,294	9345,4
20	0,47	0,992	0,383	0,516	564,3
24	0,61	1,022	0,500	0,531	486,8
28	0,81	1,073	0,670	0,558	381,8
32	1,10	1,145	0,921	0,595	276,8
36	1,39	1,196	1,172	0,621	223,2
40	1,93	1,299	1,649	0,674	148,0
44	2,50	1,379	2,155	0,715	109,8
48	3,35	1,487	2,919	0,771	75,5
52	4,38	1,593	3,850	0,825	53,7
56	5,98	1,735	5,312	0,899	35,1
60	6,11	1,706	5,416	0,884	38,2
64	6,22	1,677	5,503	0,869	41,5
68	6,30	1,648	5,562	0,854	45,3
72	6,57	1,639	5,796	0,849	46,5
76	7,81	1,711	6,926	0,887	37,6
80	9,54	1,805	8,512	0,935	28,8
84	11,64	1,905	10,447	0,987	22,0
88	13,76	1,989	12,405	1,030	17,8
92	16,11	2,071	14,582	1,072	14,5
96	18,61	2,147	16,904	1,111	12,1
100	21,54	2,229	19,633	1,154	10,1
104	24,76	2,310	22,640	1,195	8,4
108	28,30	2,389	25,953	1,236	7,1
112	31,46	2,448	28,910	1,267	6,3
116	34,99	2,511	32,220	1,299	5,6
120	38,35	2,562	35,372	1,325	5,0
124	41,94	2,614	38,744	1,352	4,6
128	46,20	2,674	42,755	1,383	4,1

Para cargas de até 16 kN, em ambas as estacas, nota-se um comportamento não convencional das variáveis apresentadas nas Tabelas 7.2 e 7.3, apresentando uma tendência à normalização a partir do referido carregamento, quando o comportamento dos resultados passa a ocorrer como esperado.

Na Figura 7.2 são apresentadas as curvas de $y_0 \times n_h$ para as duas estacas ensaiadas.

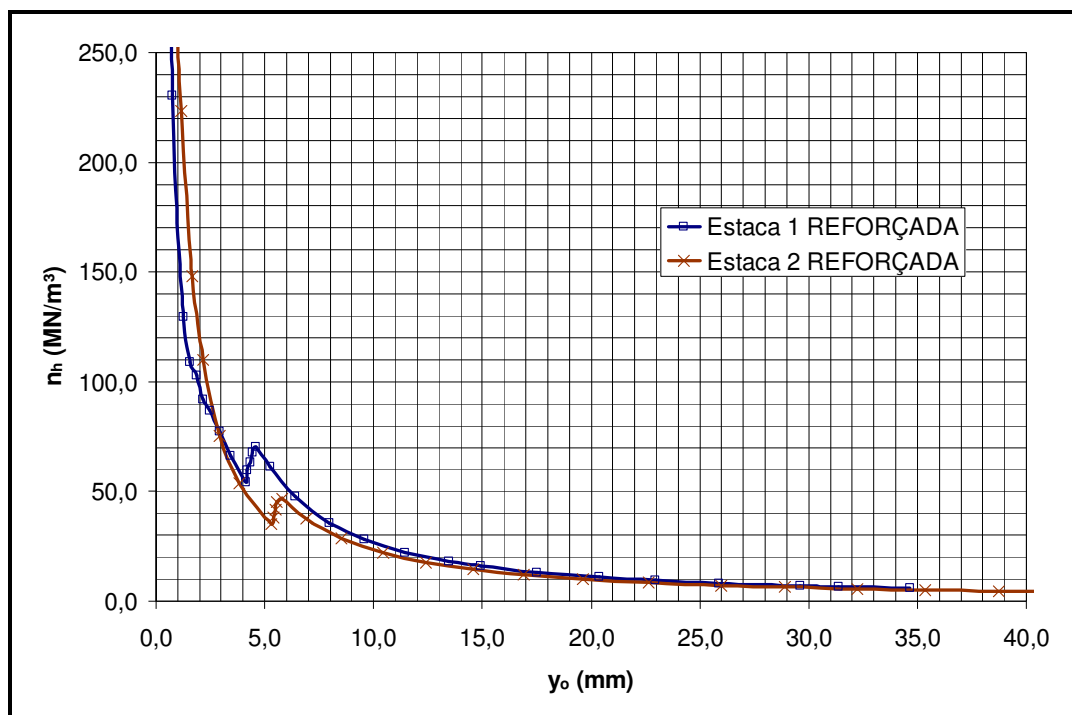


Figura 7.2: Curvas de y_o x n_h para as estacas ensaiadas.

As duas curvas apresentadas na Figura 7.2 apresentam comportamento similar, até mesmo no trecho de deslocamento compreendido entre 4 e 6 mm, onde pode-se observar elevação no valor de n_h para pequenos deslocamentos, o que denota que o conjunto ensaiado, neste intervalo, passou a apresentar maior reação em oposição ao carregamento, praticamente não se deslocando, apesar do incremento de carga. A partir da referida faixa de deslocamento, as estacas passaram a apresentar o comportamento esperado para um ensaio convencional de carregamento horizontal.

7.2.2 Valor de n_h e K

Para cálculo do valor de n_h , foi utilizada uma faixa de deslocamento compreendida entre **7 e 12 mm**, que fornecem valores entre 27 e 12 MN/m³, resultando em um valor médio de **$n_h = 19,5$ MN/m³**. O cálculo foi realizado desta forma, pois foi como feito por Del Pino Jr. (2003), dentro das faixas consideradas ideais pelo referido autor.

Porém, analisando o exposto no item 2.4, preferiu-se, além de calcular um valor de n_h para as estacas reforçadas na mesma faixa de deslocamento utilizada por Del Pino Jr. (2003), calcular um valor de n_h para deslocamentos na faixa de 4 a 10 mm, uma vez que nesta faixa os valores de n_h não são tão sensíveis e nem insensíveis aos deslocamentos. Além disso, trata-se de correspondentes valores de cargas um pouco mais reais, isto é, mais próximos das cargas

admissíveis utilizadas em projetos, donde se chega a um valor médio de $n_h = 12,3 \text{ MN/m}^3$ para as estacas sem reforço (resultado pode ser obtido a partir da Figura 2.20 ou 8.2) e $n_h = 38,5 \text{ MN/m}^3$ para as estacas reforçadas (a partir da Figura 7.2).

Pelo exposto no Capítulo 4, sabe-se que o solo em estudo é essencialmente arenoso, e com base no exposto no item 2.1, a variação do módulo de reação horizontal com a profundidade é considerada linear, isto é, $K = n_h \cdot z$. Portanto, tem-se uma expressão de K em função da profundidade: $K = 38,5 \cdot z$.

7.3 Comportamento estrutural das estacas

Para uma análise mais completa da influência do reforço de solo-cimento no comportamento do conjunto estaca-solo, foram confeccionados os gráficos de deslocamento (Figura 7.3), de rotação (Figura 7.4), momento fletor (Figura 7.5), esforço cortante (Figura 7.6) e reação do solo (Figura 7.7) ao longo da profundidade, cujos valores foram calculados pelo método de Matlock e Reese (1961) para a carga máxima aplicada na prova de carga (128 kN).

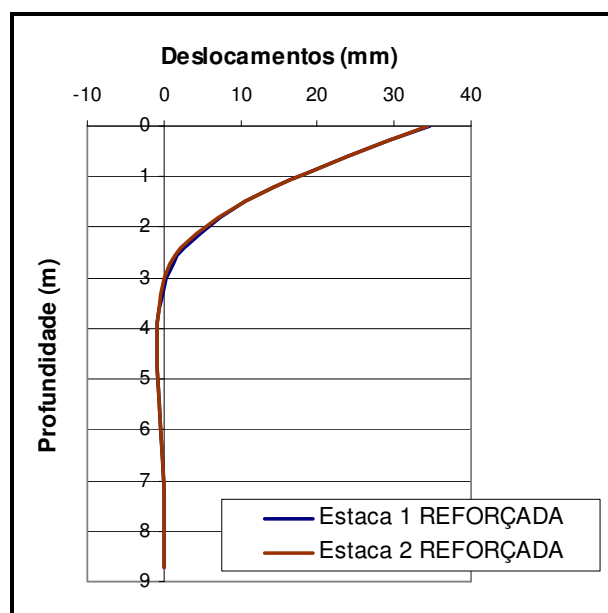


Figura 7.3: Deslocamento x profundidade para as estacas na condição reforçada ($P_H=128 \text{ kN}$).

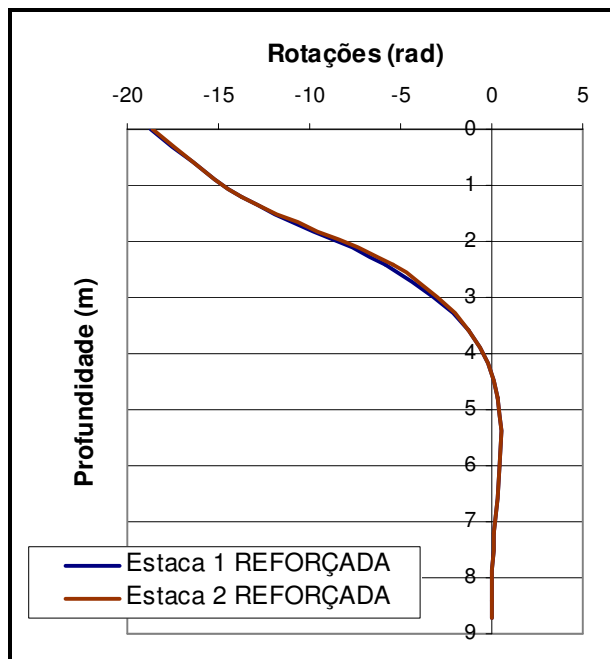


Figura 7.4: Rotação x profundidade para as estacas na condição reforçada ($P_H=128$ kN).

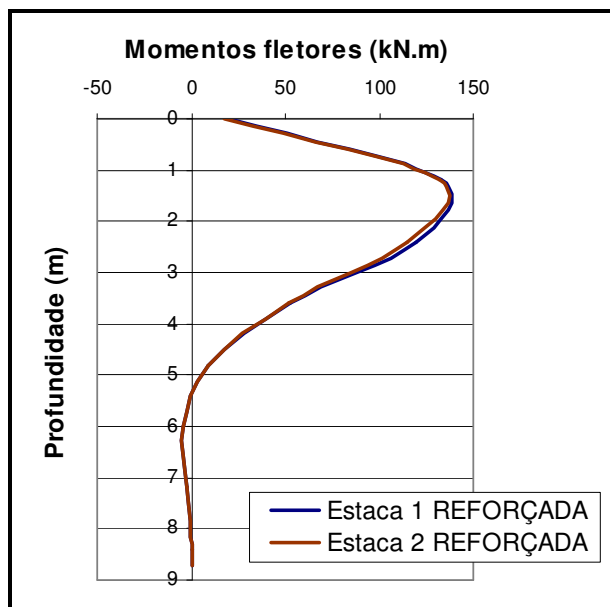


Figura 7.5: Momento fletor x profundidade para as estacas na condição reforçada ($P_H=128$ kN).

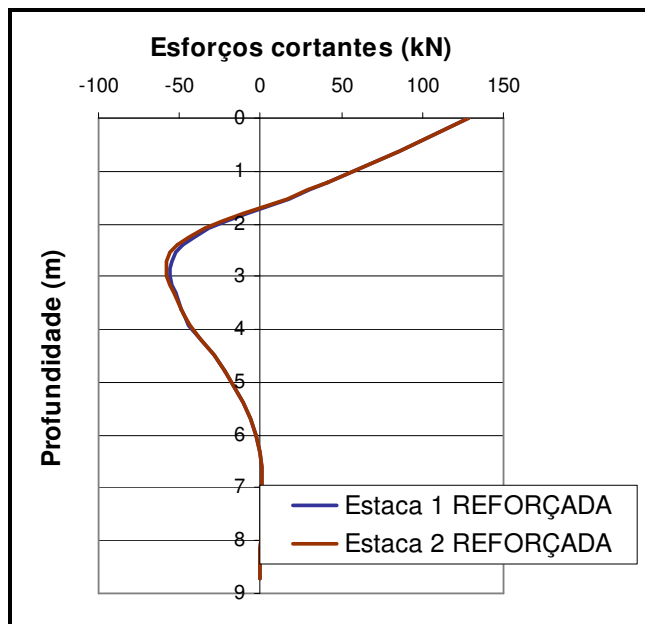


Figura 7.6: Esforço cortante x profundidade para as estacas na condição reforçada ($P_H=128$ kN).

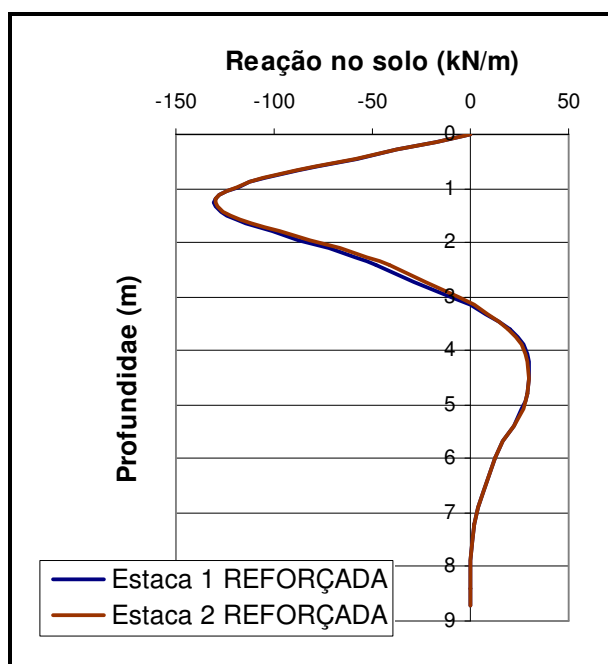


Figura 7.7: Reação do solo x profundidade para as estacas na condição reforçada ($P_H=128$ kN).

7.4 Apreciação visual das deformações

Na imagem da Figura 7.8, podem-se observar as primeiras trincas notadas na superfície do terreno, no local da interface do solo natural com o bloco de solo-cimento compactado, apontada pelas setas, o que caracteriza o movimento do bloco em conjunto com

a estaca, comportamento esperado, dada a elevada resistência do solo-cimento em comparação ao solo natural, e notadamente acentuado nas imagens das Figuras 7.9 a 7.11.



Figura 7.8: Primeira trinca notada na interface do bloco com o solo natural (11° estágio de carregamento, carga de 44 kN, 34% da carga máxima aplicada, $y_t=2,89$ mm).

Na Figura 7.9, a seta aponta o local onde apareceram as trincas mostradas na Figura 7.12. Na Figura 7.9, 7.10 e 7.11 é mostrado o deslocamento do bloco em relação ao terreno natural para os 11°, 22° e 32° (último) estágios de carregamento.



Figura 7.9: Abertura entre o bloco e o solo natural no 22° estágio de carregamento (carga de 88 kN, 69% da carga máxima aplicada, $y_t=10,80$ mm).



Figura 7.10: Abertura entre o bloco e o solo natural no 28º estágio de carregamento (carga de 112 kN, 89% da carga máxima aplicada, $y_i=25,30$ mm).



Figura 7.11: Abertura entre o bloco e o solo natural para o último estágio de carregamento (carga de 128 kN, $y_i=37,88$ mm).

A Figura 7.12 apresenta a trinca notada na parede da cava no terreno natural, no local indicado na Figura 7.9. A seta azul (com círculo) mostra a cabeça da estaca, a branca (losango) mostra o solo-cimento e as pretas (demais setas) mostram o desenho da trinca.

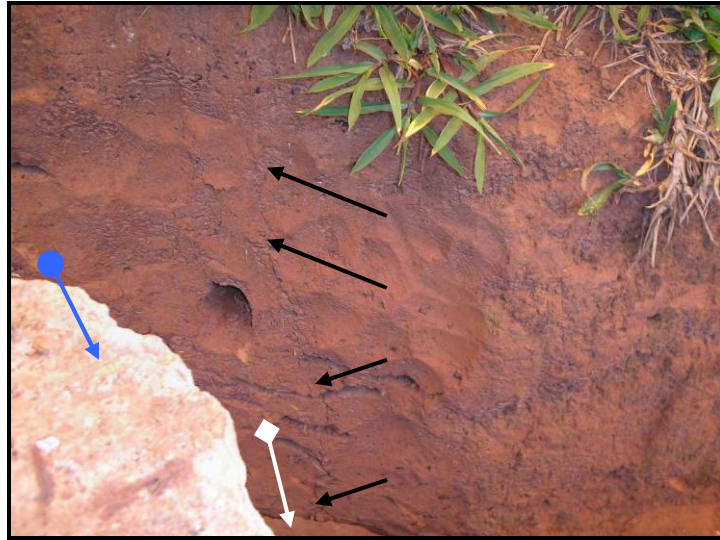


Figura 7.12: Trinca percebida na parede do solo natural no 26º estágio de carregamento (carga de 104 kN, 81% da carga máxima aplicada, $y_t=19,46$ mm).

8 ANÁLISE COMPARATIVA E DISCUSSÃO

8.1 Prova de carga

Na Tabela 8.1 encontram-se os resultados das provas de carga realizadas por Del Pino Jr. (2003) nas Estacas 1 e 2, sem o reforço de solo-cimento. Nenhum comportamento fora do esperado foi possível notar nestes dados.

Tabela 8.1: Resultado da prova de carga para as estacas sem reforço (DEL PINO JR., 2003).

	Estágio	Carga (kN)	y_t (mm)	
			Estaca 1	Estaca 2
Carregamento	0	0,0	0,00	0,00
	1	2,5	0,01	0,03
	2	5,0	0,08	0,14
	3	7,5	0,15	0,29
	4	10,0	0,28	0,45
	5	12,5	0,40	0,59
	6	15,0	0,55	0,77
	7	17,5	0,81	1,11
	8	20,0	1,10	1,69
	9	22,5	1,43	2,29
	10	25,0	1,97	3,29
	11	27,5	2,74	4,49
	12	30,0	4,41	6,49
	13	32,5	6,39	8,39
	14	35,0	8,08	10,32
	15	37,5	10,17	12,50
	16	40,0	11,93	14,44
17	42,5	14,70	17,06	
Descarregamento	18	30	14,66	16,91
	19	20	13,82	15,97
	20	10	11,73	13,39
	21	0	5,30	5,13

Com o intuito de facilitar as análises, são apresentados na Figura 8.1 os gráficos de P_H versus y_t para as estacas como ensaiadas nesta pesquisa (com reforço) e para as estacas como ensaiadas por Del Pino Jr. (2003) (sem reforço).

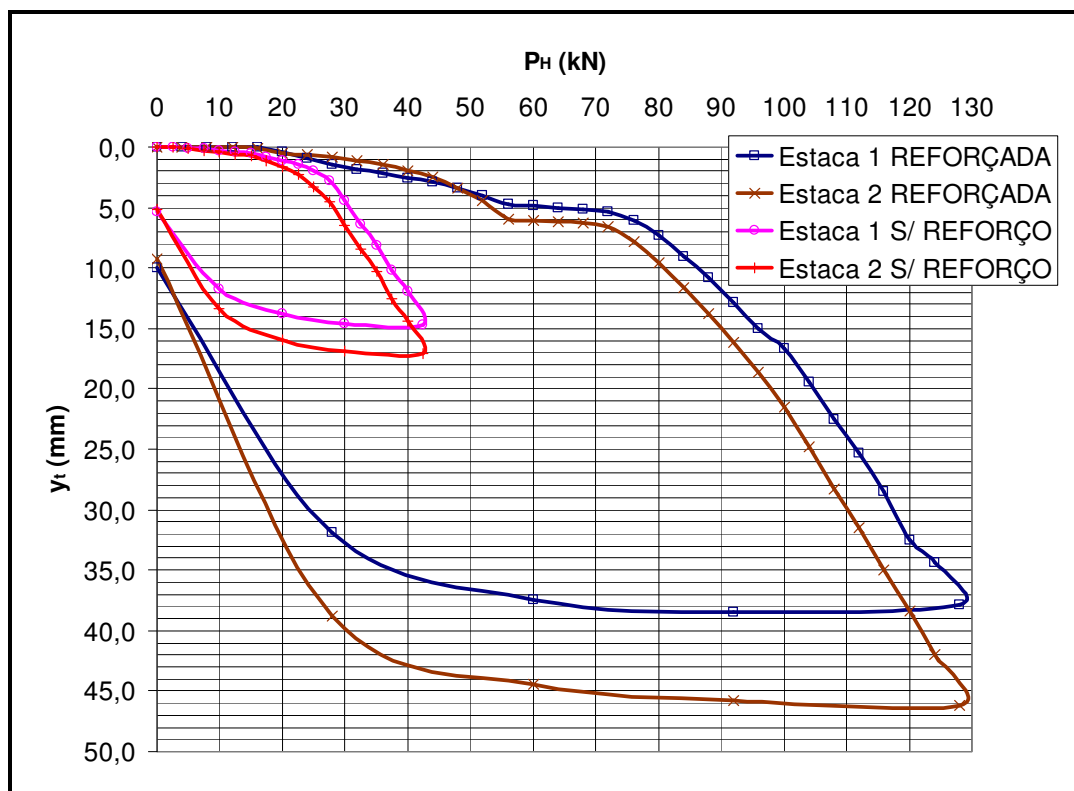


Figura 8.1: Gráfico de P_H x y_t para as estacas ensaiadas com ou sem reforço.

Através do gráfico da Figura 8.1, nota-se a contribuição do reforço para a inibição da evolução dos deslocamentos frente às cargas aplicadas.

Como comentado na apresentação dos resultados (item 7.1) no intervalo de carregamento compreendido entre 55 e 72 kN praticamente não houve deslocamentos, apesar do incremento de carga.

Possivelmente, no intervalo de carga compreendido entre 0 até 55 kN os deslocamentos ocorreram em virtude da deformação por flexão da estaca. Quem oferece resistência ao deslocamento horizontal nesta situação é o solo-cimento, uma vez que este possui módulo de elasticidade muito mais elevado que o solo natural (Trecho 1, da Figura 8.2). A partir da carga de 55 kN passaram a exercer resistência ao deslocamento tanto o solo-cimento quanto o solo natural, o que explica o baixo deslocamento apesar do acréscimo de carga (Trecho 2 da Figura 8.2). A partir de 72 kN, como o bloco deslocou-se em conjunto com a estaca, a resistência ao deslocamento foi proporcionada unicamente pelo solo natural, o que pode ser provado pelo paralelismo entre as curvas P_H versus y_t nos trechos de carga a partir de 22 kN nas estacas sem reforço e 72 kN nas estacas reforçadas (Trecho 3 da Figura 8.2). Porém, a tendência é de tensões menores chegando ao solo, uma vez que o reforço possui área muito maior que a estaca.

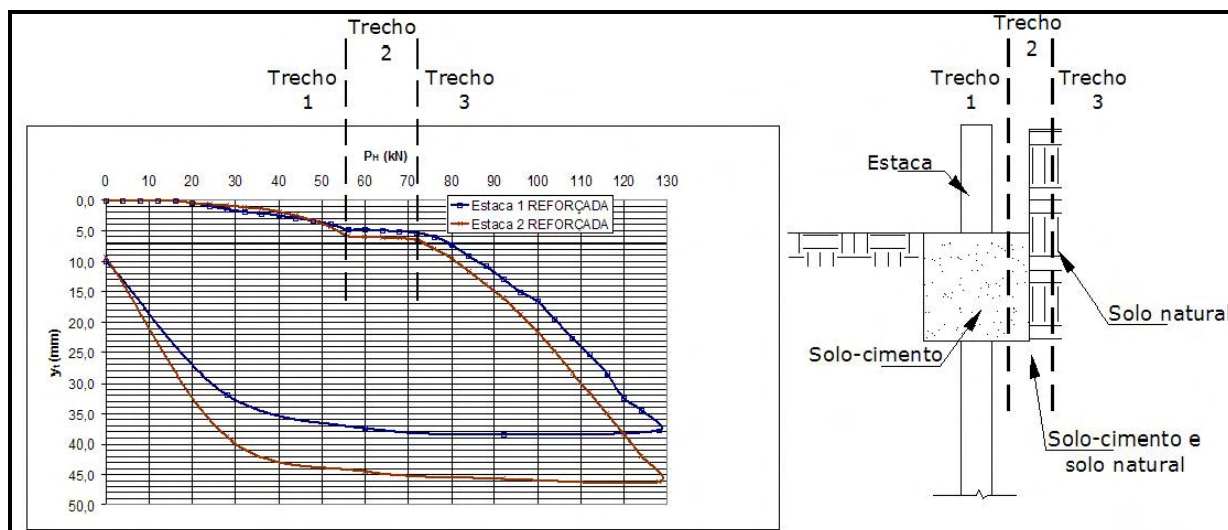


Figura 8.2: Representação dos trechos de atuação do reforço, do conjunto entre reforço e solo natural e somente do solo natural.

O referido comportamento (pequeno deslocamento apesar do incremento de carga em determinado estágio de carregamento) não foi notado nas pesquisas realizadas por Miranda Jr. (2006) e Ferreira *et al.* (2006), já citadas no item 2.5, certamente pela diferença quanto a forma geométrica, disposição do reforço ao redor do fuste e do ponto de aplicação do carregamento, mostrados na Figura 6.2.

Pela Tabela 8.2, pode-se analisar o acréscimo de carga necessário para mesmos deslocamentos do topo da estaca nas condições com reforço e sem reforço, e na Tabela 8.3 podemos ver a os deslocamentos atingidos para mesmas cargas em ambas as condições.

A coluna “Diferença (%)” representa na Tabela 8.2 o aumento de carga necessário após o reforço para atingir um mesmo deslocamento. E na Tabela 8.3 essa coluna representa a redução no deslocamento para uma mesma carga aplicada após o reforço.

Tabela 8.2: Carga aplicada para atingir o mesmo deslocamento.

	y_0 (mm)	Carga (kN)		Diferença (%)
		Sem reforço	Com reforço	
Estaca 1	15	42,5	96,0	125,9
	10	37,0	86,5	133,8
	5	31,5	64,0	103,2
Estaca 2	15	40,5	90,5	123,5
	10	34,5	80,5	133,3
	5	28,5	53,0	86,0

Tabela 8.3: Deslocamentos atingidos para mesma carga.

	Carga (kN)	y_0 (mm)		Diferença (%)
		Sem reforço	Com reforço	
Estaca 1	42,5	14,70	2,77	430,7
	30,0	4,41	1,67	164,1
	20,0	1,10	0,45	144,4
Estaca 2	42,5	17,06	2,24	661,6
	30,0	6,49	0,96	576,0
	20,0	1,69	0,47	259,6

8.2 Parâmetros do ensaio

8.2.1 Cuvas n_h x y_0

Na Tabela 8.4 são apresentados os parâmetros do ensaio para as duas estacas sem reforço, como apresentados por Del Pino Jr. (2003).

Tabela 8.4: Parâmetros do ensaio para a Estaca 1 (a) e para a Estaca 2 (b) sem reforço (DEL PINO JR., 2003).

(a) Estaca 1						(b) Estaca 2					
Carga (kN)	y_t (mm)	L_f (m)	T (m)	y_0 (mm)	n_h (MN/m ³)	Carga (kN)	y_t (mm)	L_f (m)	T (m)	y_0 (mm)	n_h (MN/m ³)
0,0	0,00	0,000	0,000	0,000	-	0,0	0	0,000	0,000	0,000	-
2,5	0,01	0,469	0,250	0,060	21073,6	2,5	0,03	0,747	0,548	0,022	2140,2
5,0	0,08	0,838	0,442	0,061	1219,9	5,0	0,14	1,042	0,619	0,113	416,4
7,5	0,15	0,915	0,482	0,117	791,0	7,5	0,29	1,179	0,655	0,239	226,5
10,0	0,28	1,042	0,548	0,225	416,4	10,0	0,45	1,248	0,667	0,375	170,7
12,5	0,40	1,097	0,575	0,325	327,4	12,5	0,59	1,270	0,688	0,493	155,9
15,0	0,55	1,155	0,607	0,451	249,7	15,0	0,77	1,311	0,745	0,646	133,6
17,5	0,81	1,261	0,662	0,675	161,9	17,5	1,11	1,418	0,827	0,944	90,0
20,0	1,10	1,345	0,706	0,927	117,3	20,0	1,69	1,576	0,885	1,460	53,2
22,5	1,43	1,419	0,745	1,216	89,7	22,5	2,29	1,687	0,971	1,997	38,0
25,0	1,97	1,536	0,806	1,695	60,5	25,0	3,29	1,852	1,049	2,903	23,8
27,5	2,74	1,674	0,878	2,386	39,4	27,5	4,49	2,002	1,160	3,998	16,2
30,0	4,41	1,928	1,010	3,910	19,6	30,0	6,49	2,215	1,235	5,843	9,8
32,5	6,39	2,140	1,121	5,732	11,6	32,5	8,39	2,359	1,295	7,601	7,2
35,0	8,08	2,267	1,188	7,291	8,7	35,0	10,32	2,473	1,352	9,391	5,6
37,5	10,17	2,400	1,257	9,229	6,6	37,5	12,5	2,582	1,391	11,420	4,5
40,0	11,93	2,483	1,300	10,861	5,5	40,0	14,44	2,656	1,434	13,225	4,0
42,5	14,70	2,616	1,370	13,446	4,3	42,5	17,06	2,758	1,395	15,675	4,7

Comparando a Tabela 8.4 com as Tabelas 7.2 e 7.3, percebe-se facilmente a contribuição do reforço para a variação da profundidade de engastamento (L_f) e para a rigidez relativa (T), a Tabela 8.5 correlaciona esses valores.

Tabela 8.5: Variação dos parâmetros L_f e T do ensaio.

	Carga (kN)	L_f (m)		Diferença (%)	T (m)		Diferença (%)
		Sem reforço	Com reforço		Sem reforço	Com reforço	
Estaca 1	42,5	2,616	1,437	82,0	1,370	0,733	86,9
	30,0	1,928	1,357	42,1	1,010	0,704	43,5
	20,0	1,345	0,966	39,2	0,706	0,502	40,6
Estaca 2	42,5	2,758	1,339	106,0	1,395	0,694	101,0
	30,0	2,215	1,109	99,7	1,235	0,576	114,4
	20,0	1,576	0,992	58,9	0,885	0,516	71,5

A Figura 8.3 apresenta os gráficos de n_h versus y_0 para o ensaio na condição reforçada e sem o reforço. É visível, por estes gráficos, a contribuição do reforço no parâmetro n_h . Interessante observar que a contribuição é mais acentuada na faixa onde os valores de n_h não são tão sensíveis ao deslocamento, isto é, a faixa considerada ideal por diversos autores para o cálculo deste parâmetro.

O comportamento observado nas curvas de P_H versus y_t da prova de carga nas estacas com reforço, no trecho entre 55 e 72 kN, também se reflete na curva n_h versus y_0 do ensaio: no trecho de deslocamento entre 4 e 6 mm existem situações de elevação do valor do n_h , contrariando a evolução normal da curva. Por este fato, no gráfico da Figura 8.3, pode-se afirmar que no referido trecho houve um aumento da resistência ao deslocamento, certamente pelo fato de existirem dois materiais opondo resistência, o solo-cimento e o solo natural. Antes da carga de 55 kN estaria agindo apenas o solo-cimento, a partir desta carga o solo natural começou a atuar em oposição ao deslocamento.

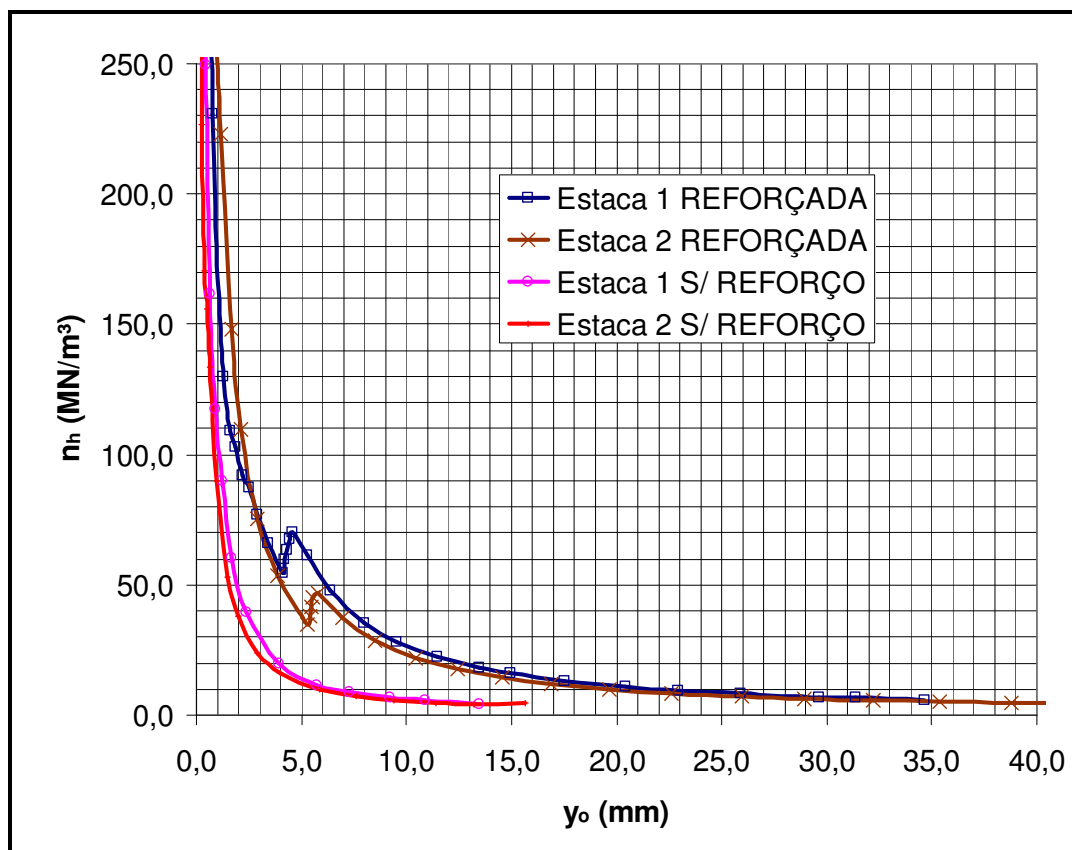


Figura 8.3: Curvas de n_h x y_o para as estacas ensaiadas com e sem reforço.

8.2.2 Valor de n_h

Del Pino Jr. (2003) utilizou a faixa de deslocamentos compreendida entre 7 e 12 mm para cálculo do parâmetro n_h de seus ensaios, porém, nesta faixa o valor de n_h já é bastante insensível ao deslocamentos, portanto, além de calcular o referido parâmetro na condição reforçada pelo intervalo já usado por Del Pino Jr. (2003), nesta pesquisa foi utilizada uma outra faixa, entre 4 e 10 mm, para cálculo nas duas condições, obtendo os valores já apresentados no item 7.2.2.

A Tabela 8.6 apresenta os valores de n_h calculados para as duas faixas em questão, na condição reforçada e sem reforço, bem como as diferenças percentuais entre estes valores, que mostram um aumento no valor de n_h da ordem de 200% após o reforço.

Tabela 8.6: n_h na condição reforçada e sem reforço para as estacas ensaiadas.

y_o (mm)	n_h (kN/m ³)		Diferença (%)
	Sem reforço	Com reforço	
4 a 10	12,3	38,5	213,0
7 a 12	8,0	19,5	143,8

8.3 Comportamento estrutural das estacas

A fim de uma análise comparativa mais eficiente são apresentados nos gráficos das Figuras 8.4, 8.5, 8.6, 8.7 e 8.8 os deslocamentos, as rotações, os momentos fletores, os esforços cortantes e as reações do solo, respectivamente, para as condições reforçadas e sem reforço plotadas no mesmo plano, para a mesma carga máxima utilizada na condição sem reforço (42,5 kN).

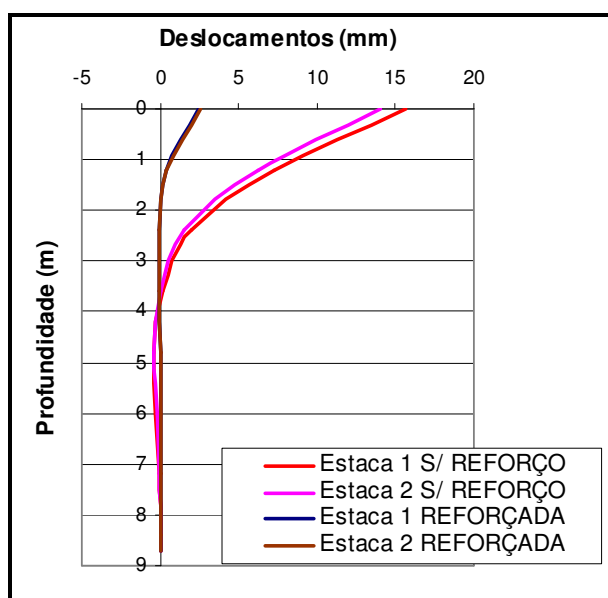


Figura 8.4: Deslocamento x profundidade para as estacas na condição reforçada e sem reforço ($P_H=42,5$ kN).

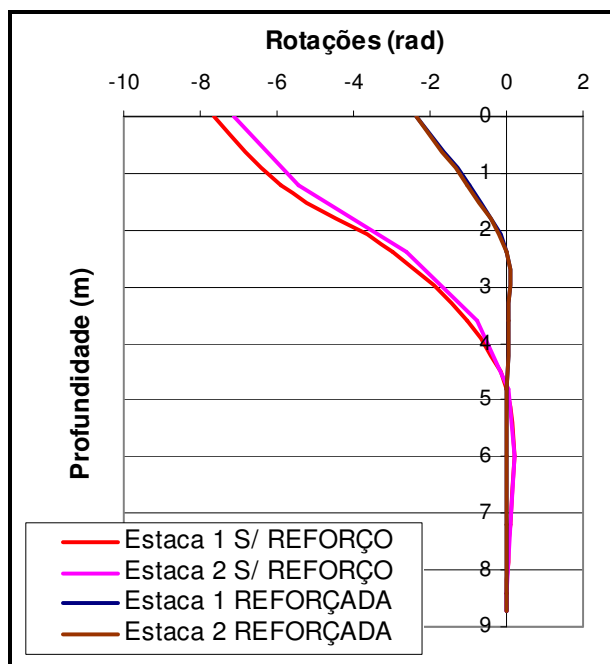


Figura 8.5: Rotação x profundidade para as estacas na condição reforçada e sem reforço ($P_H=42,5$ kN).

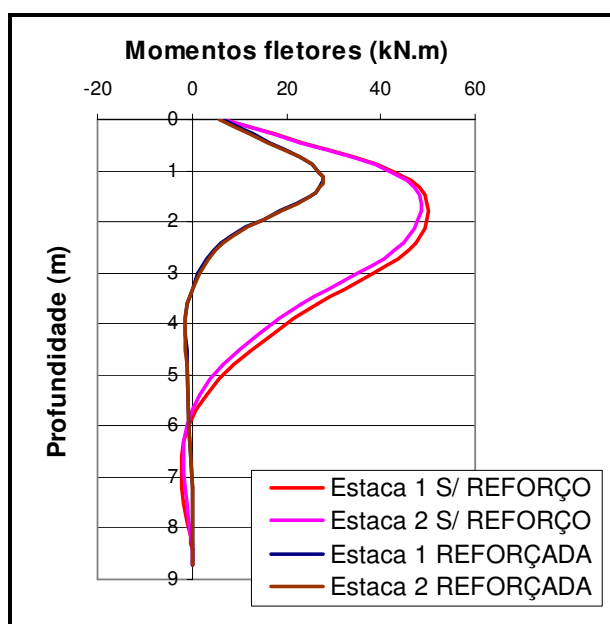


Figura 8.6: Momento fletor x profundidade para as estacas na condição reforçada e sem reforço ($P_H=42,5$ kN).

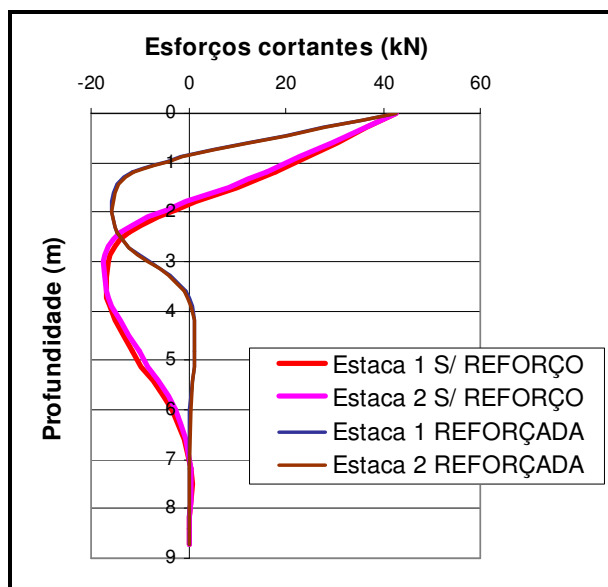


Figura 8.7: Esforço cortante x profundidade para as estacas na condição reforçada e sem reforço ($P_H=42,5$ kN).

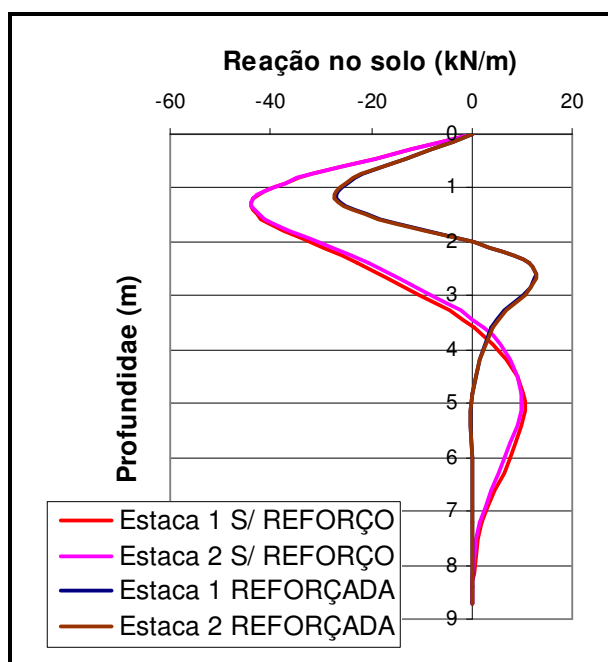


Figura 8.8: Reação do solo x profundidade para as estacas na condição reforçada e sem reforço ($P_H=42,5$ kN).

As Tabelas 8.7, 8.8, 8.9 e 8.10 apresentam uma comparação entre os valores dos esforços máximos para as duas estacas ensaiadas nas condições reforçadas e sem reforço.

É significativa a redução notada nos esforços ao longo da profundidade da estaca após o reforço, mas mais significativa é sua redistribuição, isto é, o deslocamento dos pontos de máximos e mínimos esforços.

Oportuno comentar que, pelo exposto, ao dimensionar as armaduras de estacas submetidas a esforços horizontais o uso do reforço proposto deve ser levado em consideração.

Tabela 8.7: Rotações máximas ao longo da profundidade em ambas as condições ($P_H=42,5\text{kN}$).

		Rotações máximas			
		Positiva		Negativa	
		(rad)	Prof. (m)	(rad)	Prof. (m)
Reforçada	Estaca 1	0,04	3,60	-2,34	0,00
	Estaca 2	0,04	3,60	-2,34	0,00
Sem Reforço	Estaca 1	0,21	6,00	-7,62	0,00
	Estaca 2	0,18	6,00	-7,12	0,00

Tabela 8.8: Momento fletor máximo ao longo da profundidade em ambas as condições ($P_H=42,5\text{ kN}$).

		Momentos máximos			
		Positivo		Negativo	
		(kN.m)	Prof. (m)	(kN.m)	Prof. (m)
Reforçada	Estaca 1	27,95	1,20	-0,98	3,60
	Estaca 2	27,95	1,20	0,95	3,60
Sem Reforço	Estaca 1	47,64	2,00	-2,06	7,20
	Estaca 2	45,77	2,00	-1,59	7,20

Tabela 8.9: Esforço cortante máximo ao longo da profundidade em ambas as condições ($P_H=42,5\text{ kN}$).

		Cortantes máximas			
		Positiva		Negativa	
		(kN)	Prof. (m)	(kN)	Prof. (m)
Reforçada	Estaca 1	42,50	0,00	-14,61	2,40
	Estaca 2	42,50	0,00	-14,78	2,40
Sem Reforço	Estaca 1	42,50	0,00	-16,82	3,60
	Estaca 2	42,50	0,00	-16,67	3,60

Tabela 8.10: Reações do solo máximas ao longo da profundidade em ambas as condições ($P_H=42,5\text{ kN}$).

		Reações do solo máximas			
		Positiva		Negativa	
		(kN/m)	Prof. (m)	(kN/m)	Prof. (m)
Reforçada	Estaca 1	11,47	2,40	-26,94	1,20
	Estaca 2	11,37	2,40	-27,33	2,40
Sem Reforço	Estaca 1	10,21	4,80	-43,40	1,20
	Estaca 2	10,01	4,80	-43,48	1,20

9.1 Uso do resíduo de concreto em solo-cimento

A correção granulométrica do solo com resíduo de concreto, posteriormente estabilizado com cimento, nesta pesquisa mostrou-se bastante satisfatória, pois além de sugerir uma forma de destinação adequada de um resíduo, contribui para a diminuição do consumo de recursos naturais, produzindo um compósito com excelentes características técnicas: apresentou redução de 2 pontos percentuais no consumo de cimento em relação ao solo natural (para o solo natural seria 10% em massa seca e 8% para a mistura) e resistência à compressão axial de 6,32 MPa aos 28 dias.

9.2 Contribuição do reforço

9.2.1 Para diminuição dos deslocamentos

O reforço proposto proporcionou uma elevação da ordem de 86 a 126% na carga para um mesmo deslocamento, conforme deslocamento analisado; e uma redução da ordem de 144 a 662% nos deslocamentos para uma mesma carga, conforme carga analisada.

9.2.2 Para aumento do n_h

Em geral o reforço elevou da ordem de 200% o valor do coeficiente de reação horizontal do solo no ensaio realizado, para valores de y_0 compreendidos entre 8,0 e 10,0 mm.

9.2.3 Para diminuição e redistribuição dos esforços

Os esforços cortantes, no geral, foram os que apresentaram redução menos significativas (da ordem de 14% para as cortantes negativas e valor constante para as positivas – a nível do terreno), enquanto que os momentos fletores apresentaram redução da ordem de 70% e as rotações redução da ordem de 230%.

As pressões no solo apresentaram redução da ordem de 50% para as reações positivas, enquanto as negativas, os valores tiveram aumento da ordem de 10%.

9.3 Generalidades

- Faz-se necessário, para trabalhos futuros, uma análise quanto à influência da colapsibilidade do solo natural ao redor do reforço.

- A realização de provas de carga em estacas instrumentadas, bem como uma instrumentação na superfície do reforço, disponibilizaria resultados interessantes para posterior análise.

- A utilização do reforço proposto não substitui um projeto para dimensionamento das estacas submetidas a esforços horizontais bem elaborado, uma vez que pode ocorrer redistribuição de esforços e não somente redução.

- O propósito desta pesquisa foi, em grande parte, alcançado: analisar a viabilidade e a eficiência de uma solução de simples execução e baixo custo econômico e ambiental. Chega-se mais próximo do objetivo ideal da pesquisa quando se percebe que a proposta realmente é viável e eficiente.

REFERÊNCIAS

ABIKO, A. K. **Tecnologias apropriadas:** tijolos e paredes monolíticas de solo-cimento. 1980. 115 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia da Construção Civil) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1980.

ALIZADEH, M.; DAVISSON, M. T. Lateral load tests on piles – Arkansas River Project, **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, Ann Arbor, v. 96, n.SM5, p. 1583-1604, 1970.

ALONSO, U. R. **Dimensionamento de fundações profundas.** São Paulo: Edgard Blücher, 1989. 169 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457:** amostra de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459:** solo – determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508:** grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180:** solo – determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181:** solo – análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182:** solo – ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12024**: solo-cimento – moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12025**: solo-cimento – ensaio de compressão simples de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND - ABCP. **Dosagem das misturas de solo-cimento**: normas de dosagem e métodos de ensaio. São Paulo: ABCP, 1986, 51p. (ET-35).

BROMS, B. B. Lateral resistance of piles in cohesive soils. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, Ann Arbor, v. 90, n. SM2, p. 27-63, 1964a.

BROMS, B. B. Lateral resistance of piles in cohesionless soils. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, Ann Arbor, v. 90, n. SM3, p. 123-156, 1964b.

BROMS, B. B. Design of lateral loaded piles. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, Ann Arbor, v. 91, n. SM3, p. 79-99, 1965.

BROMS, B. B. Stability of flexible structures (piles and piles groups). In: PROCEEDINGS OF THE EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5, 1972, Madrid. **Proceedings...** Madrid: [s.n.], 1972. p. 239-269. (Session IIIb, General Report).

CASTRO, G. **Deformabilidade das fundações e sua consideração no cálculo das estruturas**. 2 ed. Lisboa: LNEC, 1978. (Memória, 353).

CEPED. **Manual de construção com solo-cimento**. Camaçari: Convênio CEPED/BNH/ABCP, 1984. 147p.

CINTRA, J. C. A. **Uma análise de provas de carga lateral em estacas e comparação com os métodos da teoria de reação horizontal do solo**. 1981. 150 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Carlos, 1981.

CINTRA, J. C. A.; ALBIERO, J. H. Determinação do coeficiente de reação horizontal do solo (n_h) através de provas de carga lateral em estaca. In: CONGRESSO GRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7., 1982, Recife. **Anais...** Recife: [s.n.], 1982. v. 2, p. 123-138.

CYTRYN, S. **Soil construction: its principle and application for housing**. Jerusalem: State of Israel – Ministry of Labor – House Division. The Weizmann Science Press of Israel. 1957.

DAVISSON, M. T. **Lateral load capacity of piles**. Washington: Pile Foundations, National Research Council, 1970. p. 104-112. (Highway Research Record, 333).

DAVISSON, M. T. **Estimating buckling loads for piles**. In: PROCEEDINGS OF THE PAN AMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 2., 1963, São Paulo. **Proceedings...** São Paulo: [s.n.], 1963. v. 1, p. 351-369.

DAVISSON, M. T.; GILL H. L. Laterally loaded piles in a layered soil system. **Journal of soils mechanics and foundations division**, Ann Arbor, v. 89, SM3, 1963, p. 63-94.

DAVISSON, M. T.; PRAKASH. **An review of soil-pole behavior**. Washington: National Research Council, 1963. (Highway Research Record, 39). p. 25-48.

DE BEER, E. **Piles subjected to static lateral loads**. In: PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 9., 1977, Tokyo. **Proceedings...** Tokyo: [s.n.], 1977. v. 2, p. 87-93.

DEL PINO Jr., A. **Análise do comportamento de estacas do tipo broca escavadas com trado mecânico, solicitadas por esforços transversais**. 2003. 164 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2003.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE PRODUÇÃO MINERAL - DNPM. **Anuário mineral: extração de areia**. Brasília, 2005. Disponível em: <<http://www.dnpm.gov.br/>>. Acesso em: 20 jun. 2005.

FELLENIOUS, B.H. Tests load piles and new proof testing procedure. **Geotechnical Engineering Division**, Reston, v.101, n. 9, p. 855, 1975.

FERREIRA, C. V. et al. Comportamento de estaca carregada lateralmente, implantada em solo reforçado com solo-cimento. In: CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA, 10., 2006, Lisboa. **Anais...** Lisboa: Universidade Nova Lisboa, 2006. p. 120-138.

FOLQUE, J. **Fundações: Recomendações gerais**. Lisboa: LNEC, 1978.

FREIRE, W. J. **Tratamento prévio do solo com aditivos químicos e seu efeito sobre a qualidade do solo-cimento**. 1976. 142 f. Tese (Doutorado) – Escola Superior de Agronomia “Luiz de Queiroz”, Universidade de São Paulo, Piracicaba, 1976.

HETÉNYI, M. **Bems on elastic foundations**. In: POULOS, H.G.; DAVIS, E.H. Pile foundation analysis and design. New York: J. Wiley, 1980. p.25-42.

KOCSIS, P. Discussion of lateral load tests on piles. Arkansas river project. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division**, Ann Arbor, v. 97, n.SM6, p. 932-935, 1971.

LEVY, S. M. **Contribuição ao estudo da durabilidade de concretos, produzidos com resíduos de concreto e alvenaria**. 2001. 199 f. Tese (Doutorado em Construção Civil) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

MATLOCK, H. ; REESE, L. C. Generalized solutions for laterally loaded piles. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division**, Ann Arbor, v. 86, n. SM5, p. 63-91, 1960.

MATLOCK, H.; REESE, L. C. Foundation analysis of offshore pile supported structures. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., 1961, Paris. **Proceedings...** Paris: [s.n], 1961. v. 2, p. 91-97.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: Pini, 1994.

MENEZES, S. M. **Análise do comportamento de estacas pré-moldadas em solo de alta porosidade do interior do Estado de São Paulo.** 1997. 377 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.

MENEZES, S. M. et al. Provas de carga em estacas pré-moldadas ensaiadas em areias porosas. **Revista da Escola de Minas**, Ouro Preto, v. 4, n. 57, p. 285-289, 2004.

MICHE, R. J. Investigation of piles subject to horizontal forces: application to quay walls. **Journal of the School of Engineering**, Tokyo, v. 1, n. 4, p. 262-270, 1930.

MIGUEL, M. G. **Execução e análise de provas de carga horizontal em estacas em solo colapsível.** 1996. 168 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos/Universidade de São Paulo, São Carlos, 1996.

MILANI, A. P. S. **Avaliação físico-mecânica de tijolos de solo-cimento e de solo-cal adicionados de casca de arroz.** 2005. 131 f. Dissertação (Mestrado em Construções Rurais e Ambiente) - Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2005.

MIRANDA Jr., G. **Estacas submetidas a esforços horizontais em solos colapsíveis do interior de São Paulo, nas condições natural, melhorada e inundada.** 2006. 334 f. Tese (Doutorado) – Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2006.

NASCIMENTO, A. A. P. Um estudo sobre fissuras em alvenarias: solo-cimento. **Revista Thécne**, São Paulo, n. 10, p. 23-27, 1994.

PALMER, L. A.; THOMPSON, J. B. The earth pressure and deflection along the embedded lengths of piles subject to lateral thrust. In: PROCEEDINGS OF THE SECOND INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICAL AND FOUNDATION ENGINEERING, 2., 1948, Rotterdam. **Proceedings...** Rotterdam: [s.n.], 1948. v. 5, p. 156-161.

PERROTTA, M. M. et al. **Mapa geológico do Estado de São Paulo.** São Paulo: PGB, CPRM, 2005. Escala 1:750.000. (Programa Geologia do Brasil).

PETRUCCI, E. G. R. **Materiais de construção**. Porto Alegre: Globo, 1978.

PINTO, C. S. **Estabilização de solos**. São Paulo: EP/USP, 1983. 20 p. (Notas de Aula).

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION – PCA. Testing of plastic soil-cement. In: SOIL-CEMENT LABORATORY HANDBOOK. Illinois: PCA, Engineering Bulletin, 1971. p. 44-45.

POULOS, H. G. ; DAVIS, E. H. **Pile foundation analysis and design**. New York: John Wiley & Sons, 1980. 397 p.

REESE, L. C. Laterally loaded piles: program documentation. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, Ann Arbor, v. 103, n. GT4, p. 287-305, 1977.

RIBEIRO, R. A. V. **Avaliação do desempenho hidráulico de barreiras de proteção ambiental produzidas com solo laterítico arenoso compactado, estabilizado quimicamente**. 2002. 88 f. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2002.

RICCI, F. **Análise de estacas carregadas transversalmente no topo, com ênfase na influência da variação da rigidez flexional**. 1995. 274 f. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.

RIZZO, R. P. **Avaliação da eficácia de barreiras de proteção ambiental produzidas com solo arenoso estabilizado quimicamente**. 2004. 91 f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2004.

SCHULZ, R. R. ; HENDRICKS, C.F. **Recycling of demolished concrete and masonry**. London: E&FN Spon, 1992. (Report, 6)

SEGANTINI, A. A. S. **Utilização de solo-cimento em estacas apiloadas para obras de pequeno porte**. 1994. 96 f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 1994.

SEGANTINI, A. A. S. **Utilização de solo-cimento plástico em estacas escavadas com trado mecânico em Ilha Solteira (SP)**. 2000. 176 f. Tese (Doutorado) – Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2000.

SHERIF, G. **Tables for calculation, according to the modulus of subgrade reaction method with variable modulus of subgrade reaction**. Berlim: Verlag Von Wilhelm Ernst und Sohn, 1974.

SILVA, E. T. **Solo-cimento e solo-vinhaça no revestimento de canais de irrigação para transporte de vinhaça: adequação física e parâmetros hidráulicos**. 1992. 108 f. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 1992.

SILVEIRA, P. E. M. **A aplicação do resíduo de construção e demolição reciclado no compósito solo-cimento**. 2005. 122 f. Dissertação (Mestrado) - Instituto de Geociências e Ciências Exatas, Universidade Estadual Paulista, Rio Claro, 2005.

SOUZA, A. **Utilização de fundações rasas no solo colapsível de Ilha Solteira (SP)**. 1993. 126 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

SOUZA, M. I. B. **Análise da adição de resíduos de concreto em tijolos prensados de solo-cimento**. 2006. 117 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2006.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1943.

TERZAGHI, K. Evaluation of coefficients of subgrade reaction. **Géotechnique**, London, v. 4, n. 4, p. 297-326, 1955.

U.S. NAVY. **Design manual: soil mechanics, foundations and earth structures**. Washington: NAVDOCKS DM-7, 1962.

WERNER, H. **Biogemont elastisch eigespannter phäle, beton und Stahlbetonbau**, Germany, n. 2, 1970, p. 39-43.

ZAMMATARO, B. B. **Comportamento de estacas tipo escavada e hélice contínua, submetidas a esforços horizontais.** 2007. 173 f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2007.

ZORDAN, S. E. **A Utilização do entulho como agregado na confecção do concreto.** 1997. 140 f. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 1997.