

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS - UNICAMP
FACULDADE DE ENGENHARIA AGRÍCOLA - FEAGRI
Departamento de Construções Rurais

**UTILIZAÇÃO DE SOLO-CIMENTO PLÁSTICO EM ESTACAS
ESCAVADAS COM TRADO MECÂNICO EM ILHA SOLTEIRA-SP**

por
ANTONIO ANDERSON DA SILVA SEGANTINI

Orientador:
Prof. Dr. David de Carvalho

CAMPINAS
Estado de São Paulo
Brasil
Maio- 2000

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS - UNICAMP
FACULDADE DE ENGENHARIA AGRÍCOLA - FEAGRI

UTILIZAÇÃO DE SOLO-CIMENTO PLÁSTICO EM ESTACAS ESCAVADAS COM
TRADO MECÂNICO EM ILHA SOLTEIRA-SP

por

ANTONIO ANDERSON DA SILVA SEGANTINI
ENGENHEIRO CIVIL

Orientador:

Prof. Dr. David de Carvalho

Tese apresentada à Faculdade de Engenharia
Agrícola da Universidade Estadual de
Campinas para obtenção do título de Doutor
em Engenharia Agrícola, Área de
Concentração: Construções Rurais.

CAMPINAS

Estado de São Paulo

Brasil

Maio - 2000

A *DEUS*,
que em sua infinita bondade,
propiciou-me a oportunidade de
concluir este trabalho,

a minha esposa
Maria Helena

e aos meus filhos
Daniela e André,

ao Sr. Pedro e a Sr.a Geralda,
e aos meus pais, Antonio e Luiza,

dedico este trabalho.

Agradecimentos

Ao Mestre

Professor Dr. David de Carvalho

pela orientação, amizade, dedicação, incentivos, ensinamentos, confiança e
auxílios recebidos;

Ao amigo e engenheiro

Roberto Racanicchi

pela inestimável ajuda nos momentos difíceis;

Ao amigo e engenheiro

Professor Paulo César Lodi

pelo auxílio na revisão do texto

Aos professores:

Wesley Jorge Freire, Antonio Ludovico Beraldo, Raquel Gonçalves e
Irenilza Alencar Nääs, pelos ensinamentos recebidos;

As amigas e funcionárias da Pós:

Ana Paula Montagner e Marta Aparecida Rigonatto Vechi,

pela constante dedicação e entusiasmo;

Aos técnicos do laboratório de engenharia civil da FEIS:

Gilberto Antonio de Brito, Ronaldo Mendes do Amaral, Gilson Campos Corrêa,
Mário Roberto Corrêa Ferreira, Silvio Rogério Sanitá Moreira,
José Cavassano Ribeiro e Ozias da Silva Porto

Aos técnicos Eunivaldo Duarte Torres e Desidério de Oliveira;

Ao desenhista José Aldir Pereira, pela confecção das ilustrações presentes neste trabalho;

Ao Sr. Valdeir Antonio Rodrigues, pela dedicação nos serviços fotográficos;

Aos Engenheiros da Cesp: Flávio Moreira Salles, Jaime Elias Escudeiro Peres e
Wanderley Ognebene, pela colaboração e parceria;

Aos técnicos do Laboratório de Engenharia Civil da CESP: Antonio Bezerra,
Gilberto Leite da Silva, Joanês Ferreira da Silva, José Antonio Michelin,
Luiz Carlos Baltazar e Milton José Rodrigues,
pelo auxílio na execução dos ensaios laboratoriais;

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

À Coordenadoria de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nivel Superior (Capes),
pela bolsa de estudos concedida;

À Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira - Unesp

À Faculdade de Engenharia Agrícola – Unicamp

À FAPESP - Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo pelo auxílio
recebido, fundamental na aquisição de materiais, equipamentos e contratação de serviços
de terceiros;

Ao Laboratório Central de Engenharia Civil da CESP

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

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
BNH	Banco Nacional da Habitação
CEBRACE	Centro Brasileiro de Construções e Equipamentos Escolares
CEPED/BA	Centro de Pesquisas e Desenvolvimento da Bahia
CESP	Companhia Energética de São Paulo
CINVA	Centro Interamericano de Vivienda e Planeamento
CONDER	Companhia de Desenvolvimento da Região Metropolitana de Salvador
EESC	Escola de Engenharia de São Carlos
FEAGRI	Faculdade de Engenharia Agrícola
FEIS	Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira
ICPA	Instituto del Cemento Portland Argentino
LCECC	Laboratório Central de Engenharia Civil da Cesp
OEA	Organização dos Estados Americanos
PCA	Portland Cement Association
PMC	Prefeitura Municipal de Camaçari
UnB	Universidade de Brasília
SBEA	Sociedade Brasileira de Engenharia Agrícola
TCPO	Tabela de Composição de Preços para Orçamentos – Editora Pini
URBIS	Companhia de Urbanização da Bahia
USP	Universidade de São Paulo
UNESP	Universidade Estadual Paulista

LISTA DE SIMBOLOS

Símbolo	Descrição
a/c	- Fator água-cimento
C'	- Intercepto de coesão do ensaio de cisalhamento direto
C_v	- Coeficiente de adensamento do solo
c'	- Intercepto de coesão do ensaio triaxial
CON	- Concreto
CP	- Corpo de prova
CPT	- Cone penetration test
CS	- Coeficiente de segurança
D	- Diâmetro das estacas
e	- Índice de vazios do solo
E	- Módulo de elasticidade
E_i	- Módulo de elasticidade secante do SCP aos "j" dias
E_m	- Módulo de elasticidade secante médio
$E_{40\%}$	- Módulo de elasticidade secante a 40% da tensão de ruptura
$E_{m,40\%}$	- Módulo de elasticidade secante médio a 40% da tensão de ruptura
f_c	- Resistência por atrito lateral local obtido no CPT
F_1, F_2	- Fatores de segurança em função do tipo de estaca utilizado – Aoki e Veloso (1975)
$f_{c,i}$	- Resistência do concreto aos "j" dias
$f_{c,k}$	- Resistência característica do concreto
$f_{sc,i}$	- Resistência do solo-cimento aos "j" dias
f_T	- Resistência por atrito lateral obtido pelo torque no ensaio SPT
f_t	- Resistência por atrito lateral total obtido no CPT
$f_{U,ADM}$	Resistência por atrito lateral admissível
h	- Hora trabalhada
GC	- Grau de compactação

i	- Índice de colapsibilidade
I_C	- Índice de compressão do solo na umidade natural
I_C'	- Índice de compressão do solo com pré-inundação
IP	- Índice de plasticidade
$K_{H,20}$	- Coeficiente de permeabilidade horizontal a 20°C
$K_{V,20}$	- Coeficiente de permeabilidade vertical a 20°C
L	- Comprimento das estacas
L_{CON}	- Comprimento das estacas de concreto
L_{SCP}	- Comprimento das estacas de SCP
LL	- Limite de liquidez
LP	- Limite de plasticidade
N	- Índice de penetração do ensaio SPT
N_m	- Índice médio de penetração do ensaio SPT
n	- Porosidade do solo
NP	- Nível de profundidade
P	- Carga
P_{ADM}	- Carga admissível
P_L	- Parcela de carga correspondente à resistência por atrito lateral na ruptura
$P_{N,CON}$	- Carga nominal das estacas de concreto
$P_{N,SCP}$	- Carga nominal das estacas de SCP
P_p	- Parcela de carga correspondente à resistência de ponta na ruptura
P_R	- Capacidade de carga na ruptura
q_c	- Resistência de ponta obtida no ensaio CPT
R_i	- Reação
Re_i	- Relógio comparador
RE_i	- Reação existente
R_L	- Tensão média de atrito lateral numa camada de espessura pequena
R_p	- Capacidade de carga do solo na cota de apoio
SCC	- Solo-cimento compactado
SCP	- Solo-cimento plástico

SPT	- Standard penetration test
S_R	- Grau de saturação do solo
t	- Tempo cronometrado na realização das provas de carga
T	- Momento torçor máximo obtido no SPT
T_m	- Momento torçor médio
t_{50}	- Tempo necessário para estabilização do recalque com 50% de adensamento
$T_{V,50}$	- Fator tempo para 50% de adensamento
U	- Porcentagem de adensamento
w	- Teor de umidade natural do solo
w_{ot}	- Teor de umidade ótima do solo
Δe	- Variação do índice de vazios
ΔL	- Deslocamento
ε	- Deformação específica
ϕ'	- Ângulo de atrito do ensaio triaxial
ϕ	- Ângulo de atrito do ensaio de cisalhamento direto
γ	- Peso específico
γ_{SCP}	- Peso específico aparente do SCP
$\gamma_{s,m\acute{a}x}$	- Peso específico aparente seco máximo do solo obtido no ensaio de compactação
ρ	- Massa específica
ρ_d	- Massa específica seca
ρ_{SCP}	- Densidade aparente do SCP
σ	- Tensão
σ_{AD}	- Tensão de pré-adensamento do solo com pré-inundação
$\sigma_{AD'}$	- Tensão de pré-adensamento do solo na umidade natural
σ_{ADM}	- Tensão admissível
$\sigma_{mR,i}$	- Tensão média de ruptura aos "j" dias
σ_R	- Tensão de ruptura
$\sigma_{R,i}$	- Tensão de ruptura aos "j" dias

LISTA DE FIGURAS

Figura	Descrição	Página
4.1	Área de predominância do solo estudado	36
4.2	Perfis de subsolo de algumas cidades paulistas	37
4.3	Produção do SCP em betoneira	38
4.4	Aplicação do SCP nas estacas	39
4.5	Ruptura de corpos-de-prova cilíndricos de 5 cm x 10 cm	40
4.6	Corpos-de-prova de SCP capeados com enxofre	40
4.7	Vigas de reação utilizadas nas provas de carga	42
4.8	Ruptura dos corpos-de-prova de SCP de 15 cm x 30 cm	43
4.9	Realização do <i>slump-test</i>	49
4.10	Equipamento utilizado na confecção das estacas escavadas	52
4.11	Estaca de SCP concluída, pronta para receber o bloco de transição	53
4.12	Extensômetro de haste – <i>Tell-tales</i>	54
4.13	Instrumentação das estacas	55
4.14	Sistema de transferência de carga	56
4.15	Esquema de implantação das estacas escavadas	56
4.16	Esquema de implantação das estacas apiloadas	57
4.17	Instrumentação no topo das estacas	57
5.1	Campo experimental da FEIS	62
5.2	Número de golpes N-SPT × profundidade	63
5.3	Resistência de ponta q_c -CPT	63
5.4	Resistência por atrito lateral f_c -CPT	64
5.5	Resistência por atrito lateral total f_t -CPT	64
5.6	Perfis de sondagem do campo experimental	65
5.7	Limites de Atterberg e teores de umidade	67
5.8	Tamanho dos grãos	67
5.9	Curvas de colapso a várias profundidades	71

5.10	Distribuição granulométrica	73
5.11	Ensaio de compactação	73
5.12	Resistência média do SCP em função do teor de umidade e do tempo de cura, com teor de cimento a 8%	75
5.13	Resistência média do SCP em função do teor de umidade e do tempo de cura, com teor de cimento a 10%	75
5.14	Resistência média do SCP em função do teor de umidade e do tempo de cura, com teor de cimento a 12%	76
5.15	Resistência média do SCP em função do teor de umidade e do tempo de cura, com teor de cimento a 14%	76
5.16	Resistência média do SCP em função do tempo de cura	78
5.17	Módulo de elasticidade secante do SCP em função do tempo de cura	78
5.18	Tensão × deformação do SCP com 28 dias de cura	80
5.19	Tensão × deformação do SCP com 56 dias de cura	80
5.20	Tensão × deformação do SCP com 120 dias de cura	81
5.21	Tensão × deformação do SCP com 240 dias de cura	81
5.22	Tensão × deformação do SCP com 01 ano de cura	82
5.23	Tensão × deformação do SCP com 1,5 anos de cura	82
5.24	Tensão × deformação do SCP com 02 anos de cura	83
5.25	Tensão × deformação do concreto e do SCP utilizados nas estacas escavadas, com idade de cura de 120 dias	83
5.26	Abatimentos no cone de <i>Abrams</i> × teor de umidade	84
5.27	Resistência à compressão simples × abatimentos no cone de <i>Abrams</i>	85
5.28	Sistemas de cura realizados para o SCP	87
5.29	Carga × recalque das estacas apiloadas confeccionadas em concreto	89
5.30	Carga × recalque das estacas apiloadas confeccionadas em SCC	90
5.31	Carga × recalque das estacas apiloadas confeccionadas em SCP	90
5.32	Carga × recalque da estaca apiloadada CON-1	91
5.33	Carga × recalque da estaca apiloadada CON-2	91
5.34	Carga × recalque da estaca apiloadada SCC-1	92

5.35	Carga $\times$ recalque da estaca apiloadada SCC-2	92
5.36	Carga $\times$ recalque da estaca apiloadada SCC-3	93
5.37	Carga $\times$ recalque da estaca apiloadada SCP-1	93
5.38	Carga $\times$ recalque da estaca apiloadada SCP-2	94
5.39	Carga $\times$ recalque da estaca apiloadada SCP-3	94
5.40	Carga $\times$ recalque das estacas escavadas	95
5.41	Carga $\times$ recalque da estaca escavada CON-1	96
5.42	Carga $\times$ recalque da estaca escavada CON-2	96
5.43	Carga $\times$ recalque da estaca escavada CON-3	97
5.44	Carga $\times$ recalque da estaca escavada SCP-1	97
5.45	Carga $\times$ recalque da estaca escavada SCP-2	98
5.46	Carga $\times$ recalque da estaca escavada SCP-3	98
5.47	Encurtamento do estaca CON-1	99
5.48	Encurtamento do estaca CON-2	100
5.49	Encurtamento do estaca CON-3	100
5.50	Encurtamento do estaca SCP-1	101
5.51	Encurtamento do estaca SCP-2	101
5.52	Encurtamento da estaca SCP-3	102
6.1	Custo por kN em função do diâmetro da estaca	120

LISTA DE QUADROS

Quadro	Descrição	Página
3.1	Critérios para a seleção de solos	10
3.2	Teor de cimento indicado para o ensaio de compactação	14
3.3	Teor de cimento para solos siltosos e argilosos	15
3.4	Teor de cimento para solos arenosos	15
3.5	Custos relativos de elementos de fundação	20
3.6	Publicações da ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland	24
3.7	Valores dos coeficientes k e α da fórmula de Aoki e Veloso (1975)	31
3.8	Valores dos coeficientes F_1 e F_2 da fórmula de Aoki e Veloso (1975)	31
3.9	Valores do coeficiente C da fórmula de Decourt e Quaresma (1978)	32
3.10	Valores do coeficiente α da fórmula de Decourt (1996)	33
3.11	Valores do coeficiente β da fórmula de Decourt (1996)	33
5.1	Parâmetros médios dos ensaios penetrométricos	66
5.2	Parâmetros de granulometria e limites	68
5.3	Índices físicos	68
5.4	Coeficientes de permeabilidade	69
5.5	Parâmetros de resistência	69
5.6	Parâmetros do ensaio de compactação	70
5.7	Parâmetros do ensaio de adensamento	71
5.8	Porcentagens de colapso em função da pressão de inundação	72
5.9	Porcentagens de distribuição granulométrica	72
5.10	Índices físicos	74
5.11	Resistência do SCP	77
5.12	Ruptura de corpos-de-prova de 15 cm x 30 cm	79
5.13	Parâmetros do <i>slump-test</i>	86

5.14	Cura do SCP em câmara úmida	87
5.15	Cura do SCP por imersão em água	88
5.16	Cura do SCP ao ar livre	88
5.17	Quantidade de materiais consumidos	102
5.18	Composições de custo unitário	103
6.1	Cargas máximas e recalques das estacas apiloadas	111
6.2	Cargas de ruptura calculadas a partir dos resultados das sondagens mais próximas (NSPT-1 e CPT-1)	113
6.3	Cargas de ruptura calculadas a partir de resultados médios das sondagens	114
6.4	Custo de execução das estacas escavadas	120

ANEXOS

Anexos	Descrição	
I.1	Número de golpes N-SPT × profundidade	135
I.2	Resistência de ponta × profundidade - CPT	135
I.3	Resistência por atrito lateral local × profundidade - CPT	136
I.4	Resistência por atrito lateral total × profundidade - CPT	136
II.1	Elasticidade do SCP com 28 dias de cura	139
II.2	Elasticidade do SCP com 56 dias de cura	139
II.3	Elasticidade do SCP com 120 dias de cura	140
II.4	Elasticidade do SCP com 240 dias de cura	140
II.5	Elasticidade do SCP com 01 ano de cura	141
II.6	Elasticidade do SCP com 18 meses de cura	142
II.7	Elasticidade do SCP com 02 anos de cura	143
II.8	Elasticidade do SCP aplicado nas estacas escavadas	144
II.9	Elasticidade do concreto aplicado nas estacas escavadas	145
III.1	Características gerais e leituras dos extensômetros (estaca apiloadada CON-1)	149
III.2	Características gerais e leituras dos extensômetros (estaca apiloadada CON-2)	151
III.3	Características gerais e leituras dos extensômetros (estaca apiloadada SCC-1)	152

III.4	Características gerais e leituras dos extensômetros (estaca apiloada SCC-2)	153
III.5	Características gerais e leituras dos extensômetros (estaca apiloada SCC-3)	154
III.6	Características gerais e leituras dos extensômetros (estaca apiloada SCP-1)	156
III.7	Características gerais e leituras dos extensômetros (estaca apiloada SCP-2)	157
III.8	Características gerais e leituras dos extensômetros (estaca apiloada SCP-3)	158
IV.1	Características gerais e leituras dos extensômetros (estaca escavada CON-1)	163
IV.2	Características gerais e leituras dos extensômetros (estaca escavada CON-2)	164
IV.3	Características gerais e leituras dos extensômetros (estaca escavada CON-3)	165
IV.4	Características gerais e leituras dos extensômetros (estaca escavada SCP-1)	166
IV.5	Características gerais e leituras dos extensômetros (estaca escavada SCP-2)	167
IV.6	Características gerais e leituras dos extensômetros (estaca escavada SCP-3)	168
V.1	Cargas, recalques e encurtamento da estaca escavada CON-1	171
V.2	Cargas, recalques e encurtamento da estaca escavada CON-2	172
V.3	Cargas, recalques e encurtamento da estaca escavada CON-3	173
V.4	Cargas, recalques e encurtamento da estaca escavada SCP-1	174
V.5	Cargas, recalques e encurtamento da estaca escavada SCP-2	175
V.6	Cargas, recalques e encurtamento da estaca escavada SCP-3	173

CONTEÚDO

Capa	i
Contracapa	iii
Dedicatória	v
Agradecimentos	vii
LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS	ix
LISTA DE SÍMBOLOS	xi
LISTA DE FIGURAS	xv
LISTA DE QUADROS	xix
CONTEÚDO	xxiii
ABSTRACT	xxvii
RESUMO	xxix
1. INTRODUÇÃO	1
2. OBJETIVOS	5
3. REVISÃO DE LITERATURA	7
3.1 Solo-Cimento	7
3.1.1 Definição e histórico	7
3.1.2 Identificação e classificação dos solos	8
3.1.3 Critérios para a escolha do solo	9
3.1.4 Dosagem do solo-cimento	11
3.1.5 Deformações e elasticidade	14
3.1.6 Durabilidade	16
3.1.7 Resistência à compressão simples	17
3.1.8 Cura	19
3.1.9 Custo do solo-cimento	19
3.2 Sistemas de aplicação	21
3.2.1 Fundações	21
3.2.2 Barragens de terra	23

3.2.3	Outras aplicações	24
3.3	Fundações no interior do Estado de São Paulo	24
3.4	Aspectos geológicos do subsolo de Ilha Solteira e região	25
3.5	Colapsibilidade do solo em estudo	27
3.6	Provas de carga em estacas	28
3.6.1	Provas de carga	28
3.6.2	Carga admissível	29
3.6.3	Capacidade de carga	29
3.6.4	Fórmulas para previsão da carga de ruptura	30
3.6.4.1	Fórmula de Aoki e Velloso (1975)	30
3.6.4.2	Fórmula de Decourt e Quaresma (1978)	32
4.	MATERIAIS, EQUIPAMENTOS E MÉTODOS	35
4.1	Materiais	35
4.1.1	Solo	35
4.1.2	Cimento	35
4.1.3	Água	35
4.1.4	Aço	36
4.1.5	SCC aplicado nas estacas apiloadas	36
4.1.6	SCP aplicado nas estacas apiloadas	38
4.1.7	SCP aplicado nas estacas escavadas	38
4.1.8	Concreto aplicado nas estacas escavadas	39
4.2	Equipamentos	41
4.2.1	Macaco hidráulico	41
4.2.2	Células de carga	41
4.2.3	Indicador de deformação	41
4.2.4	Sistema de referência	41
4.2.5	Vigas de reação	41
4.2.6	Relógios comparadores	42
4.2.7	Prensa hidráulica	42
4.2.8	Aparelho de módulo	42

4.2.9	Equipamentos de sondagem	43
4.2.10	Outros equipamentos	44
4.3	Métodos	44
4.3.1	Campo experimental	44
4.3.1.1	Ensaaios <i>in-situ</i>	45
4.3.1.2	Ensaaios laboratoriais	45
4.3.2	Dosagem do solo-cimento	47
4.3.2.1	SCC aplicado nas estacas apiloadas	47
4.3.2.2	SCP aplicado nas estacas apiloadas	47
4.3.2.3	SCP aplicado nas estacas escavadas	47
4.3.3	Elasticidade do SCP	48
4.3.4	<i>Slump-Test</i>	48
4.3.5	Sistemas de cura	48
4.3.6	Execução das estacas	49
4.3.6.1	Estacas apiloadas	49
4.3.6.2	Estacas escavadas	51
4.3.6.3	Instrumentação das estacas escavadas	54
4.3.7	Sistema de transferência de carga	55
4.3.8	Provas de carga	58
4.3.8.1	Em estacas apiloadas	58
4.3.8.2	Em estacas escavadas	58
4.3.9	Custos	58
5	RESULTADOS	61
5.1	Campo experimental	61
5.1.1	Ensaaios <i>in-situ</i>	61
5.1.2	Ensaaios laboratoriais	66
5.2	Caracterização do solo componente do solo-cimento	72
5.3	Resistência do SCP aplicado nas estacas escavadas	74
5.3.1	Ruptura dos corpos-de-prova cilíndricos de 5 cm x 10 cm	74
5.3.2	Ruptura dos corpos-de-prova cilíndricos de 15 cm x 30 cm	77

5.3.3	<i>Slump-Test</i>	84
5.3.4	Sistemas de cura	85
5.4	Provas de carga	89
5.4.1	Reensaio em estacas apiloadas	89
5.4.2	Provas de carga em estacas escavadas	95
5.5	Encurtamento do material durante as provas de carga	99
5.6	Custo das estacas de SCP e de concreto	102
6.	DISCUSSÃO	105
6.1	Campo experimental	105
6.1.1	Ensaio <i>in-situ</i>	105
6.1.2	Ensaio laboratoriais	106
6.2	Solo componente do solo-cimento	108
6.3	Solo-cimento	108
6.3.1	Solo-cimento compactado – SCC	108
6.3.2	Solo-cimento plástico – SCP	109
6.4	Provas de carga	111
6.4.1	Reensaio em estacas apiloadas	111
6.4.2	Ensaio em estacas escavadas	112
6.4.2.1	Estacas escavadas de concreto	112
6.4.2.2	Estacas escavadas de SCP	115
6.5	Custo de execução das estacas	118
7	CONCLUSÕES	123
8.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	125
	ANEXO I	133
	ANEXO II	137
	ANEXO III	147
	ANEXO IV	161
	ANEXO V	169

ABSTRACT

The aim of this research was to verify the viability of the applicability of plastic-soil cement as a foundation element in terms of workability, resistance and deformation characteristics, load transfer to the soil and behavior after aging. For this, it was done intense laboratory study in the plastic-soil cement material and it was carried out six load tests in piles (L = 10 m, D = 32 cm) constructed for this research (three soil-cement pile and three concrete pile). Also, it was carried out reload tests in piles (L = 6 m, D = 20 cm) constructed five years ago and already tested in that time. Analysis were done, comparing the costs between plastic-soil cement and concrete piles, for various diameters. Field tests and laboratory tests were performed aiming this research and to create a experimental field for studies of soil mechanics and foundation engineering in the place. The soil utilized for the plastic-soil cement and the subsoil of the place are present in large extensions of areas in the center-south of Brazil.

RESUMO

Neste trabalho, através de intenso estudo laboratorial em solo-cimento plástico, execução de três estacas de concreto e três de solo cimento plástico ($L = 10$ m, $D = 32$ cm), realização de provas de carga nessas estacas e reensaio em outras oito estacas ($L = 6$ m, $D = 20$ cm), executadas há 5 anos, objetivou-se verificar a viabilidade da aplicação do solo-cimento plástico em fundações, em termos de trabalhabilidade, resistência e deformabilidade, transferência de carga em profundidade e comportamento do material ao longo do tempo. Realizou-se uma análise de custos, comparando-se o valor para executar estacas de concreto e de solo-cimento plástico, de diversos diâmetros, admitindo-se a aplicação das cargas nominais admissíveis para os materiais, no solo do local da pesquisa. Visando-se fornecer dados para esta pesquisa e também para efetivar a implantação de um campo experimental para estudos de mecânica dos solos e fundações, foram realizados no local, ensaios de campo e laboratoriais através de amostras retiradas de um poço. Tanto o subsolo arenoso de alta porosidade do local, como o solo A-4 utilizado na confecção do solo-cimento plástico, são característicos de grandes extensões de área do centro-sul do Brasil.

1. Introdução

Em grande parte do interior do Estado de São Paulo e centro-sul do Brasil, encontram-se solos superficiais de alta porosidade, geralmente colapsíveis, o que inviabiliza na maioria das vezes a utilização de fundações superficiais. A solução para contornar esse problema é a utilização de fundações profundas. Em obras de pequeno e médio porte, as fundações em estacas moldadas *in loco* são utilizadas com bastante frequência, sendo as do tipo escavadas, a trado motorizado ou manual, e as do tipo *Strauss* as mais utilizadas. Recentemente, em locais em que não se tem a presença de lençol freático, tem-se utilizado estacas do tipo apiloadas, cuja execução se dá através da ação da queda de um pilão, o qual desloca o solo para baixo, e para as laterais, durante a abertura do furo da estaca. Devido à existência crescente de trados motorizados, de diversos diâmetros, as estacas executadas com esse equipamento têm sido utilizadas com frequência cada vez maior. Para obras de porte maior, geralmente, tem-se utilizado tubulões a céu aberto.

Estudos realizados por Segantini (1994) indicaram baixo custo e possibilidade técnica do emprego do solo-cimento como material componente de elementos de fundação do tipo estacas moldadas *in loco*. Concluiu-se, no entanto, pela necessidade de se prosseguir os estudos no sentido de se investigar as características de resistência e deformabilidade do material, sendo também importante para o meio técnico a obtenção de informações a respeito do seu comportamento ao longo do tempo e também para o caso em que se tem a aplicação de cargas mais elevadas.

Em obras, como conjuntos habitacionais, em que milhares de metros lineares de estacas são executados, a economia que se pode obter com a utilização do solo-cimento é considerável. Através dos dados coletados no campo experimental para estudos de mecânica dos solos e fundações da FEIS – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, observou-se que aplicando SCP - solo-cimento plástico, em vez de concreto, foi possível reduzir o custo com materiais e mão de obra, na execução de estacas escavadas com diâmetro de 25 cm, em cerca de 30%. Para estacas com 32 cm de diâmetro, a redução do custo foi da ordem de 35%. No caso de se considerar o custo envolvido apenas com o consumo dos materiais, a redução do custo pode ser ainda maior, despertando-se, inclusive, interesse para a realização de trabalhos de cunho social.

A concretização deste trabalho consistiu-se das seguintes atividades:

- Estudo em laboratório das características de resistência e deformabilidade do SCP;
- Realização de provas de carga em estacas escavadas confeccionadas em concreto e em SCP;
- Execução de reensaio, após cinco anos, em estacas apiloadas confeccionadas em concreto, SCP e SCC - solo-cimento compactado; e
- Realização de ensaios geotécnicos para a implantação do campo experimental da FEIS.

Com relação ao estudo do material *solo-cimento plástico*, foram analisadas as suas características de resistência e deformabilidade. Os ensaios foram realizados de modo a permitir o monitoramento da evolução desses parâmetros ao longo do tempo. Foram realizadas, inicialmente, rupturas de corpos-de-prova cilíndricos com diâmetro de 5 cm e altura de 10 cm. Os resultados obtidos para esses corpos-de-prova indicaram a necessidade de se trabalhar com teor de cimento a 14% e umidade a 27%. Uma vez definida a dosagem, passou-se a trabalhar com corpos-de-prova de diâmetro igual a 15 cm e altura de 30 cm, os quais foram utilizados na determinação da variação da resistência à compressão simples e do módulo de elasticidade ao longo do tempo.

As estacas escavadas de concreto e de SCP foram confeccionadas com 32 cm de diâmetro e comprimento de 10 m. Estabeleceu-se este comprimento em razão de dois fatores: o primeiro é que até 10 m de profundidade o nível d' água quase não é encontrado nos perfis dos solos que cobrem mais de 50% da área do Estado de São Paulo, o que possibilita a

execução de estacas escavadas com trado motorizado. O segundo está associado às limitações impostas pelos equipamentos disponíveis, procurando-se assim evitar o emprego de cargas muito elevadas na realização dos ensaios, o que traria dificuldades para a concretização das provas de carga.

As estacas apiloadas de concreto, SCP e SCC foram confeccionadas com 20 cm de diâmetro e comprimento de 6 m. Essas estacas já haviam sido ensaiadas, pela primeira vez, há cerca de cinco anos, por Segantini (1994), em seu trabalho de mestrado. A realização do segundo ensaio serviu para verificar o comportamento do material *solo-cimento* e também a interação estaca-solo ao longo do tempo.

Visando consubstanciar a realização deste e de outros trabalhos, foram executados, preliminarmente, ensaios de reconhecimento do subsolo, os quais consistiram da execução de ensaios SPT – Standard Penetration Test, CPT – Cone Penetration Test e abertura de um poço de inspeção para coleta de amostras de solo ao longo do perfil do subsolo. A realização das sondagens de reconhecimento e dos ensaios laboratoriais para a caracterização do subsolo foi feita em parceria com a CESP – Companhia Energética de São Paulo, resultando na definitiva implantação do campo experimental da FEIS.

Com os dados obtidos anteriormente, e mais os do presente trabalho, objetivou-se acumular experiência e informações capazes de contribuir com o meio técnico no sentido de propiciar melhores condições para a tomada de decisões quanto à viabilidade, ou não, da utilização do solo-cimento em projetos de fundação.

Este trabalho foi desenvolvido no campo experimental da FEIS, cujo solo mostrou-se representativo dos solos arenosos encontrados em extensas áreas do interior do Estado de São Paulo e também em outras regiões do Brasil.

2. Objetivos

Este trabalho teve como objetivo dar prosseguimento aos estudos já realizados, através da determinação das características de resistência e elasticidade do SCP e sua aplicação em elementos de fundação do tipo estacas moldadas *in loco*.

Pretendeu-se, assim, buscar conhecimentos técnicos para consubstanciar o estabelecimento de critérios para a utilização desse material de forma satisfatória e segura durante a vida útil de uma edificação.

Não obstante, objetivou-se minimizar os custos envolvidos na construção de edifícios, bem como complementar a literatura existente através do emprego do SCP em fundações, uma vez que esse item da construção quase não é apontado nos estudos e pesquisas sobre materiais alternativos.

Objetivou-se, ainda, contribuir com o meio rural, onde são maiores as dificuldades para se construir edificações, seja pela falta ou inexistência de energia elétrica, carência de profissionais habilitados, dificuldades de acesso aos canteiros de obra, como também pelas despesas com transporte de materiais de construção convencionais.

Com a realização deste trabalho, tendo em vista a sua abrangência e as potencialidades do solo-cimento, pretendeu-se contribuir com o meio técnico no sentido de simplificar as técnicas de execução, reduzir custos e fornecer subsídios para análise de casos semelhantes, através da apresentação dos dados obtidos nos ensaios laboratoriais e de campo.

3. Revisão de literatura

3.1. Solo-cimento

3.1.1 Definição e histórico

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).

Silveira (1966) afirma que os principais fatores que afetam as propriedades do solo-cimento são: tipo de solo, teor de cimento, teor de umidade, compactação e homogeneidade da mistura, além de outros fatores como idade e tempo de cura da mistura.

De acordo com Andrade Filho (1989), a conceituação do solo-cimento teve origem em Sallsburg no ano de 1917. O autor afirma, entretanto, haver poucos usos relatados até 1932, quando se tem notícia dos primeiros trabalhos cientificamente controlados, através da sua utilização na pavimentação de 17.000 m² em Johnsonville, Carolina do Sul, EUA.

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 - Associação Brasileira de Cimento Portland, que regulamentou, fomentou e pesquisou a sua aplicação, levando, em 1941, à pavimentação do aeroporto de Petrolina, PE. A rede pavimentada de solo-cimento no Brasil alcançava, em 1970, a casa dos 7500 quilômetros.

Trata-se de um material, portanto, cujas características técnicas atendem plenamente aos requisitos de desempenho para a aplicação em diversos tipos de serviço, 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); e Nascimento (1994).

O solo-cimento é classificado em duas categorias: SCC - solo-cimento compactado; e SCP - solo-cimento plástico. 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.

3.1.2. Identificação e classificação dos solos

Os ensaios básicos para a identificação e a classificação dos solos são os seguintes:

- Determinação da massa específica dos grãos de solo (NBR-6508) ou (DNER DPT 93-64);
- Determinação do limite de liquidez dos solos (NBR-6459);
- Determinação do limite de plasticidade dos solos (NBR-7180); e
- Análise granulométrica dos solos (NBR-7181).

De acordo com Vargas (1981), a classificação dos solos tem grande importância para a engenharia, sendo que os problemas da Mecânica dos Solos devem partir da identificação do material com que se vai trabalhar. Uma vez feita a identificação, o solo deve ser classificado de acordo com categorias preestabelecidas. Após isso, com a definição do problema, inicia-se o dimensionamento. O autor afirma que a classificação dos solos, para fins de engenharia civil, deve ser feita considerando-se tanto a granulometria como a plasticidade do solo. São apresentadas as duas classificações mais utilizadas na Engenharia

Civil: a classificação *HRB da AASHO*; e a classificação *de Casagrande* que, atualmente, evoluiu para *Classificação Unificada do Bureau of Reclamation* americano.

Freire (1976) afirma que a classificação unificada tem a vantagem de ser sistemática, classificando o solo a partir de propriedades mais gerais, incluindo grupos e subgrupos mais particulares, enquanto que a AASHO classifica os solos em sete grupos, tendo em vista o seu comportamento em estradas de rodagem.

Nogami e Villibor (1995) desenvolveram a classificação geotécnica MCT – Corpos-de-prova miniatura, compactados segundo procedimento destinado especificamente para estudo de solos tropicais, lateríticos e saprolíticos. Esse método leva em consideração as peculiaridades dos solos arenosos finos existentes em ambientes tropicais, indicando a possibilidade de sua aplicação em pavimentação de baixo custo. Essa classificação baseia-se na determinação de algumas propriedades mecânicas e hidráulicas, utilizando-se corpos-de-prova com diâmetro de 5 cm. Os autores salientam que o método MCT pode também ser utilizado para finalidades distintas daquelas relacionadas com pavimentação.

3.1.3. Critérios para a escolha do solo

As propriedades mecânicas dos solos, de maneira geral, apresentam melhorias quando misturados com cimento e submetidos a processos de compactação. Existem, porém, limitações ao uso de determinados solos, geralmente vinculadas à trabalhabilidade e ao consumo de cimento. Os limites de consistência, LL – limite de liquidez e LP – limite de plasticidade, são as variáveis que melhor expressam as condições de trabalhabilidade. Existe consenso de que, para ser viável tecnicamente, o solo deve apresentar LL entre 45% e 50% (CEPED, 1984). Quanto à granulometria, os solos arenosos são considerados os mais adequados. 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 da fração fina, pois a resistência inicial do solo-cimento deve-se à coesão da fração fina compactada. A experiência tem demonstrado que quando os solos possuem um teor de silte mais argila inferior a 20%, não se consegue uma resistência inicial que propicie a sua compactação. Os critérios para a seleção dos melhores solos não

têm variado muito. Apresenta-se, no Quadro 3.1, as faixas granulométricas consideradas ideais.

Quadro 3.1 - Critérios para a seleção de solos

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	-

Fonte: Segantini (1994)

De acordo com a ABCP (1986), para fins de pavimentação, em geral, podem ser empregados solos com as seguintes características:

- diâmetro máximo: 75 mm;
- passando na peneira n.º 4 (4,8 mm): mais de 50%;
- passando na peneira n.º 40 (0,42 mm): de 15% a 100%;
- passando na peneira n.º 200 (0,075 mm): até 50%;
- $LP \leq 18\%$; e
- $LL \leq 40\%$.

Segundo a PCA - Portland Cement Association (1971), os solos arenosos apresentam características satisfatórias para a produção de misturas plásticas de solo-cimento. Solos que contenham mais de 30% passando na peneira de número 200, no entanto, geralmente são evitados, pois apresentam maiores dificuldades para se atingir a consistência plástica.

De acordo com Silveira (1966), os solos arenosos e pedregulhosos, com cerca de 10% a 35% da fração silte e argila, são considerados os mais favoráveis para a estabilização com cimento. Os solos arenosos deficientes em finos são também considerados materiais de boa qualidade, havendo apenas maior dificuldade para a compactação e o acabamento. O autor acrescenta que outro fator relacionado ao tipo de solo é o teor de matéria orgânica, que

tende a reduzir a resistência do solo-cimento. Tem-se limitado esse teor a 2% no máximo. Outro aspecto considerado pelo autor é a possibilidade de ocorrência de certos tipos de sais, principalmente sulfatos, os quais se cristalizam nos poros, produzindo a desagregação do material.

3.1.4. 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 (1986), 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.

Segundo Pinto (1980), a quantidade de cimento a ser incorporada ao solo depende das características que se pretende do material resultante. Diz o 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 PCA elaboraram ensaios de durabilidade em que os corpos-de-prova são submetidos a ciclos de molhagem/secagem e congelamento/degelo. O objetivo desses ensaios, no entanto, é a verificação da durabilidade e não da resistência ao desgaste como tem sido algumas vezes interpretado.

Pinto (1980) afirma que os 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 afirma que os métodos de ensaio padronizados pelas normas inglesas, no entanto, diferem bastante dos métodos adotados pela PCA, nos quais se considera, 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. 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 preestabelecidos. 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. O Estudo Técnico ET-35 da 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 dosagem do solo-cimento, pela norma geral, apresenta a desvantagem prática de requerer muito tempo para a realização dos ensaios, principalmente para os de durabilidade, que requerem cerca de quarenta dias. 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:

- ensaios 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).

No Quadro 3.2 são apresentados os teores de cimento recomendados pela ABCP (1986) e utilizados pelo LCECC – Laboratório Central de Engenharia Civil da CESP, em Ilha Solteira, SP, na dosagem das misturas de solo-cimento. Apresenta-se no Quadro 3.3 os teores de cimento requeridos por solos siltosos e, no Quadro 3.4, os teores de cimento requeridos por solos arenosos para o ensaio de durabilidade.

Segundo Pitta (1983), as condições peculiares de solicitação a que revestimentos de estruturas de barragens e diques são submetidas quase sempre tornam imprópria a utilização pura e simples dos critérios de fixação do teor de cimento aplicáveis a pavimentos. Os efeitos combinados dos ciclos alternados de molhagem e secagem, da ação contínua das ondas e do eventual choque de partículas sólidas, muito distintos dos fatores solicitantes em rodovias, podem causar sérios danos, afetando a durabilidade do revestimento se esse não possuir o grau de estabilização conveniente.

Quadro 3.2 - Teores de cimento indicados para o ensaio de compactação

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

Fonte: ABCP (1986)

Para a dosagem do SCP, a PCA (1971) estabelece a utilização de teores de cimento, em peso, 4% acima daqueles sugeridos para o SCC, na sua densidade máxima. Em pavimentos rodoviários, visando a obtenção de uma superfície mais resistente à erosão, a PCA (1971) sugere, para solos que contenham menos de 30% passando na peneira número 200, aumento de 2% no teor de cimento.

3.1.5 Deformações e elasticidade

A deformação é um fenômeno fundamental da engenharia. Pode ocorrer em todos os materiais e é causada pela atuação de cargas ou outras influências externas ou por seu próprio peso. As deformações variam em magnitude, dependendo das propriedades dos materiais e das cargas envolvidas. Para a verificação experimental de estruturas é necessário que se tenha conhecimento das propriedades mecânicas dos materiais e, em particular, da relação entre tensões e deformações. Usualmente, medem-se deslocamentos lineares, deslocamentos angulares, deformações, força e temperatura.

Quadro 3.3 - Teores de cimento indicados para solos siltosos e argilosos

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
	40-59	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
	40-59	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
	40-59	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
	40-59	17	16	14	12	12	11	10
	> 60	18	16	14	13	12	11	11
16-20	0-19	17	16	14	13	12	11	10
	20-39	18	17	15	14	13	11	11
	40-59	19	18	15	14	14	12	12
	> 60	20	19	16	15	14	13	12

Fonte: ABCP (1986)

Quadro 3.4 - Teores de cimento indicados para solos arenosos

Pedregulho grosso (%)	Silte + argila (%)	Peso específico aparente seco máximo (kN/m ³)					
		16,80 a 17,59	17,60 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
0-29	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

Fonte: ABCP (1986)

A elasticidade é o fenômeno do aparecimento de deformações imediatas e reversíveis. As deformações imediatas são aquelas que aparecem simultaneamente com as tensões correspondentes e permanecem constantes ao longo do tempo. As deformações reversíveis são aquelas que se anulam ao se anularem as tensões correspondentes, ou seja, aquelas que desaparecem integralmente no descarregamento (Fernandes, 1992).

Um material é considerado perfeitamente elástico quando as deformações surgem após a aplicação das tensões e desaparecem imediatamente após a sua retirada. Essa definição não implica em linearidade entre tensões e deformações. O valor das deformações e a curvatura da relação tensão-deformação dependem da velocidade de aplicação da tensão. Quando a carga é aplicada rapidamente, observam-se deformações muito menores e a curvatura da relação tensão-deformação é bem pequena. O aumento da deformação enquanto a carga estiver atuando deve-se à fluência do material. A dependência entre a deformação instantânea e a velocidade de carregamento torna difícil o estabelecimento do limite entre deformações elásticas e deformações por fluência (Neville, 1997).

A NBR-8522 (Concreto – Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação) estabelece o procedimento a ser utilizado na determinação do módulo de elasticidade estático do concreto.

De acordo com Santos (1983), existem três possibilidades para a definição do módulo de elasticidade: módulo tangente, obtido através da derivada à curva tensão-deformação; módulo secante, obtido através de uma reta, passando pela origem, secante à curva tensão-deformação; e módulo tangente na origem, obtido através de uma reta, passando pela origem, tangente à curva tensão-deformação. Das três relações, as duas últimas são as mais usuais.

3.1.6 Durabilidade

Segundo Freire (1976), o solo-cimento é usado, normalmente, como base de estradas de rodagem, sendo dimensionado como pavimento flexível, garantindo, assim, vida útil de 15 a 20 anos. A primeira estrada de solo-cimento, construída em 1935, no Estado de Carolina do Sul, EUA, até então, se achava aberta ao tráfego, fato que atesta a durabilidade do material. O autor acrescenta que o solo-cimento é mais elástico do que o concreto

convencional, porém não tão resistente. Todavia, isso não impede que, dosado convenientemente, o solo-cimento produza uma base com resistência suficiente para atender às solicitações de um tráfego normal. A durabilidade do solo-cimento é, antes de tudo, função da ligação estabelecida entre as partículas do solo pela hidratação do cimento, tendo Armam e Saifan (1967) verificado que esse fenômeno depende ainda da forma e tamanho das partículas. Partículas de silte arredondadas e uniformes, originárias de depósitos fluviais, produzem um solo-cimento de pequena durabilidade e baixa resistência. Freire (1976) acrescenta que, de acordo com Johnson (1962), canais revestidos com SCC apresentavam-se em boas condições de uso após quatro anos de sua execução e, do mesmo modo, canais revestidos com SCP mostravam-se quase em perfeitas condições, após oito anos de uso intensivo.

3.1.7 Resistência à compressão simples

Segantini (1994), utilizando um solo A4, realizou ensaios de compressão simples em corpos-de-prova de SCC e em corpos-de-prova de SCP. Seguiu-se, para o caso do SCC, as prescrições da NBR-12024 (Solo-cimento – Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos). No caso do SCP, foram confeccionados corpos-de-prova cilíndricos com diâmetro de 15 cm e altura de 30 cm, os quais foram moldados no campo, no momento da sua aplicação, seguindo-se as recomendações da NBR-5738 (Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto). Os ensaios de compressão simples mostraram que o material apresenta resistência suficiente para ser aplicado em elementos de fundação, principalmente em estacas moldadas *in loco* em que, a favor da segurança, conta-se ainda com o efeito do confinamento provocado pelo solo. Para o SCC, em média, obteve-se resistência de 4,88 MPa aos 28 dias, enquanto que para o SCP o valor médio obtido foi de 3,95 MPa. O autor acrescenta que houve ganho de resistência em função do tempo de cura. Foram rompidos corpos-de-prova aos sete, quatorze e 28 dias.

Silva (1994) realizou ensaios de compressão simples em corpos-de-prova de SCP e ensaios de abatimento no cone de *Abrams*. Os corpos-de-prova foram confeccionados em moldes cilíndricos de diâmetro igual a 15 cm e altura de 30 cm. Os resultados obtidos mostraram valores de resistência maiores para as misturas com abatimentos menores no cone de *Abrams*, o que mostra que o SCP, assim como o concreto, têm a sua resistência diminuída

com o aumento do fator água/cimento. Foram utilizados dois solos, denominados cascalho 1 e cascalho 2. O cascalho 1 apresentou granulometria composta por 65,5% de pedregulho; 4,7% de areia, 3,8% de silte e 26% de argila. O cascalho 2 apresentou granulometria composta por 88% de pedregulho, 5% de areia, 1,5% de silte e 5,5% de argila. O autor mostra a evolução da resistência à compressão simples em função do tempo, observando que houve ganho de resistência até a idade de 56 dias, acrescentando que para o concreto, do sétimo para o 28.º dia, o ganho de resistência foi da ordem de 30%. De acordo com o autor, alguns corpos-de-prova apresentaram diminuição da resistência à compressão simples. Cortopassi (1989) já havia mostrado que a diminuição da resistência à compressão simples, ao longo do tempo, deve-se a alterações sofridas pelas concreções lateríticas presentes no solo, as quais, com o passar do tempo, saturam-se e perdem resistência.

Carvalho et al. (1990) estudaram o comportamento do SCP para uso em fundações na cidade de Brasília, DF. Foram analisados três tipos de solo: uma argila amarela proveniente da camada porosa superficial que cobre o subsolo da cidade; um solo arenoso oriundo de uma camada de arenito cuja ocorrência, em algumas áreas, se manifesta sob a camada de argila amarela; e um solo laterítico com concreções, de ocorrências localizadas. De acordo com o autor, foram utilizados quatro teores de cimento (8%, 10%, 12% e 14%) e quatro períodos de cura em câmara úmida (7, 14, 28 e 56 dias). Foram confeccionados corpos-de-prova cilíndricos com diâmetro de 5 cm e altura de 10 cm, moldados em três camadas, aplicando-se 20 golpes em cada camada. Os corpos-de-prova foram moldados com teores de umidade equivalentes ao LL de cada material. O solo arenoso e a argila amarela apresentaram comportamento clássico, com aumento da resistência à compressão simples e do módulo de elasticidade em função do tempo de cura. Esse comportamento, no entanto, não foi verificado para o solo laterítico com concreções. Observou-se, para os corpos-de-prova confeccionados com teores de cimento superiores a 8%, como nos casos mostrados por Cortopassi (1989) e Silva (1994), tendência de queda da resistência e do módulo de elasticidade a partir do 14.º dia de cura, comportamento este também atribuído à presença das concreções sob o efeito da umidade ao longo do tempo.

3.1.8 Cura

De acordo com Levy e Helene (1996), a cura é um conjunto de operações ou procedimentos adotados para se evitar a evaporação da água de amassamento e hidratação do cimento presente nas regiões superficiais do material. A cura, em condições adequadas, tem como objetivo: impedir a perda da água de hidratação do cimento; controlar a temperatura do material, até que se alcance o nível de resistência desejado; e suprir água extra para as reações de hidratação. O autor salienta que, para definir o tempo de cura, motivo de constante preocupação entre engenheiros e construtores, é necessário considerar dois aspectos principais: relação água/cimento; e tipo de cimento. Há, no entanto, outros fatores a serem considerados, como condições locais, temperatura ambiente, existência de ventilação, umidade relativa do ar, geometria das peças, agressividade do meio, etc.

A cura, na execução de paredes monolíticas de SCC, é um cuidado fundamental para se garantir a qualidade prevista na dosagem. A prática de executar, no mínimo, de duas a quatro molhagens diárias durante 15 dias, tem sido uma providência eficiente nos canteiros de obra. Em investigações realizadas, considerando-se cura em câmara úmida, cura à sombra com umedecimento, cura ao ar livre e cura à sombra sem umedecimento, ficou comprovada uma redução da resistência à compressão simples da ordem de 40% quando não se utiliza qualquer processo que evite a secagem rápida do material (CEPED, 1984).

Prado Jr. (1981) apresenta a metodologia de controle de bases de solo-cimento desenvolvida pelo LCECC, a qual baseia-se no emprego da cura térmica como forma de se obter a resistência antecipadamente. A pesquisa realizada estabeleceu, além da metodologia, uma maneira de se avaliar estatisticamente a confiabilidade do método pelo teste de *Student*. O autor, com base nos resultados obtidos, concluiu ser possível prescindir de resultados de resistência relativos aos sete e aos 28 dias de cura. A metodologia empregada visou facilitar a sua reprodução em campo.

3.1.9. Custo do solo-cimento

De acordo com a ABCP (1987), a utilização do solo-cimento na construção de habitações populares permite uma grande economia, com redução de custos que pode atingir até 40%. Contribui para esse barateamento o baixo custo do solo que, nesse caso, é o material

empregado em maior quantidade. Contribuem também os fatos de se ter minimizadas as despesas com transporte e os gastos com energia. Existe ainda a possibilidade de aproveitamento de mão-de-obra não qualificada, o que reduz ainda mais os custos envolvidos.

Carvalho et al. (1990) avaliaram o custo do SCP, do concreto batido em obra e do concreto usinado para uso em estacas e tubulões, considerando-se os custos envolvidos na escavação e na produção dos materiais. No Quadro 3.5 tem-se uma síntese dos resultados obtidos.

Através do uso do SCP, em vez de concreto, Segantini (1999) afirma ser possível reduzir o custo com materiais e mão-de-obra, na execução de estacas escavadas com diâmetro de 25 cm, em cerca de 30%. Para estacas com diâmetro de 32 cm a redução pode ser da ordem de 35%. A análise em questão foi feita através da comparação do uso de SCP com teor de umidade a 27% e teor de cimento a 14%, e concreto com resistência característica igual a 13,5 MPa, ambos produzidos com betoneira em condições semelhantes à de um canteiro de obras. A determinação dos custos foi efetuada utilizando-se a TCPO. A cotação dos preços dos materiais, mão-de-obra e equipamentos foi obtida através da Revista Construção.

Quadro 3.5 – Custo relativo das fundações

Tipo de fundação	Volume escavado (m ³)	Custo total: escavação + material (%)
Tubulão em concreto usinado	78,20	122,93
Tubulão em concreto de obra	78,20	100,00
Estaca em concreto usinado	48,50	86,28
Estaca em concreto de obra	48,50	72,22
Tubulão em argila amarela com 15% de areia e 12% de cimento	149,27	77,17
Tubulão em solo laterítico com 12% de cimento	89,14	49,03
Tubulão em solo arenoso com 10% de cimento	78,57	39,05
Estaca em solo arenoso com 14% de cimento	48,50	39,53

Fonte: Carvalho et al. (1990)

3.2 Sistemas de aplicação

3.2.1 Fundações

Segantini e Carvalho (1994) afirmam que o solo-cimento é um material de grande potencialidade para ser aplicado em fundações diretas para obras de pequeno porte. Alguns cuidados, entretanto, devem ser observados quando se tem a presença de solos superficiais colapsíveis. Nesse caso, os autores recomendam as seguintes providências: impermeabilizar as áreas molháveis, como banheiros, cozinhas, lavanderias, etc.; utilizar preferencialmente tubulações em PVC; proteger as laterais de fachada através do uso de pingadeiras para se evitar o escoamento de água pelas paredes; e executar calçadas externas com largura mínima de 1,20 m e caimento mínimo de 2% para o lado externo da edificação, de modo a evitar acúmulo de água nas proximidades das paredes. Em 1991, na cidade de Pereira Barreto, SP, um protótipo de residência popular foi construído, através do uso de SCC nas sapatas corridas, no contrapiso e nas paredes. Em avaliação de campo realizada, após três anos, observou-se que todos os elementos executados em solo-cimento encontravam-se em perfeito estado de conservação.

De acordo com o CEPED (1984), o desempenho do solo-cimento para fundações diretas é equivalente ao das alvenarias de embasamento ou alicerces, desde que não seja submetido a movimentos diferenciais, como ocorre em solos compressíveis ou expansivos. Para pequenas edificações, notadamente aquelas com paredes executadas em solo-cimento monolítico, a fundação abaixo de todas as paredes poderá ser executada em sapatas corridas. Em solos arenosos compactos ou argilas duras, as larguras podem ser da ordem de 40 cm e a profundidade o suficiente para prevenir erosões superficiais (30 cm a 40 cm), bastando compactar a mistura na própria cava. Paredes internas que não recebam outras cargas, senão o próprio peso, podem ter fundações com 20 cm de largura, embutidas de 20 cm a 30 cm no terreno. As características de monolitismo das paredes dispensam qualquer tipo de estruturação.

Andrade Filho (1989), aproveitando-se de uma situação real de obra, pesquisou o comportamento de tubulões sem base alargada, com 90 cm de diâmetro, feitos com SCP em uma obra do Banco do Brasil no Rio de Janeiro. Foram realizadas provas de carga em tubulões isolados e também em tubulões em grupo, onde se investigou a influência dos

seguintes fatores: quantidade de tubulões dentro de cada grupo, espaçamento entre tubulões, distribuição das cargas e influência da posição ocupada pelo tubulão dentro do grupo.

Um exemplo clássico de aplicação do solo-cimento, inclusive nas fundações, foi a construção do Hospital Adriano Jorge, em Manaus, AM, em 1950 (Thomaz, 1984). As fundações foram executadas em sapatas corridas, aplicando-se o SCC em valas com 40 cm de profundidade por 30 cm de largura para as paredes externas e em valas de 30 cm de profundidade por 20 cm de largura para as paredes internas. Sobre as sapatas, nas paredes externas, executou-se uma cinta de concreto com 5 cm de espessura e taxa de armadura de 0,3%. Nas paredes internas a cinta foi substituída por uma camada de concreto simples com 3 cm de espessura. Observou-se, em inspeção realizada 26 anos depois, que o prédio ainda não havia sido totalmente ocupado e que os serviços de manutenção, em razão da falta de recursos financeiros, haviam sido executados de forma bastante precária. Mesmo assim, a obra não apresentou sequer um defeito que pudesse ser atribuído ao solo-cimento. De acordo com Thomaz (1984), o desempenho do sistema construtivo adotado foi considerado excepcional.

Okamoto et al. (1988) fizeram uso do SCP em estacas escavadas. O sistema utilizado constituiu-se de uma estaca com diâmetro de 80 cm, estruturada por um tubo metálico de superfície corrugada, com diâmetro igual a 75% do diâmetro da estaca, no qual se utilizou o SCP interna e externamente ao tubo corrugado. Segundo os autores, os japoneses são bastante rigorosos na execução de obras de fundações, notadamente no que diz respeito à geração e propagação de vibrações e ruídos. A estaca, nesse sistema, é executada com auxílio de um trado motorizado, o que elimina os problemas de vibração e ruídos e, em razão das perfeitas condições de aderência entre os dois materiais, tem-se como resultado um elemento de fundação com grande capacidade de carga.

Silva (1994) realizou ensaios de laboratório e provas de carga em estacas de solo-cimento e em estacas de concreto, todas com diâmetro de 40 cm e comprimento variando de 2,8 m a 6 m. O autor concluiu que o solo-cimento representa uma alternativa viável para aplicação em fundações profundas submetidas a pequenas cargas, acrescentando que o projeto de fundação em solo-cimento deve buscar compatibilidade entre a carga aplicada, o diâmetro

da estaca, seu comprimento, as características do solo e o teor de cimento ideal a ser aplicado.

Farias et al. (1994) apresentaram resultados do estudo do comportamento das fundações em solo-cimento através de modelos físicos, tendo em vista o elevado custo da realização de provas de carga em fundações profundas. O trabalho apresenta uma análise numérica preliminar da distribuição de tensões no interior do corpo de prova, de modo a validar a utilização do modelo de laboratório. São apresentados resultados para diferentes situações de interesse, procurando-se investigar a rigidez relativa dos diversos materiais envolvidos.

Segantini (1996) apresenta resultados de provas de carga executadas em estacas de concreto, estacas de SCC e estacas de SCP. Ao todo foram apresentados resultados obtidos na realização de 16 provas de carga, algumas com inundação da estaca e conseqüente saturação do solo ao seu redor. Os resultados obtidos indicaram a possibilidade de aplicação do solo-cimento em estacas, respeitadas as características de capacidade de carga, tanto em termos do material solo-cimento como da interação estaca-solo. Os resultados de laboratório indicaram haver, para o SCP, tendência de ganho de resistência para idades de cura superiores a 28 dias. O autor conclui que as estacas de solo-cimento suportam cargas menores do que as de concreto e esse fato está relacionado com a textura do fuste das estacas, que nas de concreto apresenta-se mais rugosa. Isso, no entanto, não impede o uso das estacas de solo-cimento com segurança, mas é preciso garantir que o material apresente resistência suficiente para receber a carga imposta pela estrutura, o que torna indispensável a realização de ensaios laboratoriais para a determinação da sua resistência mecânica.

3.2.2 Barragens de terra

As usinas hidrelétricas de Porto Primavera, no Rio Paraná, e Rosana, no Rio Paranapanema, são constituídas por barragens de terra extensas. De acordo com Carvalho et al. (1986), a proteção dos taludes de montante foi executada com SCC em camadas horizontais e sucessivas. Em razão de não haver disponibilidade de material rochoso apropriado para a execução da proteção das barragens de terra, a adoção do SCC, entre outras propostas analisadas, aconteceu pelo fato de ser essa a solução mais viável econômica e tecnicamente.

Segundo Pitta (1983), desde a pioneira *Bonny Dam*, executada em 1952 no Colorado, mais de 60 barragens de terra tiveram seus montantes protegidos com solo-cimento nos EUA, no período de 1961 até 1973, além de um sem número de aplicações similares. De acordo com o autor, a impermeabilidade, a resistência aos esforços mecânicos, a coesão e a baixa erodibilidade do solo-cimento acrescentam melhorias consideráveis à estabilidade dos taludes.

3.2.3 Outras aplicações

A ABCP tem editado publicações nas quais se tem a utilização de solo-cimento em diversos tipos de serviço. Apresenta-se, no Quadro 3.6, os títulos de algumas dessas publicações.

Quadro 3.6 – Publicações da Abcp

Código Abcp	Título da publicação
BT-86	Ruas de solo-cimento – prática de construção, 1984, 12p.
BT-99	Quadras esportivas de solo-cimento: execução manual, 1985, 11p.
BT-109	Aplicação de solo-cimento em pequenas áreas urbanas, 1986, 12p.
BT-110	Construção de paredes monolíticas com solo-cimento compactado, 1985, 8p.
BT-111	Fabricação de tijolos de solo-cimento com a utilização de prensas manuais, 1985, 8p.
BT-112	Fabricação de tijolos e blocos de solo-cimento com a utilização de prensas hidráulicas, 1985, 8p.
BT-116	Terreiros de solo-cimento para secagem de café, 1988, 16p.
BT-117	Solo-cimento para aplicação no meio rural, 1996, 28p.
BT-129	Solo-cimento na habitação popular, 1998, 16p.
ET-60	Silo-trincheira revestido de solo-cimento, 1989, 46p.

3.3 Fundações no interior do Estado de São Paulo

De acordo com Albiero et al. (1993), no interior do Estado de São Paulo, praticamente todos os tipos de fundação profunda têm sido utilizados. Para obras de maior porte são utilizados tubulões a céu aberto, estacas *Franki*, estacas pré-moldadas e estacas metálicas. Existem casos de obras em que se pratica o rebaixamento do lençol freático para possibilitar o uso de tubulões a céu aberto. Em situações em que se tem cargas elevadas e lençol freático próximo à superfície, impossibilitando o uso de tubulões a céu aberto, têm-se utilizado as estacas escavadas com lama bentonítica e mesmo estacas pré-moldadas com pré-furo. Para obras de médio e pequeno porte, tem-se utilizado tubulões a céu aberto, estacas pré-moldadas, estacas escavadas sem lama bentonítica, estacas do tipo *Strauss* e estacas apiloadas. Na maioria das cidades do interior do Estado, os tipos de fundação mais utilizadas para obras de pequeno porte são as do tipo *Strauss*, as estacas apiloadas, as brocas manuais e as brocas mecânicas, de pequeno diâmetro e pouca profundidade. O autor chama atenção para a denominação errônea de *Strauss* para estacas executadas com a simples queda de um pilão, não havendo uso da camisa de revestimento e nem da sonda para a retirada do solo, pois esse, na verdade, sofre deslocamento. A esse tipo de fundação atribui-se a denominação de estaca *apiloadada*.

A presença de solo superficial poroso de fácil escavação, a ocorrência de lençol freático profundo e a boa estabilidade dos furos têm facilitado a utilização de estacas escavadas a trado. De acordo com Albiero et al. (1993), as empresas de fundação colocam à disposição dos construtores a possibilidade de se utilizar estacas com diâmetros variando desde 20 cm para obras pequenas, até 50 cm para obras maiores. As estacas do tipo *Strauss* também são bastante utilizadas, apesar das dificuldades de se realizar um adequado controle de qualidade na sua execução. Em muitos casos são executadas em condições totalmente desaconselháveis, como abaixo do nível d'água e em regiões cujos solos apresentam solos considerados moles. As estacas apiloadas, também conhecidas como estaca-pilão ou soquetão, são estacas de deslocamento, moldadas *in loco*, sem revestimento, sendo sua execução possível em terrenos de alta porosidade. O furo dessas estacas é aberto simplesmente pelo efeito da queda do soquete, cujo peso varia de 2 kN a 6 kN, sendo usual

o emprego de diâmetros de 20 cm a 35 cm. A concretagem pode ser feita aplicando-se concreto com baixo fator a/c, efetuando-se o lançamento e o apiloamento em etapas, à medida em que o fuste vai sendo preenchido. Pode-se também utilizar concreto plástico sem apiloamento.

3.4 Aspectos geológicos do subsolo de Ilha Solteira e região

De acordo com Souza (1994), a cidade de Ilha Solteira, SP, situa-se sobre rochas do Grupo São Bento (Formação Serra Geral) e do Grupo Bauru (Formação Santo Anastácio). A área estudada situa-se na região ocidental da bacia do Paraná, na qual observam-se evidências de tectonismo no período pos-devoniano e pré-permocarbonífero. Sua geologia se distingue pela sucessão de derrames basálticos sub-horizontais mesozóicos. Através de sondagens de reconhecimento, percebem-se três derrames principais superiores, sobre os quais encontra-se o arenito Bauru, porém com raras exposições de rocha sã na região, podendo distinguir-se essa litologia através dos solos arenosos de cor alaranjada. O solo superficial é pouco compacto devido à sua origem recente, sem estratificações, oriundo, na maioria das vezes, de rochas de arenito Bauru que sofreram a ação do intemperismo e erosão. A ação contínua dos agentes de intemperismo provocou alterações gradativas do maciço rochoso ao longo do tempo, dando origem a solos residuais de basalto, os quais apresentam textura fina a média argilosa, principalmente quando em horizontes próximos ao basalto. A ação da erosão, desde o período cretáceo até a época atual, deu origem a sedimentos de natureza tipicamente arenosa, denominados *Formações Arenosas Recentes*, ou ainda *Sedimentos Cenozóicos* ou *Sedimentos Modernos*. Tratam-se, provavelmente, de formações de idades diferentes, que cobrem terraços em vários níveis, as quais apresentam grande extensão, cobrindo toda a região oeste do Estado de São Paulo. Há, em alguns trechos, depósitos aluvionares caracterizados por um horizonte superior de argila orgânica pouco arenosa, os quais estão assentados sobre areias de formação recente e granulação variada. O contato do sedimento cenozóico com as formações subjacentes é facilmente identificado, uma vez que encontram-se separados por uma camada de seixos (quartzo e limonita transportada) com espessura aproximada de 20 cm.

Villar (1979) acrescenta que os sedimentos cenozóicos possuem textura arenosa ou argilosa, dependendo das características dos materiais que lhes deram origem. Esses sedimentos, geralmente, são bastante porosos, pouco densos, erodíveis e colapsíveis.

Segundo Giacheti et al. (1993), os sedimentos cenozóicos apresentam-se, normalmente, com espessura variando entre 5 m e 7 m. Encontram-se, porém, locais onde sua espessura pode chegar a 20 m. Pode ser encontrado nas cores vermelha e marrom, oscilando do claro ao escuro. O Grupo Bauru é formado por arenitos de granulação média, possuindo grãos bastante angulosos. São ricos em feldspatos e compostos por minerais pesados e instáveis. Maiores informações sobre as características do solo em consideração podem ser encontradas em Menezes (1990) e Ferreira (1991).

3.5. Colapsibilidade do solo em estudo

A NBR-6122 (Projetos e Execução de Fundações) prescreve, para o caso de fundações apoiadas em solos porosos e não saturados, que se deve analisar a sua porosidade e colapso por encharcamento, pois essas características indicam a presença de solos colapsíveis. Devem ser evitadas, em princípio, a execução de fundações superficiais nesse solo. Vários autores, entre eles Vilar (1979) e Benvenuto (1982), estudaram esse fenômeno em solos arenosos. Em razão da elevada colapsibilidade e da espessura das suas camadas, esses solos se constituem num grave problema para a estabilidade e integridade das construções, principalmente para as de médio e pequeno porte, em que a realização de investigações geotécnicas pode onerar bastante o custo total da obra.

As cidades da região oeste do Estado de São Paulo caracterizam-se pela presença de obras de pequeno porte, executadas em grande quantidade sobre fundações diretas. Esse é um fator bastante importante e tem sido debatido nos meios de comunicação em razão do enchimento da Represa de Três Irmãos, com a conseqüente elevação do nível do lençol freático. Segundo Albiero et al. (1993), as regiões central, norte e oeste do Estado de São Paulo se caracterizam pela presença de muitas residências, notadamente as mais antigas, apoiadas em fundações diretas e que, por isso, tiveram de receber reforço de fundação em razão do surgimento de trincas e rachaduras, ocasionadas devido aos recalques ocorridos em zonas de solos com teor de umidade elevados.

Mellios (1985) apresenta resultados de provas de carga em fundações profundas, do tipo broca, no solo colapsível de Ilha Solteira-SP. Carvalho e Souza (1990) estudaram o efeito do umedecimento do solo poroso de Ilha Solteira em fundações profundas.

A colapsibilidade também foi estudada por Ferreira et al. (1990). Os autores concluíram que, além do teor de umidade, também a heterogeneidade do solo pode ter influência na magnitude dos colapsos. Para o caso de pequenas edificações, executadas em dois pavimentos, em que as cargas aplicadas são relativamente baixas, em torno de 100 kPa, o fenômeno da colapsibilidade quase não se torna evidente.

Cintra (1998) discute o comportamento de fundações diretas e de fundações profundas em solos colapsíveis. O autor analisa, para o caso de fundações diretas, a solução da remoção do solo de apoio e sua recolocação em camadas compactadas. São analisadas, para o caso das fundações profundas, resultados de várias provas de carga, as quais foram conduzidas com o solo na umidade natural, como também com inundação artificial.

3.6 Capacidade de carga de estacas

3.6.1 Provas de carga

A NBR-12131 (Estacas – Prova de carga estática) prescreve o procedimento a ser adotado na realização de provas de carga em estacas, fornecendo elementos para a avaliação do seu comportamento através da curva carga $\times$ deslocamento e a estimativa de suas características de capacidade de carga. Essa norma pode ser aplicada a todos os tipos de estacas, verticais ou inclinadas, independente do processo de confecção ou instalação no terreno, podendo também ser aplicada no caso de tubulões. A execução do ensaio consiste, basicamente, na aplicação de esforços estáticos crescentes, registrando-se os deslocamentos correspondentes. Os esforços aplicados podem ser axiais de tração ou compressão, ou transversais.

Nunes e Fernandes (1982) alertam para a necessidade de se instrumentar as estacas submetidas a provas de carga, objetivando a obtenção, além do valor da carga transferida ao solo, também de informações a respeito da qualidade do elemento estrutural da fundação. Os autores fazem alusão a medições realizadas a partir de extensômetros

mecânicos (*tell-tales*) e extensômetros elétricos (*strain-gages*), chamando atenção para as dificuldades existentes em se determinar as tensões a partir das medidas de deformação.

De acordo com Menezes (1997), a determinação da capacidade de carga sem a realização de provas de carga tem sido uma grande preocupação dos especialistas em fundações. O emprego de métodos empíricos, que utilizam resultados de ensaios de penetração contínua ou de sondagens de simples reconhecimento, têm conduzido a valores razoáveis em determinados casos. Esses métodos, no entanto, foram desenvolvidos a partir de resultados de provas de carga realizadas em locais com características geotécnicas específicas. O emprego desses métodos para solos de outras regiões pode levar a resultados muito diferentes dos valores reais. Assim, a realização de provas de carga é a maneira universal de se comprovar a capacidade de carga de uma fundação, sendo por isso a forma mais confiável para se estimar o valor da carga máxima a ser aplicada.

3.6.2 Carga admissível

A determinação da carga admissível em fundações profundas compreende dois aspectos: o estrutural e o geotécnico. Com relação ao aspecto estrutural, a verificação deve ser feita em termos da segurança do elemento estrutural da fundação. Quanto ao aspecto geotécnico, a verificação deve ser feita considerando-se a segurança à ruptura do maciço de solo e recalques excessivos.

A carga admissível de uma estaca deve ser aquela que provoca apenas recalques que possam ser absorvidos pela construção sem causar inconvenientes, oferecendo segurança satisfatória contra a ruptura ou escoamento do solo ou do elemento estrutural da fundação. Esta definição esclarece que as pressões e as cargas admissíveis dependem da sensibilidade aos recalques de fundação a que ficam sujeitas as construções, especialmente com relação aos recalques diferenciais específicos, que podem prejudicar a sua estabilidade ou o seu funcionamento (Carvalho et al., 1997).

3.6.3 Capacidade de carga

Para a verificação da capacidade de carga, considerando-se o aspecto geotécnico, é preciso primeiro determinar a carga de ruptura do maciço de solo que circunda o elemento

estrutural. A capacidade de carga, conforme se observa na equação 1, é dada pela soma de duas parcelas, correspondentes ao atrito lateral e à resistência de ponta, ambos na ruptura.

$$P_R = P_L + P_P, \text{ onde:} \quad (1)$$

P_R = Capacidade de carga;

P_L = Parcela correspondente ao atrito lateral na ruptura; e

P_P = Parcela correspondente à resistência de ponta na ruptura.

A partir do valor de P_R , determinado experimentalmente, a carga admissível deve ser obtida mediante a aplicação de coeficientes de segurança adequados, desde que não sejam inferiores a 2. No caso de estacas escavadas, devido aos elevados recalques necessários para mobilizar a carga de ponta e por existirem dúvidas sobre a limpeza do fundo do furo, a resistência por atrito lateral prevista na ruptura não pode ser inferior a 80% da carga de projeto prevista. Então, duas condições devem ser satisfeitas:

$$P_{ADM} \leq P_R / 2 \quad (2)$$

$$P_{ADM} \leq P_L / 0,8 \quad (3)$$

A partir do valor de P_R , calculado através de fórmulas, também se deve aplicar um coeficiente de segurança, havendo geralmente sugestão desse valor pelos respectivos autores das fórmulas. Quando a estaca tiver sua ponta em rocha e houver possibilidade de se comprovar a existência de contato entre a rocha e o elemento estrutural em toda a sua seção transversal, a carga poderá ser absorvida pela resistência de ponta, adotando-se, nesse caso, um coeficiente de segurança não inferior a 3.

3.6.4 Fórmulas para a previsão da carga de ruptura

Diversas fórmulas teóricas e empíricas são apresentadas na literatura para o cálculo da carga de ruptura de estacas. São bastante utilizadas, no Brasil, as fórmulas de Aoki e Velloso (1975) e Decourt e Quaresma (1978).

3.6.4.1 Fórmula de Aoki e Velloso (1975)

$$P_L = \text{Área lateral} \times r_L, \text{ e} \quad (4)$$

$$P_P = \text{Área da seção transversal} \times r_P \quad (5)$$

Os valores de r_L e r_P são determinados através dos valores de resistência lateral e de ponta, obtidos no ensaio CPT, pelas seguintes fórmulas, respectivamente:

$$r_L = R_L/F_2, \text{ e} \quad (6)$$

$$r_P = R_P/F_1 \quad (7)$$

Na falta dos ensaios CPT, os valores de R_L e R_P podem ser estimados a partir dos valores do índice de resistência à penetração (N) obtidos no ensaio SPT, através das seguintes fórmulas:

$$R_L = \alpha \times k \times N; \text{ e} \quad (8)$$

$$R_P = k \times N; \quad (9)$$

Apresenta-se, no Quadro 3.7, os valores dos coeficientes k e α e, no Quadro 3.8, os valores dos coeficientes F_1 e F_2 .

Quadro 3.7 – Valores dos coeficientes k e α

Tipo de terreno	K(MN/m ²)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno-argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno-siltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila silto-arenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975)

Quadro 3.8 – Valores dos coeficientes F_1 e F_2

Tipo de estacas	F ₁	F ₂
Franki	2,5	5,0
Pré-Moldadas e metálicas	1,75	3,5
Escavadas	3,0	6,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975)

Para estacas escavadas, Aoki (1976) considera que, dependendo do grau de perturbação introduzido no terreno pelo processo de execução, F₂ varia de 4,5 a 10,5 (com F₂ = 2 × F₁). De acordo com Velloso et al. (1978), podem ser adotados os valores F₁ = 3,5 e F₂ = 7,0 para estacas escavadas com lama bentonítica.

3.6.4.2 Fórmula de Decourt e Quaresma (1978)

Da mesma maneira que na fórmula de Aoki e Velloso (1975), tem-se:

$$P_L = \text{Área lateral} \times r_L, \text{ e}$$

$$P_p = \text{Área da seção transversal} \times r_p$$

Os valores de r_L e r_p são obtidos através das seguintes equações:

$$r_L = 10 \times (N_L/3 + 1), \text{ (kPa); e} \quad (10)$$

$$r_p = C \times N_p \quad (11)$$

O valor de N_L é obtido através da média dos valores de N ao longo do fuste, adotando-se como limites N_L ≥ 3 e N_L ≤ 15. Apresenta-se, no Quadro 3.9, os valores do coeficiente C. Os valores de N_p são determinados através da média de três valores: o valor de N correspondente ao nível da ponta; o imediatamente anterior; e o imediatamente posterior.

Quadro 3.9 – Valores do coeficiente C

Tipo de solo	Coeficiente C (kPa)
Argilas	120
Siltes	250
Areias	400

Fonte: Decourt e Quaresma (1978)

A carga admissível deve satisfazer as condições abaixo descritas:

$$P_{ADM} \leq P_R/2; \text{ e} \quad (12)$$

$$P_{ADM} \leq (P_L/1,3 + P_P/4) \quad (13)$$

Além dessas duas fórmulas, Cintra e Aoki (1999) apresentam também fórmulas propostas por outros autores, como Velloso (1981), Van der Veem (1953), e também as prescrições da NBR-6122 (Projeto e execução de fundações), tendo em vista a determinação da capacidade de carga em fundações profundas.

Decourt (1996) introduz os coeficientes α e β na fórmula de capacidade de carga, conforme mostra a Equação 14.

$$P_R = \alpha R_P + \beta R_L \quad (14)$$

Os valores de α e β são apresentados nos Quadros 3.10 e 3.11.

Quadro 3.10 – Coeficiente α (Decourt, 1996)

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,30*	0,85	1,0*
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,0*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,0*

(*) Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Quadro 3.11 – Coeficiente β (Decourt, 1996)

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,8*	0,9*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos intermediários	0,65*	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,5*	0,6*	1,0*	1,5*	3,0*

(*) Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

4. Materiais, equipamentos e métodos

Para a realização deste trabalho, foram empregados os seguintes materiais, equipamentos e métodos:

4.1 Materiais

4.1.1 Solo

O solo utilizado como material componente, tanto do SCC como do SCP, foi coletado no km 48 da Rodovia dos Barrageiros, próximo a Ilha Solteira-SP. De acordo com a classificação HRB, trata-se de um solo A4, facilmente encontrado na região oeste do Estado de São Paulo, sendo também representativo de diversas outras regiões do centro-sul do Brasil. Ilustra-se, na Figura 4.1, a área onde se tem ocorrência predominante desse tipo de solo no Estado de São Paulo. Na Figura 4.2 são mostrados perfis de subsolo de algumas cidades paulistas.

Foram realizados ensaios laboratoriais para se determinar os índices físicos, a distribuição granulométrica, a umidade ótima, a densidade aparente seca máxima e os limites de consistência e plasticidade.

4.1.2 Cimento

O cimento utilizado foi o CP32-II E, da marca Itaú.

4.1.3 Água

A água utilizada na confecção do solo-cimento e do concreto foi coletada na rede pública de abastecimento da cidade de Ilha Solteira-SP.

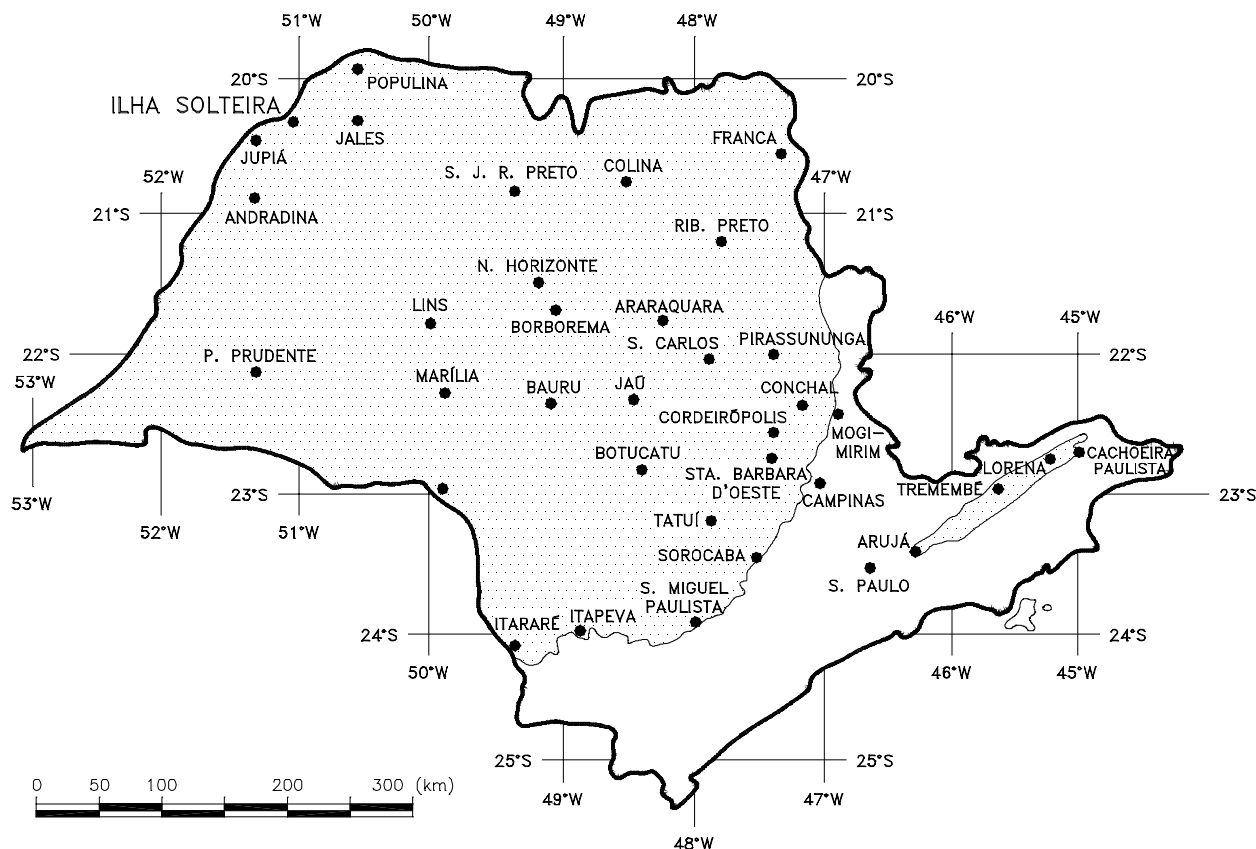


Figura 4.1 – área de predominância do solo em estudo.

Fonte: Giacheti et al. (1993)

4.1.4 Aço

As estacas de reação, os blocos de transição e as armaduras de espera foram preparadas com aço CA-50B. Utilizou-se também tirantes Dywidag de rosca contínua e diâmetro de 32 mm, porcas, placas e luvas, todos fabricados com aço especial ST-85/105.

4.1.5 SCC aplicado nas estacas apiloadas

Utilizou-se SCC no traço 1:8, em volume, em três estacas apiloadas. A escolha desse teor de cimento foi feita com base na experiência acumulada pelo Laboratório Central de Engenharia Civil da CESP, ao longo de muitos anos de trabalho com esse material. Segantini (1994) apresenta a metodologia utilizada e os resultados obtidos.

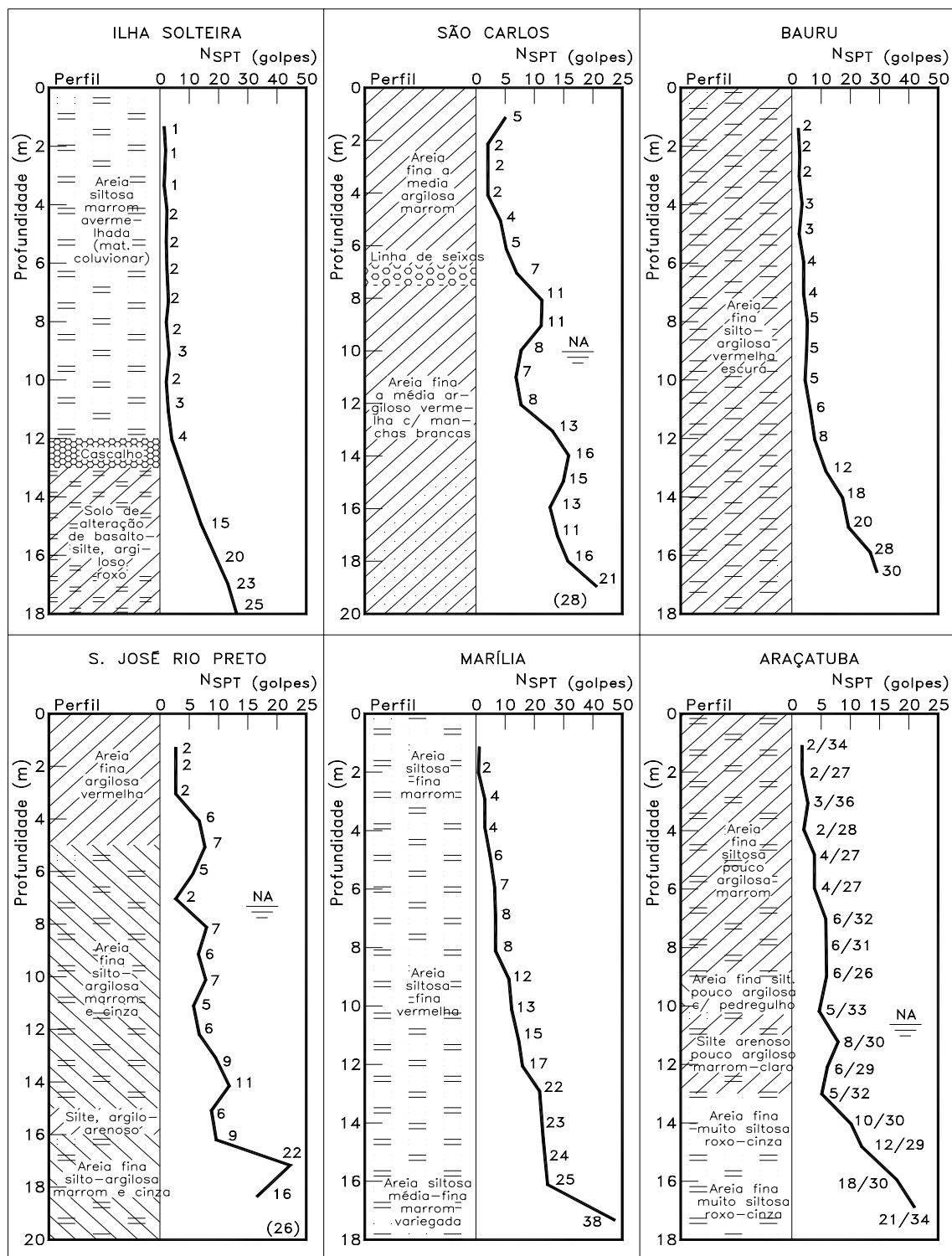


Figura 4.2 – Perfis de subsolo de algumas cidades paulistas

Fonte: Albiero et al. (1993)

4.1.6 SCP aplicado nas estacas apiloadas

Utilizou-se SCP em três estacas apiloadas. A escolha da dosagem foi feita seguindo-se o mesmo procedimento adotado no item anterior. Mostra-se, na Figura 4.3, a homogeneização de um traço em betoneira e, na Figura 4.4, a sua aplicação na moldagem de uma das estacas.



Figura 4.3 – Produção do SCP em betoneira

4.1.7 SCP aplicado nas estacas escavadas

Utilizou-se SCP em três estacas escavadas. A determinação da dosagem foi feita através da realização de ensaios laboratoriais em corpos-de-prova cilíndricos com diâmetro de 5 cm e altura de 10 cm, os quais indicaram a necessidade de se trabalhar com teor de cimento a 14% e teor de umidade a 27%, ambos relativos à massa de solo.



Figura 4.4 – Aplicação do SCP no furo das estacas

Mostra-se, na Figura 4.5, o momento da ruptura de um dos corpos-de-prova. Outros ensaios para a obtenção da resistência e do módulo de elasticidade, empregando-se essa dosagem, foram depois realizados em corpos-de-prova cilíndricos com diâmetro de 15 cm e altura de 30 cm. Observa-se, na Figura 4.6, alguns desses corpos-de-prova capeados com enxofre, prontos para serem ensaiados.

4.1.8 Concreto aplicado nas estacas escavadas

Utilizou-se concreto batido em betoneira no traço 1:3:3 para a confecção das estacas escavadas de concreto, e no traço 1:2:3 para as de reação. Foram utilizados areia grossa lavada e cascalho número 01, provenientes de extração realizada no leito do Rio Paraná, nas proximidades da cidade de Castilho-SP.



Figura 4.5 – Ruptura dos corpos-de-prova de 5 cm x 10 cm



Figura 4.6 – Corpos-de-prova de SCP (15 cm x 30 cm) capeados com enxofre

4.2 Equipamentos

4.2.1 Macaco hidráulico

A aplicação dos carregamentos foi feita através de um macaco hidráulico de êmbolo vazado com capacidade de 1000 kN. Os carregamentos aplicados foram monitorados através de células de carga.

4.2.2 Células de carga

Foram utilizadas células de carga com capacidades de 200 kN, 500 kN e 1000 kN. A célula com capacidade de 200 kN foi utilizada no ensaio das estacas apiloadas de solo-cimento. A de 500 kN foi utilizada nos ensaios das estacas apiloadas de concreto e a de 1000 kN nos ensaios das estacas escavadas. O controle da aplicação dos carregamentos foi efetuado por intermédio de um indicador digital de deformação, conectado às células de carga.

4.2.3 Indicador de deformação

O indicador de deformação, do tipo analógico, utilizado no monitoramento da aplicação dos carregamentos foi fabricado pela empresa Sensortec, com sede em Ilha Solteira, SP. Com a sua utilização, foi possível monitorar a pressão a ser transferida através do macaco hidráulico, de modo a manter a carga constante em cada estágio de carregamento.

4.2.4 Sistema de referência

Para compor o sistema de referência para apoio dos extensômetros, foram utilizados perfis metálicos em “I”, devidamente apoiados sobre blocos de concreto e suficientemente afastados das estacas ensaiadas.

4.2.5 Vigas de reação

Foram utilizadas duas vigas de reação. Para as estacas apiloadas, utilizou-se uma viga com 6 m de comprimento e peso de 15 kN, composta por duplo perfil em “I”, capaz de suportar, no meio do seu vão, cargas de até 500 kN. Para as estacas escavadas, utilizou-se uma viga de reação mais robusta, capaz de suportar, no meio do seu vão, cargas de até 1500 kN, possuindo comprimento de 7 m e peso de 25 kN, composta também por duplo perfil em “I”, enrijecida com cinco placas de aço em cada lateral, mais seis superiores e seis inferiores, conforme pode ser observado na Figura 4.7.



Figura 4.7 – Vigas de reação

4.2.6 Relógios comparadores

Foram utilizados relógios comparadores com curso de 100 mm nas provas de carga realizadas nas estacas escavadas e com curso de 50 mm nas provas de carga realizadas nas estacas apiloadas, ambos com precisão de 0,01 mm.

4.2.7 Prensa hidráulica

O rompimento dos corpos-de-prova cilíndricos de SCP e de concreto foi feito em uma prensa hidráulica de procedência alemã, marca AMSLER, com capacidade de 1000 kN e sensibilidade de 1 kN, dotada de outras duas escalas de menor capacidade, uma de 200 kN e sensibilidade de 200 N e outra de 500 kN e sensibilidade de 500 N.

4.2.8 Aparelho de módulo

Utilizou-se o aparelho de módulo fabricado pelo LCECC, o qual possibilitou a obtenção das leituras de encurtamento sofridas pelos corpos-de-prova durante a realização dos ensaios de ruptura por compressão simples. Esse aparelho é dotado de dois relógios comparadores com sensibilidade de 0,001 mm, posicionados de modo a propiciar leituras

das deformações radiais e axiais sofridas pelos corpos-de-prova durante a aplicação dos carregamentos. Visando verificar a confiabilidade dos resultados, obtidos através do aparelho de módulo, utilizou-se, inicialmente, corpos-de-prova instrumentados com extensômetros elétricos. Uma vez não observada discrepância na obtenção dos dados, os ensaios posteriores passaram a ser realizados apenas com a utilização do aparelho de módulo. Mostra-se, através da Figura 4.8, a realização do ensaio no qual se utilizou, ao mesmo tempo, o aparelho de módulo e os extensômetros elétricos.

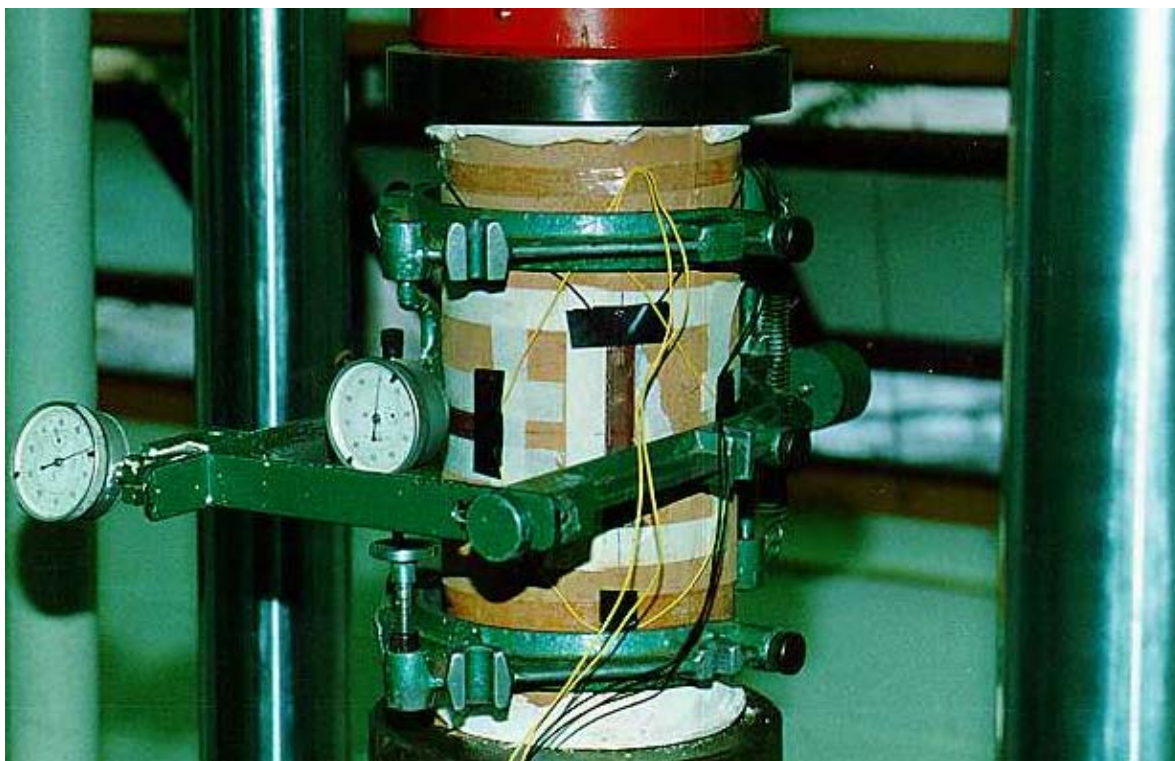


Figura 4.8 – Ruptura dos corpos-de-prova de 15 cm x 30 cm

4.2.9 Equipamentos de sondagem

Foram utilizados equipamentos especiais para a realização dos ensaios de investigação do subsolo local. A realização da sondagem SPT foi feita de forma tradicional, utilizando-se o tripé para orientar a cravação do amostrador padrão. Efetuou-se também, na realização desse ensaio, medições de torque através de um torquímetro adaptado às hastes de sondagem. Para o ensaio CPT, utilizou-se um equipamento que possibilita a realização de leituras de forma separada para a resistência de ponta e para o atrito lateral local.

4.2.10 Outros equipamentos

Para se proceder aos ensaios laboratoriais, foram ainda utilizados equipamentos como o de Proctor, nos ensaios de compactação e moldagem dos corpos-de-prova; aparelho e cinzel de Casagrande, nos ensaios de consistência; permeâmetro de nível variável, nos ensaios de permeabilidade; câmara de compressão triaxial, nos ensaios triaxiais; prensas de adensamento, nos ensaios de adensamento; máquina de cisalhamento direto e caixa de cisalhamento, nos ensaios de cisalhamento direto; peneirador automático, dispersador e densímetro nos ensaios de granulometria; incluindo-se, ainda, balanças analíticas e digitais, estufas, moldes para a confecção de corpos-de-prova cilíndricos, cápsulas de alumínio, cápsulas de porcelana, termômetros, talhador, espátulas, picnômetros, provetas graduadas, cronômetros, etc.

4.3 Métodos

4.3.1 Campo experimental

Objetivando a realização deste, e também de trabalhos futuros, a implantação do campo experimental da FEIS teve início em maio de 1993, através da realização de ensaios “in-situ”. Posteriormente, em 1996, através da abertura de um poço de inspeção e coleta de amostras indeformadas e também de amostras deformadas, foram realizados, em parceria com o LCECC – Laboratório Central de Engenharia Civil da CESP, ensaios laboratoriais visando a caracterização do subsolo local.

A escolha desse local para a implantação do campo experimental se deu em razão da disponibilidade do espaço físico, cedido pela FEIS para essa finalidade. Outro fator determinante foi a existência de um convênio celebrado entre a UNESP e CESP, através do LCECC, possibilitando, assim, a realização de trabalhos em parceria.

A implantação do campo experimental contou com a participação do engenheiro Stélio Maia Menezes, que desenvolveu a tese intitulada *Análise do comportamento de estacas pré-moldadas em solo de alta porosidade no interior do Estado de São Paulo*, apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, para a obtenção do título de Doutor em Geotecnia.

4.3.1.1 Ensaios *in-situ*

Foram realizados dez ensaios de penetração, sendo cinco sondagens de simples reconhecimento com medida de torque - SPT-T, e cinco ensaios de penetração de cone - CPT. Foram coletadas, a cada metro de profundidade em um poço de inspeção, duas amostras indeformadas e uma deformada. Os ensaios penetrométricos e a coleta de amostras foram feitos até a profundidade de 16 m. O poço de inspeção foi aberto com diâmetro de 110 cm.

4.3.1.2 Ensaios laboratoriais

Em razão da grande quantidade de ensaios e considerando-se a homogeneidade do subsolo, foram realizados ensaios laboratoriais apenas para as amostras indeformadas coletadas nas profundidades de 1 m, 3 m, 5 m, 7 m, 9 m, 11 m, 13 m e 15 m. Os ensaios de caracterização, utilizando-se amostras deformadas, foram feitos para cada metro até a profundidade de 15 m.

a) Ensaios de caracterização

Os ensaios para a identificação e caracterização do solo foram feitos seguindo-se a padronização estabelecida pela ABNT. A determinação da distribuição granulométrica foi realizada de acordo com a NBR-7181 (Solo – Análise granulométrica), através da combinação da análise de sedimentação e peneiramento; Os limites de consistência e plasticidade foram obtidos em conformidade com a NBR-6459 (Solo - Determinação do limite de liquidez) e a NBR-7180 (Solo – Determinação do limite de plasticidade); A massa específica dos grãos foi obtida através da NBR-6508 (Grãos de solos que passam na peneira 4,8 mm – determinação da massa específica); A umidade natural foi obtida através do método da secagem em estufa, mantendo-se a temperatura entre 100°C e 105°C, até a constância de peso.

b) Ensaios de permeabilidade

Foram realizadas medidas da permeabilidade vertical ($K_{V,20}$) e da permeabilidade horizontal ($K_{H,20}$). A determinação do coeficiente de permeabilidade a 20 °C foi feita utilizando-se o permeâmetro de nível variável, medindo-se a quantidade de água que percola

a amostra de solo em um determinado intervalo de tempo. As amostras utilizadas foram retiradas vertical e horizontalmente dos blocos indeformados.

c) Ensaios de resistência

Foram realizadas três modalidades de ensaio: compressão simples, compressão triaxial e cisalhamento direto, utilizando-se corpos-de-prova retirados das amostras indeformadas. Os ensaios de compressão simples foram feitos através da ruptura de três corpos-de-prova, com velocidade de deslocamento constante a 0,8 mm por minuto. Os ensaios de compressão triaxial foram feitos com tensões confinantes de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, do tipo adensado drenado, com drenagem pelo topo e pela base. Esses ensaios foram realizados mantendo-se constante o valor da tensão confinante e efetuando-se leituras da variação volumétrica. Os ensaios de cisalhamento direto foram feitos aplicando-se velocidade de deslocamento constante de 0,32 mm por hora.

d) Compactação

A determinação da umidade ótima e da massa específica aparente seca máxima foi feita através do ensaio de compactação, realizado segundo as prescrições da NBR-7182 (Solo – ensaio de compactação). Foram utilizadas amostras deformadas de solo.

e) Adensamento

Foram realizados ensaios de adensamento em corpos-de-prova inundados e sem inundação. Os ensaios sem inundação foram feitos com carregamentos de até 3,6 MPa e descarregamento em três estágios. Nos ensaios com inundação, utilizando-se diferentes pressões, foram feitas medições das porcentagens de colapso observadas. A permeabilidade do solo (K_{20}) foi medida após a inundação, observando-se a sua variação em função do índice de vazios.

A determinação do coeficiente de adensamento (C_v) foi feita através da relação $U \times T_v$, empregando-se $T_{v,50}$ e t_{50} , conforme proposto por Casagrande, sendo: U = porcentagem de adensamento; $T_{v,50}$ = fator tempo para 50% de adensamento; e t_{50} = tempo (minutos) de estabilização da deformação em cada estágio de carregamento, correspondente a 50% do adensamento.

4.3.2 Dosagem do solo-cimento

4.3.2.1 SCC aplicado nas estacas apiloadas

Por se tratar de aplicação em estacas apiloadas, até então sem referências, Segantini (1994) definiu o traço 1:8 em volume. A escolha dessa dosagem, conforme já citado, consubstanciou-se na experiência adquirida pelo LCECC. Procurou-se, dessa forma, minimizar a possibilidade de ruptura do material na parte superior do fuste, cuja seção transversal recebe toda a carga de trabalho imposta pela estrutura, antes de ser distribuída para o solo através do atrito lateral e da resistência de ponta.

A determinação da resistência à compressão foi efetuada através da ruptura de corpos-de-prova cilíndricos com 10 cm de diâmetro e altura de 12,7 cm, moldados em conformidade com a NBR-12024 (Solo-cimento – Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos). Os corpos-de-prova, após a moldagem, foram transferidos para a câmara úmida do Laboratório de Engenharia Civil da FEIS, permanecendo nesse local até a data da ruptura, que aconteceu aos sete, quatorze e 28 dias. A ruptura dos corpos-de-prova foi efetuada de acordo com as prescrições da NBR-12025 (Solo-cimento – Ensaio de compressão simples de corpos-de-prova cilíndricos).

4.3.2.2 SCP aplicado nas estacas apiloadas

Pela razão descrita no item anterior, utilizou-se, também, a dosagem 1:8 em volume. A determinação da resistência foi efetuada através da ruptura de corpos-de-prova cilíndricos com diâmetro de 15 cm e altura de 30 cm. Pelo fato de não existir metodologia padronizada para a determinação da resistência do SCP, adotou-se o procedimento que se emprega na determinação da resistência à compressão simples do concreto, conforme prescrito na NBR-5738 (Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto). Segantini (1994) apresentou a metodologia utilizada e os resultados obtidos.

4.3.2.3 SCP aplicado nas estacas escavadas

Procurando melhor consubstanciar a escolha da dosagem do SCP para ser aplicado nas estacas escavadas e visando estudar o comportamento do material, ao longo do tempo, para quatro diferentes teores de cimento (8%, 10%, 12% e 14%) e cinco teores de umidade (15%, 18%, 21%, 24% e 27%), todos em função da massa de solo, foram então

confeccionados 240 corpos-de-prova cilíndricos com dimensões de 5 cm x 10 cm. A ruptura por compressão simples foi efetuada aos sete, 28 e 84 dias. A cura dos corpos-de-prova foi efetuada em câmara úmida. A ruptura foi realizada em uma prensa com capacidade de 40 kN. Com base nos resultados, adotou-se a dosagem composta por 14% de cimento e 27% de umidade. Essa dosagem corresponde ao traço 1:9 em volume, apresentando consumo de cimento de aproximadamente 200 kg/m³. A partir de então, passou-se a trabalhar com corpos-de-prova cilíndricos de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura.

4.3.3 Elasticidade do SCP

Definida a dosagem, a determinação do módulo de elasticidade processou-se através da ruptura por compressão simples de corpos-de-prova cilíndricos com diâmetro de 15 cm e altura de 30 cm. O módulo de elasticidade longitudinal foi determinado através das leituras efetuadas com auxílio do aparelho de módulo, durante a aplicação dos carregamentos. Os ensaios foram realizados aos 28 dias, 56 dias, 120 dias, 240 dias, 01 ano, 1,5 anos e 02 anos. No ensaio de compressão simples, antes de se atingir a carga de ruptura, foram realizados dois ciclos de carregamento e descarregamento. Em cada um desses ciclos, aplicou-se carregamento máximo equivalente a 40% da carga prevista de ruptura. A realização desses ensaios possibilitou a determinação do módulo de elasticidade e da resistência à compressão simples em função do tempo de cura.

4.3.4 *Slump-Test*

Foram realizados ensaios para se determinar a variação do *slump* em função do teor de umidade e suas implicações na resistência do SCP. Mostra-se, através Figura 4.9, a realização desse ensaio.

4.3.5 Sistemas de cura

Foram realizados ensaios de ruptura à compressão simples em corpos-de-prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura. Os corpos-de-prova foram submetidos a três tipos de cura: câmara úmida; imersão em água; e cura ao ar livre com umedecimento por 15 minutos, três vezes ao dia. A ruptura aconteceu aos sete, 14, 28, 56 e 84 dias.

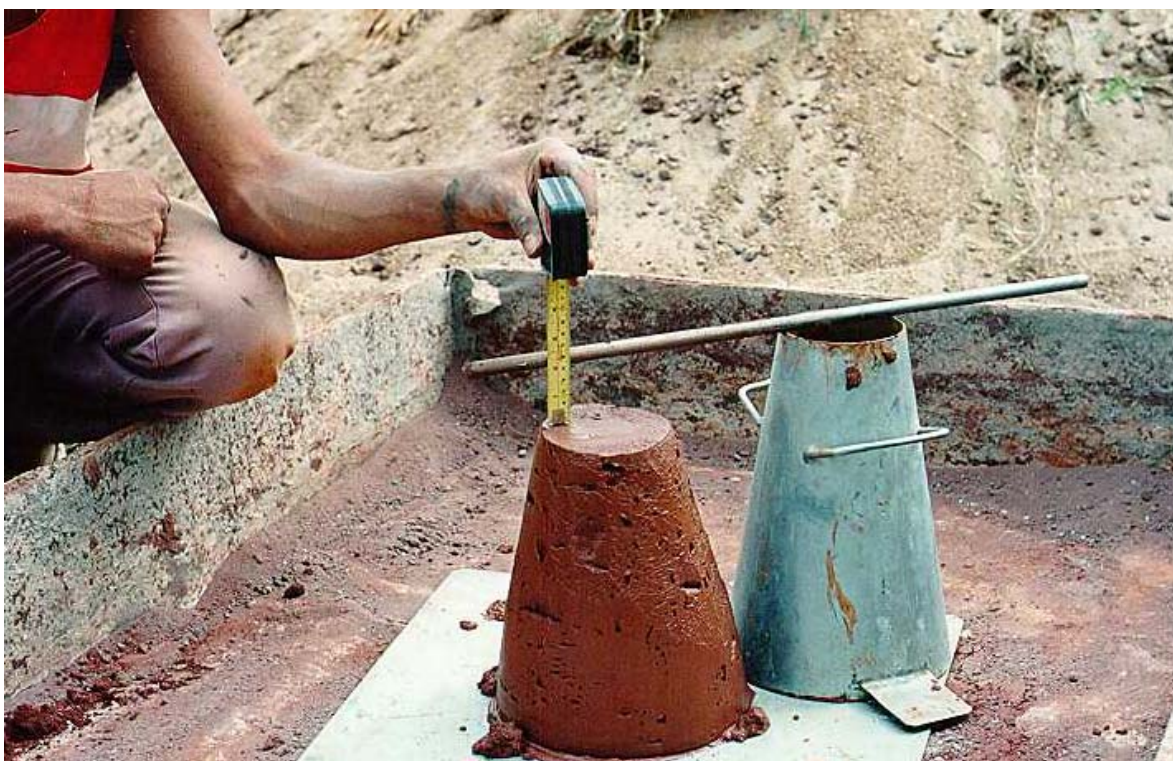


Figura 4.9 – *Slump-Test*

4.3.6 Execução das estacas

4.3.6.1 Estacas apiloadas

As estacas apiloadas, nas quais, neste trabalho realizou-se uma segunda prova de carga, foram executadas por Segantini (1994). A abertura do furo das estacas apiloadas foi feita com auxílio de um tripé, utilizando-se um pilão com peso de 5 kN. Adotou-se, em algumas estacas, o procedimento de se colocar, no fundo do furo, um elemento de isopor com o mesmo diâmetro da estaca e espessura de 100 mm. Objetivou-se, desse modo, a eliminação da resistência de ponta, obtendo-se leituras apenas do atrito lateral, além de possibilitar a realização da segunda prova de carga sem a possível influência de tensões residuais de ponta. Cumpre observar que as provas de carga somente eram interrompidas após a ruptura das estacas, evidenciada pelo fato de não mais haver estabilização dos recalques para a correspondente carga máxima aplicada. O procedimento de interromper o ensaio teve como objetivo evitar o total esmagamento do isopor colocado na ponta das estacas.

Com relação à resistência à compressão simples dos materiais aplicados, foram realizados ensaios laboratoriais através da ruptura de corpos-de-prova cilíndricos, coletados durante a execução das estacas, os quais foram curados em câmara úmida e ensaiados aos 14 e aos 28 dias. Segantini (1994) apresenta os resultados obtidos.

Antes da realização do segundo ensaio, por precaução, decidiu-se efetuar uma inspeção visual nas estacas de solo-cimento, o que foi feito após a demolição dos blocos de coroamento, originalmente confeccionados em SCC. Adotou-se esse procedimento em vista da possibilidade de ter ocorrido algum tipo de dano à integridade do elemento na parte superior do fuste, o qual poderia ter sido causado durante a realização da primeira prova de carga ou em consequência de motivos outros no decorrer dos quase cinco anos compreendidos entre a data da primeira prova de carga e da segunda. Há que se observar que durante esse período as estacas ficaram sujeitas à ação do intemperismo e também de outros agentes agressivos. Após a remoção do entulho resultante da demolição e limpeza da *cabeça* das estacas, verificou-se não haver indício de qualquer dano, permitindo, assim, a confecção dos novos blocos de coroamento, os quais foram executados em concreto simples.

a) Estacas apiloadas de concreto

As estacas apiloadas de concreto foram moldadas de maneira convencional, através do simples lançamento do material dentro dos furos e colocação das armaduras de espera. A homogeneização do concreto foi efetuada em betoneira e o seu adensamento com auxílio de vibrador de imersão. Os blocos de coroamento foram executados em concreto armado.

b) Estacas apiloadas de SCC

As estacas apiloadas de SCC foram confeccionadas através do lançamento do material em pequenas quantidades, propiciando a execução de camadas compactadas com espessura máxima de 20 cm. A mistura dos materiais componentes, após o peneiramento do solo, foi efetuada manualmente. Procurou-se trabalhar de modo a manter o material sempre na sua umidade ótima, de modo a se obter densidade máxima na compactação. O controle de umidade foi efetuado, inicialmente, através do ensaio rápido de campo, denominado *Speed-Test*, e posteriormente através do método empírico sugerido pela ABCP (1986). As camadas recém lançadas e compactadas receberam escarificação através do emprego de

uma ferramenta apropriada para essa finalidade. A armadura de espera foi feita com quatro barras de aço, de diâmetro igual a 8 mm, visando a sua ancoragem ao bloco de coroamento, que também foi executado em SCC.

c) Estacas apiloadas de SCP

As estacas apiloadas de SCP foram moldadas de maneira idêntica às de concreto. O volume de água a ser utilizado foi obtido através do *slump-test*, aplicando-se abatimentos de 10 cm, o qual propiciou condições de homogeneização, em betoneira, do traço correspondente a meio saco de cimento. A armadura de espera foi feita com quatro barras de aço de bitola igual a 8 mm, visando a sua ancoragem aos blocos de coroamento, que foram executados em SCC.

d) Estacas apiloadas de reação

Foram confeccionadas sete estacas de reação, todas moldadas em concreto armado, com 20 cm de diâmetro e comprimento de 6 m, empregando-se traço 1:2:3 e armadura principal composta por 4 barras de aço CA-50B com diâmetro de 12 mm. As armaduras das estacas de reação e dos blocos de coroamento das estacas-teste foram dimensionadas de acordo com a NBR-6118 (Projeto e execução de obras de concreto armado). Essas estacas receberam, ainda, uma barra de tirante Dywidag com comprimento de 200 cm, dos quais 180 cm ficaram embutidos axialmente no elemento da estaca, ficando os 20 cm restantes para fora, de modo a possibilitar sua conexão com a viga de reação.

4.3.6.2 Estacas escavadas

As estacas escavadas foram confeccionadas com trado mecânico. Na Figura 4.10, mostra-se o equipamento utilizado. Foram confeccionadas três estacas de concreto e três de SCP, todas com diâmetro de 32 cm e comprimento de 10 m. Essas estacas foram instrumentadas, através de *tell-tales*, em três níveis de profundidade: 3 m, 7 m e 10 m. Foram confeccionadas mais cinco estacas escavadas para compor o sistema de reação, todas com diâmetro de 32 cm e comprimento de 15 m. Mostra-se, na Figura 4.11, uma das estacas já concretadas, pronta para receber o bloco de coroamento.



Figura 4.10 – Equipamento utilizado na confecção das estacas escavadas

a) Estacas escavadas de concreto

As estacas escavadas de concreto foram moldadas com concreto batido em betoneira no traço 1:3:3, em volume. Após a homogeneização em betoneira, procedeu-se ao lançamento dentro do furo. O monitoramento da resistência foi efetuado através da coleta de corpos-de-prova cilíndricos com 15 cm de diâmetro e altura de 30 cm. Os corpos-de-prova, curados em câmara úmida, foram rompidos na data coincidente à do início das provas de carga para, dessa forma, obter-se a resistência à compressão simples e as deformações axiais necessárias para a determinação do módulo de elasticidade.

b) Estacas escavadas de SCP

As estacas escavadas de SCP foram moldadas empregando-se a dosagem previamente determinada, ou seja, teor de cimento a 14% e de umidade a 27%. O SCP, homogeneizado em betoneira, foi aplicado de forma semelhante àquela aplicada às estacas escavadas de concreto. A determinação do volume de água a ser utilizado na homogeneização em betoneira foi feito inicialmente através do *slump-test*, de modo a se obter abatimentos no cone de *Abrams* em torno de 10 cm, o qual proporciona teores de umidade próximos a

27%. O controle da resistência à compressão simples foi feito através da coleta e ruptura de corpos-de-prova cilíndricos com 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura. Os corpos-de-prova, curados em câmara úmida, também foram rompidos na data coincidente a do início da realização das provas de carga para, dessa forma, ter-se conhecimento da resistência e do módulo de elasticidade do material.



Figura 4.11 – Estaca pronta para receber o bloco de transição

Em vista da possibilidade de aplicação de cargas elevadas na realização das provas de carga e visando perfeita ancoragem entre o bloco de coroamento e a estaca, a moldagem da parte superior do fuste, até 1 m de profundidade, foi feita em concreto 1:3:3, igual ao aplicado no bloco de transição. Esse procedimento possibilitou a colocação da armadura de espera, constituída por seis barras de aço com bitola de 12 mm. Os nove metros restantes foram moldados em SCP.

c) Estacas escavadas de reação

As estacas de reação foram moldadas com concreto 1:2:3, batido em betoneira. A armadura de tração constituiu-se de seis barras de aço CA-50B, com bitola de 12 mm, até a

profundidade de 6 m, recebendo estribos de bitola igual a 6,3 mm espaçados a cada 15 cm. Essas estacas receberam, ainda, uma barra de tirante Dywidag, posicionada axialmente ao longo de todo o seu comprimento.

4.3.6.3 Instrumentação das estacas escavadas

As estacas escavadas de concreto e de SCP foram instrumentadas com extensômetros de haste (*tell-tales*). Apresenta-se, na Figura 4.12, o detalhamento do sistema utilizado, o qual possibilitou a obtenção do encurtamento da estaca ao ser solicitada nas provas de carga.

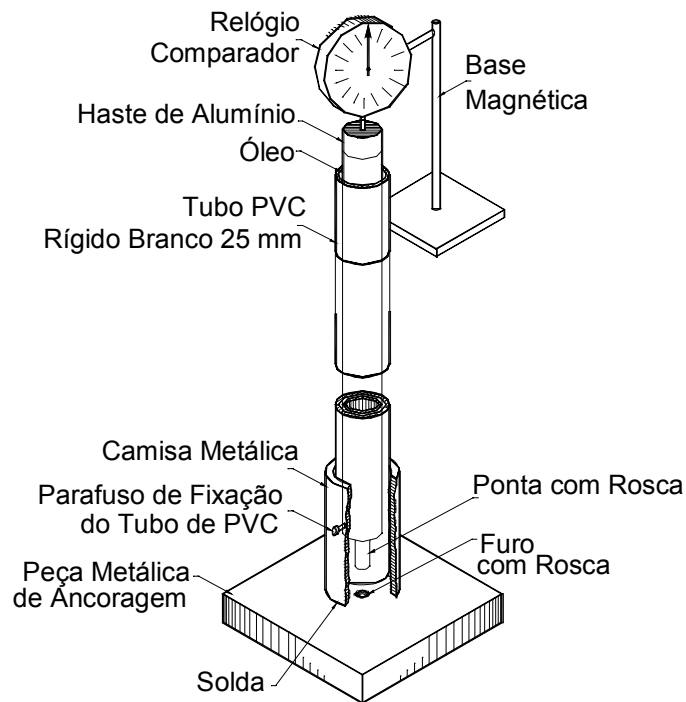


Figura 4.12 – Extensômetro de haste (*tell-tales*)

O sistema utilizado consistiu de uma haste de alumínio ancorada em profundidade, através de sua fixação em uma base metálica inserida na massa do elemento de fundação. A proteção física da haste foi feita com auxílio de um tubo de PVC rígido. O encurtamento do elemento estrutural, durante as provas de carga, foi obtido através de relógios comparadores instalados na ponta das hastes de alumínio. Utilizou-se como referência para as leituras o próprio bloco de transição, onde as bases magnéticas foram apoiadas.

A ancoragem das hastes foi efetuada nas profundidades de 3 m, 7 m e 10 m. Apresenta-se, na Figura 4.13, a esquematização do sistema utilizado.

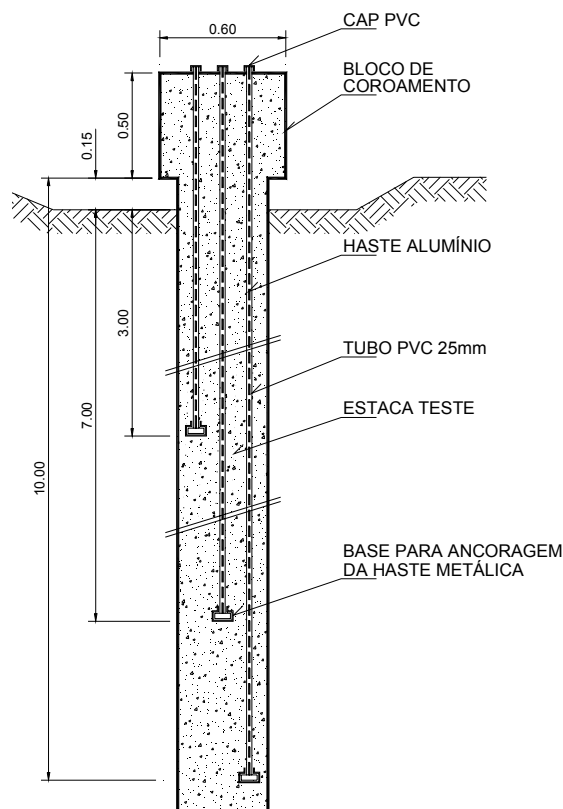


Figura 4.13 – Instrumentação das estacas

4.3.7 Sistema de transferência de carga

O sistema de transferência de carga utilizado é do tipo ação-reação. A carga aplicada através do macaco, instalado entre a viga de reação e o bloco de transição, é imediatamente transmitida para a estaca. Mostra-se, através da Figura 4.14, o sistema utilizado e seus componentes. Observa-se que a ancoragem entre a viga e as estacas de reação é feita por intermédio de peças especiais, incluindo-se porcas, placas, luvas e tirantes Dywidag, todos em aço especial ST-85/105. Através das Figuras 4.15 e 4.16, mostra-se o esquema de implantação das estacas e, através da Figura 4.17, a instrumentação utilizada no topo das estacas.

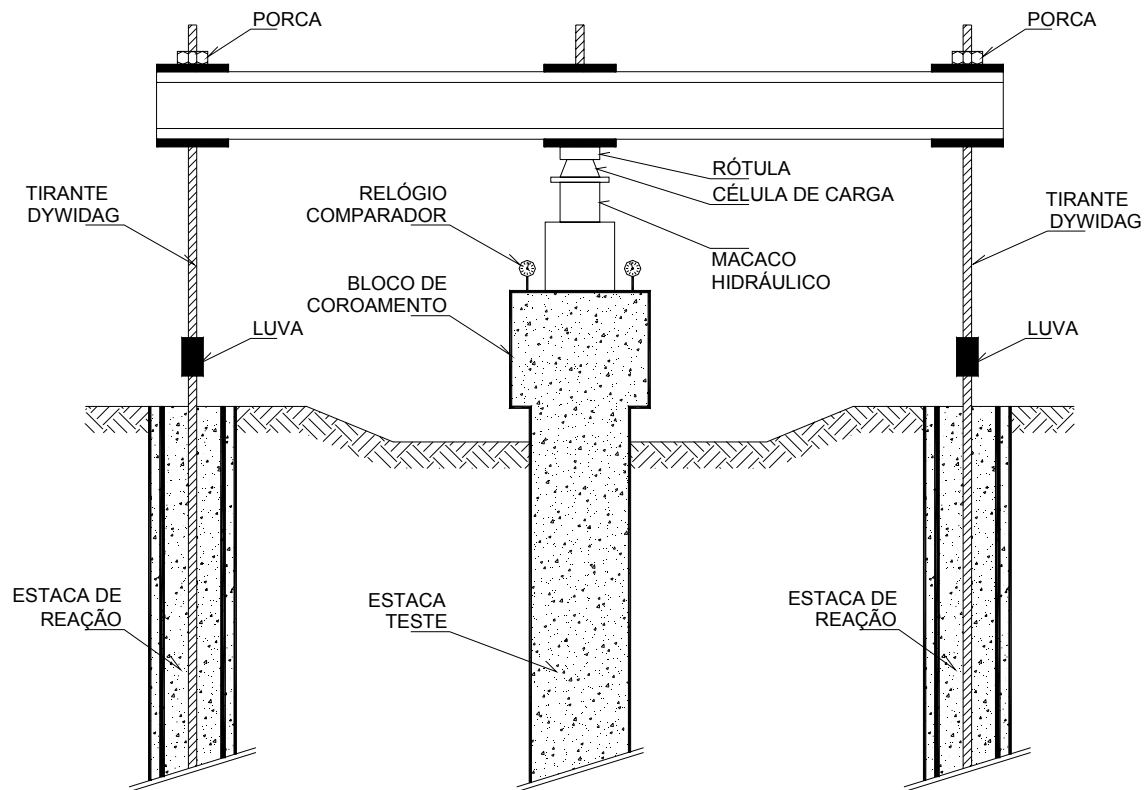


Figura 4.14 – Sistema de transferência de carga

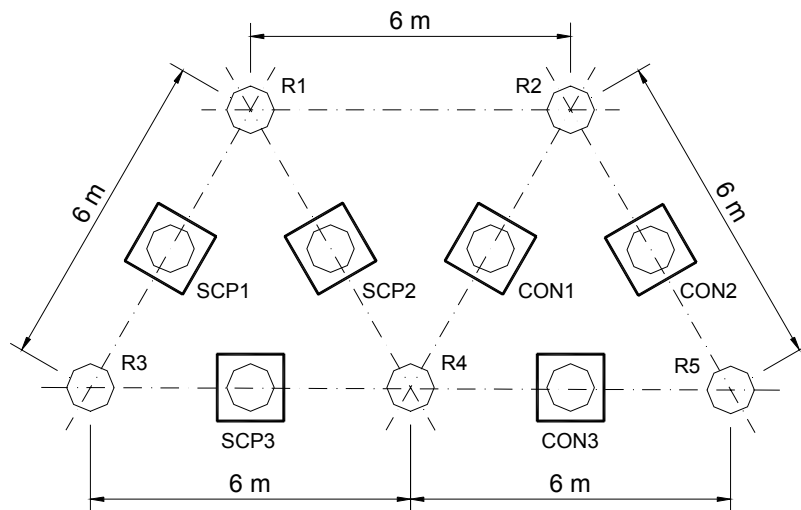


Figura 4.15 – Esquema de implantação das estacas escavadas

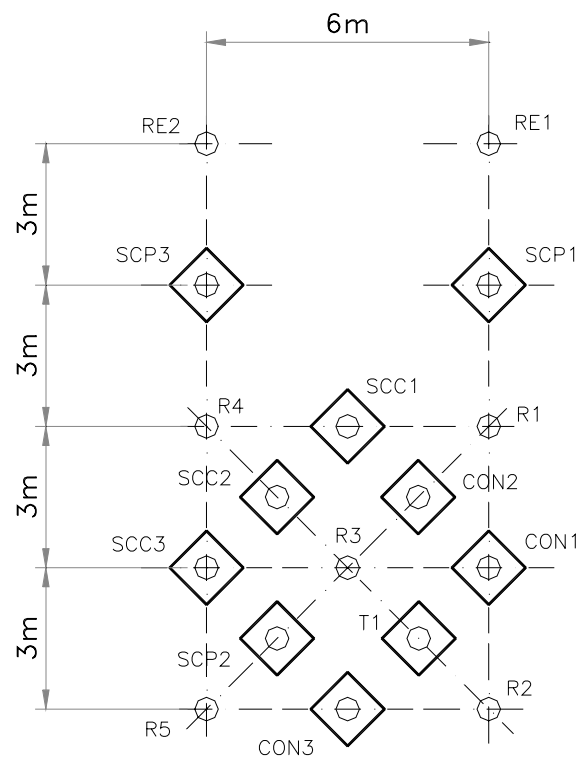


Figura 4.16 – Esquema de implantação das estacas apiladas

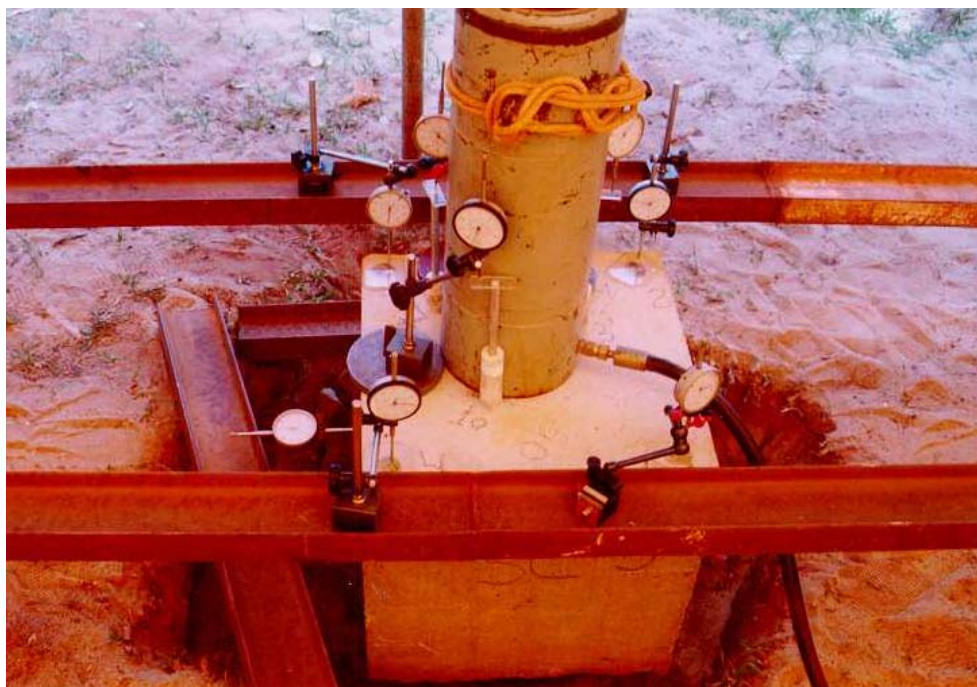


Figura 4.17 - Instrumentação do topo das estacas

4.3.8 Provas de carga

As provas de carga foram realizadas em conformidade com a NBR-12131 (Estacas – Prova de carga estática), que prescreve as instruções e procedimentos a serem adotados. Em algumas estacas aplicou-se carregamento rápido e em outras carregamento lento. Nos ensaios lentos as cargas foram mantidas constantes até a estabilização dos deslocamentos, sendo esta admitida quando a diferença entre as leituras realizadas nos tempos t e $t/2$ correspondessem a no máximo 5% do deslocamento total ocorrido, ou seja, entre o deslocamento da estabilização do estágio anterior e o atual. No ensaio rápido os carregamentos foram feitos em estágios iguais e sucessivos, mantendo-se a carga constante durante cinco minutos, efetuando-se as leituras no início e no final, independentemente da estabilização dos deslocamentos. Os ensaios foram realizados carregando-se as estacas até a ruptura, evidenciada pela falta de capacidade da estaca de estabilizar os deslocamentos para uma determinada carga, mantida constante, através do sistema de transferência de cargas.

4.3.8.1 Estacas apiloadas

As estacas apiloadas foram submetidas a duas provas de carga, sendo a primeira realizada por este pesquisador há cinco anos. Foram realizados ensaios lentos em uma estaca de concreto, duas de SCC e uma de SCP; e ensaios rápidos em uma de concreto, uma de SCC e duas de SCP. Na realização da segunda prova de carga repetiu-se esse mesmo procedimento.

4.3.8.2 Estacas escavadas

Foram realizados ensaios lentos em uma estaca de SCP e em outra de concreto, e ensaios rápidos em duas de SCP e em duas de concreto. Além das leituras de deslocamento no topo, foram também feitas leituras do encurtamento sofrido pelo elemento estrutural, após cada estágio de carregamento. Essas leituras foram realizadas através dos extensômetros de haste. Foram também instalados relógios comparadores nas faces verticais dos blocos de coroamento para se verificar a possível ocorrência de descolamentos laterais.

4.2.9 Custos

A determinação dos coeficientes de consumo de materiais para a confecção das estacas escavadas de SCP foi realizada através do apontamento das quantidades dos materiais

utilizados na execução das três estacas. Considerou-se, para as estacas de concreto, a composição número 050149, fornecida pela TCPO – Tabela de Composições de Preços para Orçamentos, da Editora Pini.

Os coeficientes de mão-de-obra, tanto para as estacas de concreto como para as de SCP, também foram obtidos através dessa mesma composição.

O custo dos materiais e da mão-de-obra foi obtido através das revistas Construção números 2713 e 2714, publicadas pela Editora Pini em 07/02/00 e 14/02/00, respectivamente.

O custo de escavação com trado motorizado foi obtido através de cotação realizada junto às empresas de fundação existentes na região oeste do Estado de São Paulo.

5. Resultados

5.1 Campo experimental

5.1.1 Ensaios *in-situ*

Apresenta-se, através da Figura 5.1, a posição ocupada pelas sondagens executadas e também a localização das estacas em estudo, dentro da área destinada ao campo experimental. Na Figura 5.2 são mostradas as curvas de índice de resistência à penetração, obtidas através dos ensaios SPT. Nas Figuras 5.3 a 5.5 são apresentadas as curvas de resistência de ponta, resistência por atrito lateral local e resistência por atrito lateral total, todas em função da profundidade, obtidas através dos ensaios CPT. Através da Figura 5.6 são apresentados os perfis do solo obtidos através dos ensaios SPT. Apresenta-se, no Quadro 5.1, os valores médios dos seguintes parâmetros: Índice de resistência à penetração (N); torque (T); resistência de ponta do ensaio CPT (q_c); atrito lateral obtido com a luva de *Begemanm* (f_c); e atrito lateral obtido através do torque (f_{st}). Apresenta-se, no Anexo I, os valores numéricos obtidos através dos ensaios SPT e CPT.

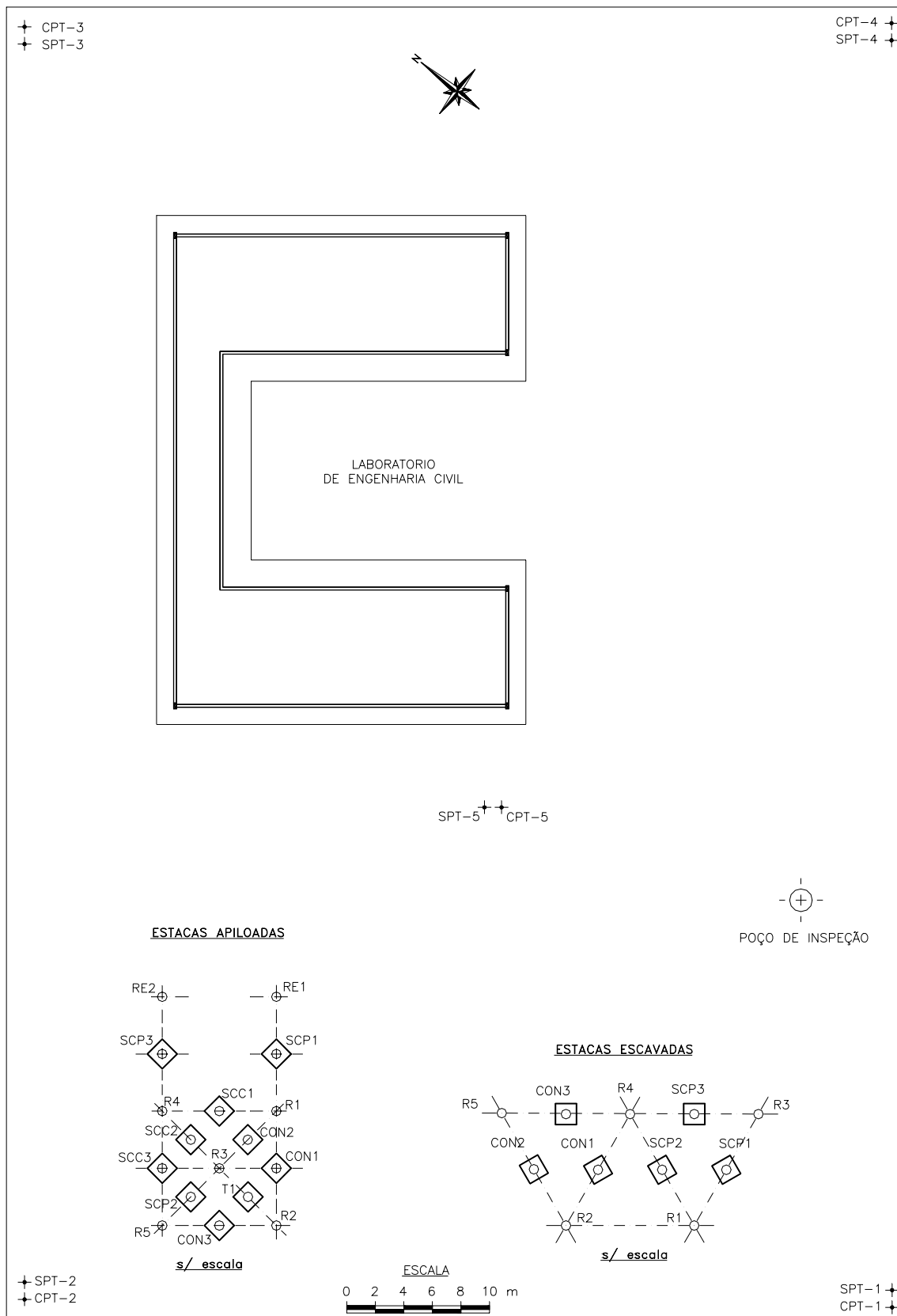


Figura 5.1 – Campo experimental da FEIS

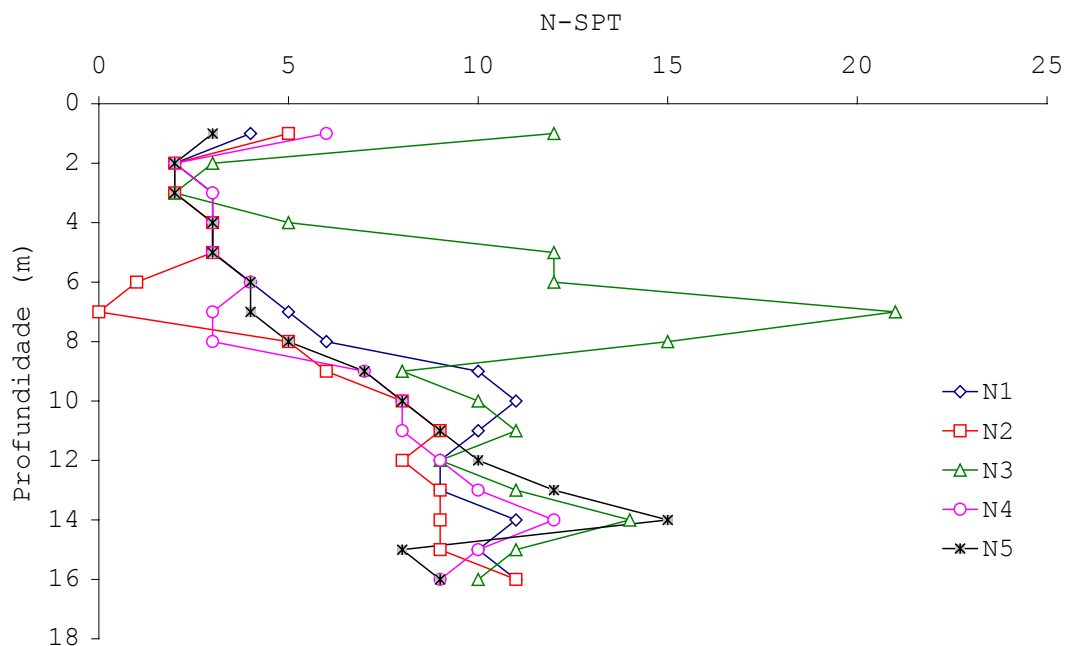


Figura 5.2 – Número de golpes N-SPT × profundidade

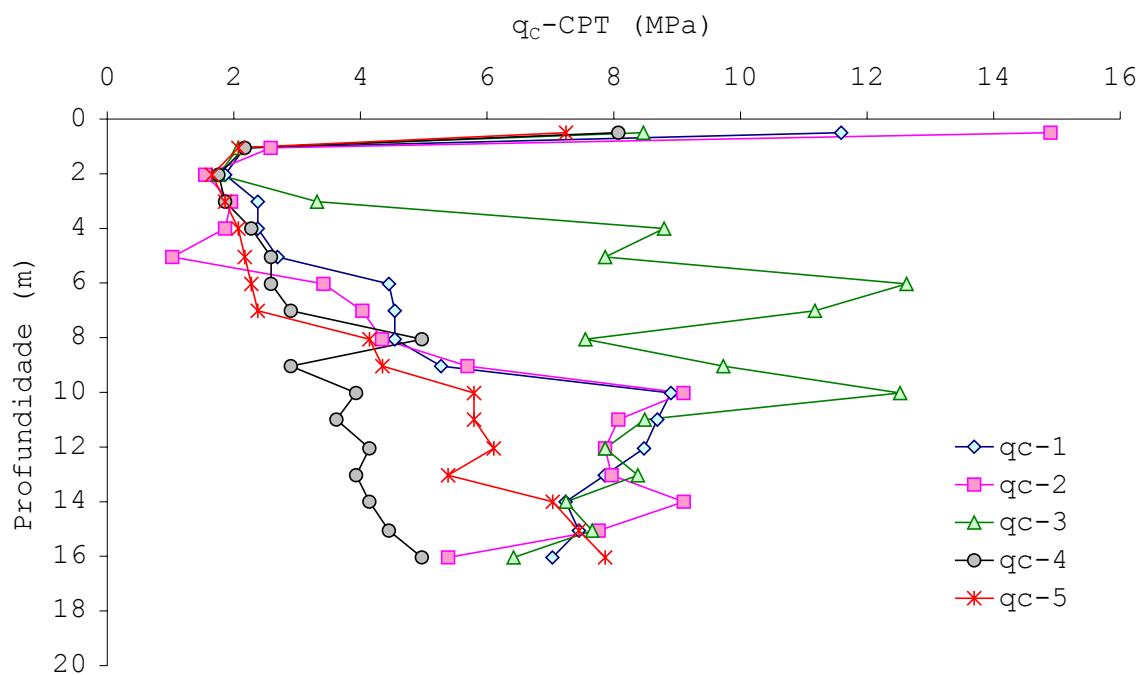


Figura 5.3 – Resistência de ponta q_c -CPT × profundidade

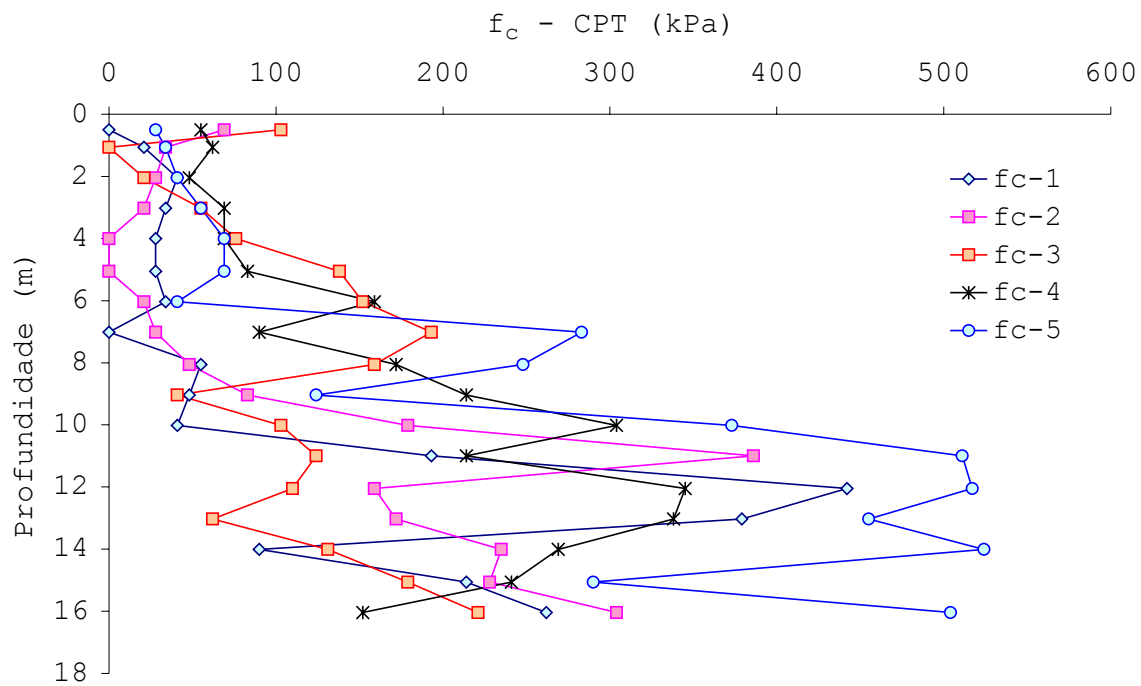


Figura 5.4 – Resistência por atrito lateral local f_c -CPT $\times$ profundidade

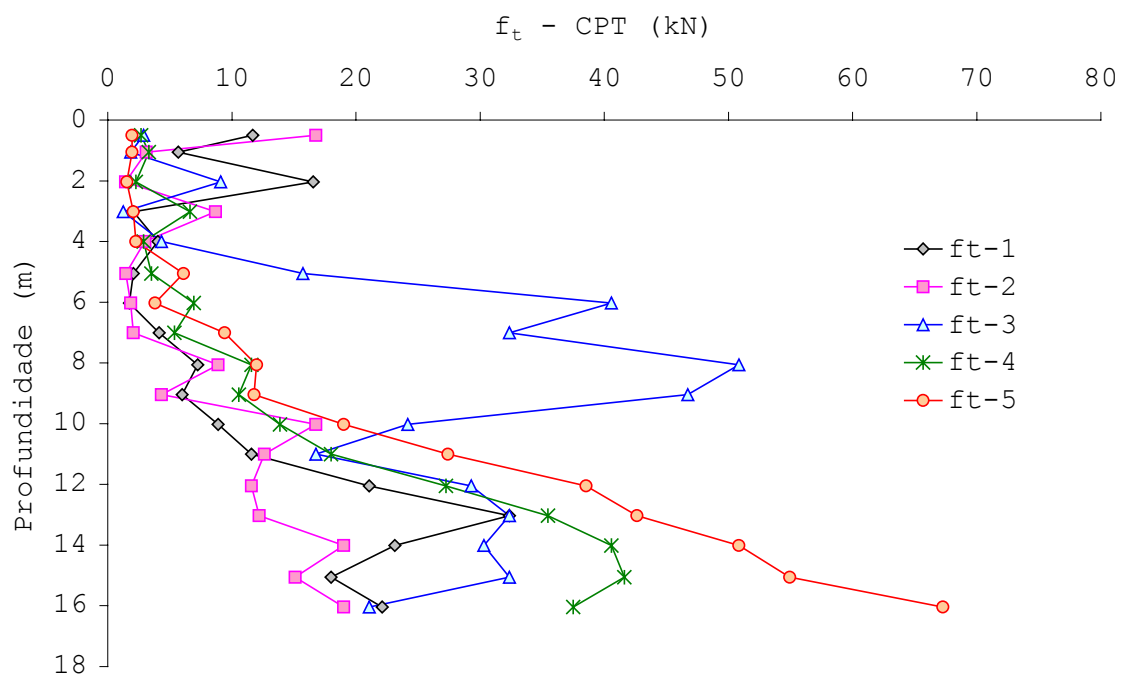


Figura 5.5 – Resistência por atrito lateral total f_t -CPT $\times$ profundidade

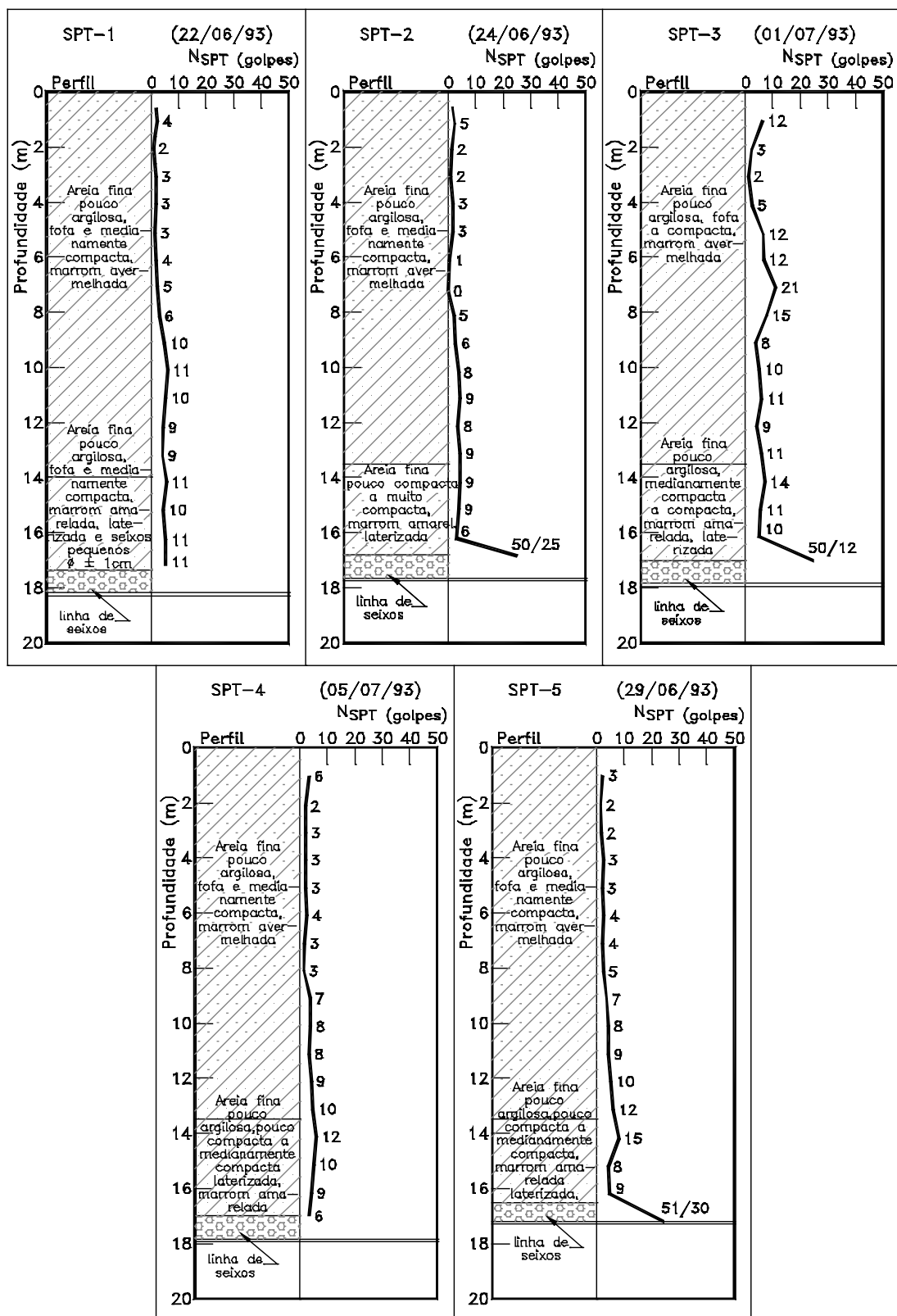


Figura 5.6 – Perfis de subsolo do campo experimental da FEIS

Quadro 5.1 – Parâmetros médios dos ensaios de penetração

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

5.1.2 Ensaios laboratoriais

a) Limites de consistência e análise granulométrica

Apresenta-se, na Figura 5.7, o gráfico dos limites de *Atterberg* e teores de umidade natural e umidade ótima em função da profundidade. Na Figura 5.8 apresenta-se o gráfico das porcentagens dos grãos de solo. No Quadro 5.2 são mostrados os valores obtidos para os limites de liquidez (LL), limites de plasticidade (LP) e as porcentagens de areia média, areia fina, silte e argila, todos em função da profundidade e, no Quadro 5.6, os valores obtidos para os teores de umidade.

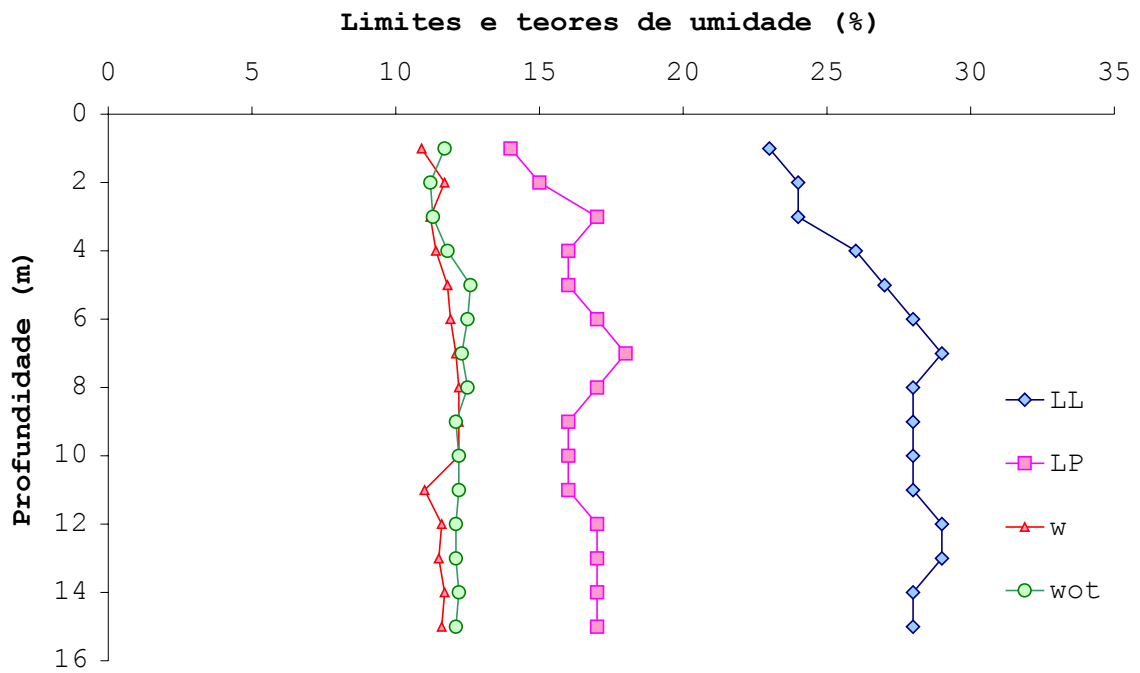


Figura 5.7 – Limites de *Atterberg* e teores de umidade

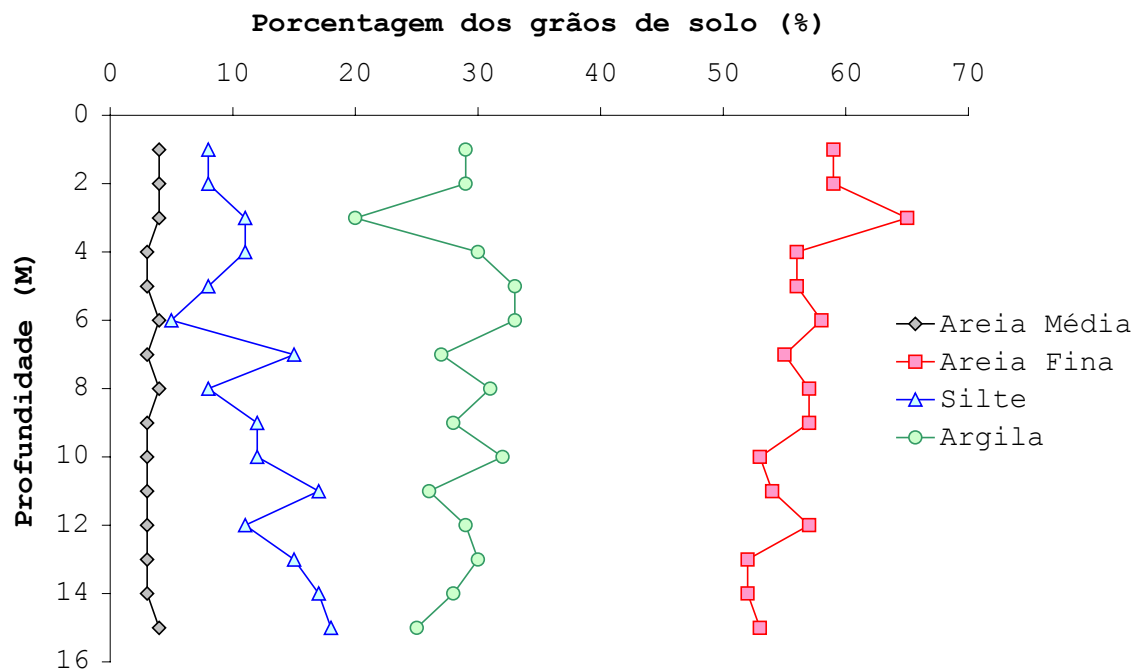


Figura 5.8 – Tamanho dos grãos do solo

Quadro 5.2. – Parâmetros de granulometria e limites

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

b) Índices físicos

Encontram-se, no Quadro 5.3, os valores médios dos seguintes parâmetros: massa específica natural (ρ); umidade natural (w), massa específica dos sólidos (ρ_s); índice de vazios (e); porosidade (n); e grau de saturação (S_R). Esses valores foram obtidos através de ensaios realizados com amostras retiradas dos blocos indeformados.

Quadro 5.3 – Índices físicos

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

c) Permeabilidade

Apresenta-se, no Quadro 5.4, os valores de permeabilidade vertical a 20°C (K_V) e de permeabilidade horizontal a 20°C (K_H), obtidos nos ensaios de permeabilidade.

Quadro 5.4 – Coeficientes de permeabilidade

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

d) Resistência

Foram realizados ensaios de compressão simples, ensaios de cisalhamento direto e ensaios triaxiais drenados. No Quadro 5.5 são apresentados os valores obtidos para os seguintes parâmetros: tensão de ruptura à compressão simples (σ_R); interceptos de coesão (C') e (c'); e ângulos de atrito (ϕ) e (ϕ').

Quadro 5.5 – Parâmetros de resistência

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

e) Compactação

Os valores obtidos de umidade natural (w), umidade ótima (w_{ot}) e peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{s,m\acute{a}x}$) são apresentados no Quadro 5.6, onde são mostrados também os valores médios do GC, calculados a partir de valores de $\gamma_{s,m\acute{a}x}$, os quais foram obtidos a partir dos ensaios realizados com as amostras deformadas.

Quadro 5.6 – Parâmetros do ensaio de compactação

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

f) Adensamento

No Quadro 5.7 são apresentados os valores obtidos para os seguintes parâmetros: pressão de pré-adensamento com o solo na umidade natural (σ_{AD}); índice de compressão com o solo na umidade natural (I_C); pressão de pré-adensamento com pré-inundação do solo ($\sigma_{AD'}$); e índice de compressão com pré-inundação do solo (I_C'). Na Figura 5.9 são mostradas as curvas de colapso em função da pressão de inundação para as profundidades de 1 m, 3 m, 5 m, 7 m e 9 m. Apresenta-se, no Quadro 5.8, os respectivos valores numéricos.

Quadro 5.7 – Parâmetros de adensamento

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

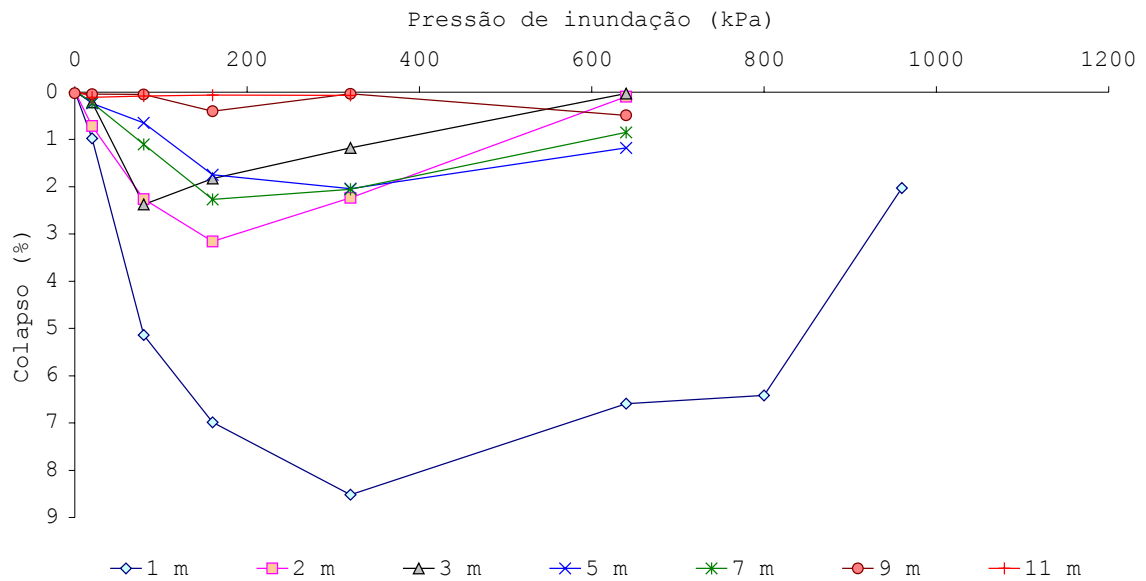


Figura 5.9 – Curvas de colapso a várias profundidades

Quadro 5.8 – Porcentagens de colapso em função da pressão de inundação

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

5.2 Caracterização do solo componente do solo-cimento

Apresenta-se, na Figura 5.10, o gráfico da distribuição granulométrica do solo utilizado como material componente do SCC e do SCP aplicado nas estacas. No Quadro 5.9 são mostradas as porcentagens obtidas. Na Figura 5.11 apresenta-se o gráfico do teor de umidade $\times$ peso específico aparente máximo, obtidos através do ensaio de compactação. Encontram-se, no Quadro 5.10, os valores obtidos para os índices físicos.

Quadro 5.9 – Porcentagens de distribuição granulométrica

Fração	Porcentagem (%)
Argila	28
Silte	14
Areia fina	56
Areia grossa	2

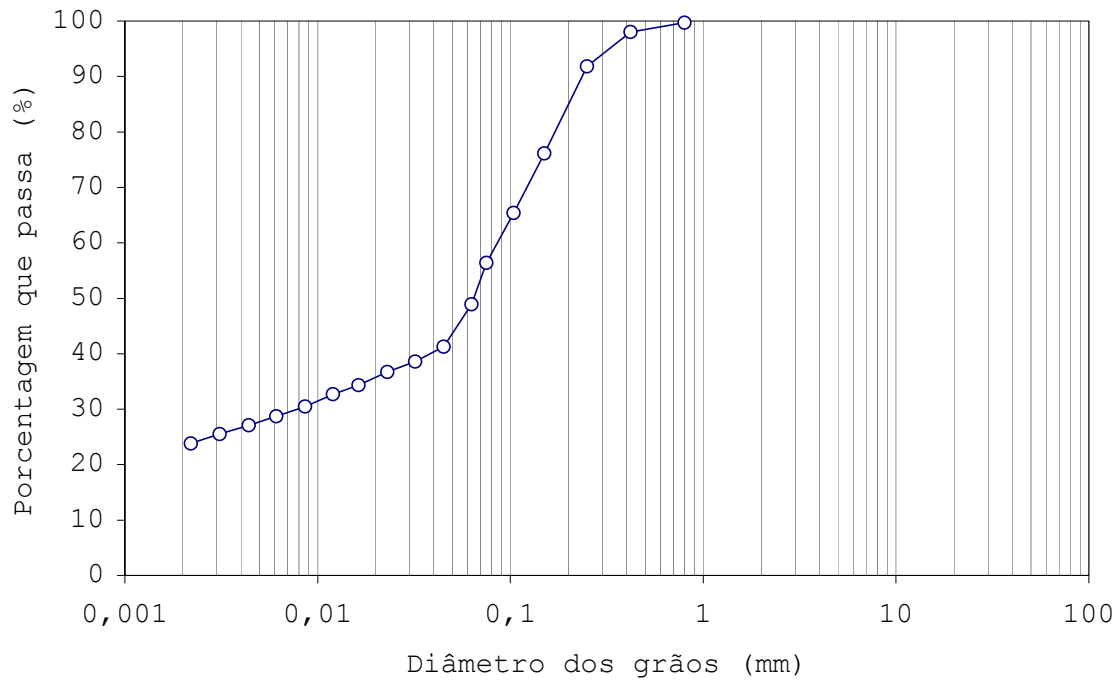


Figura 5.10 – Distribuição granulométrica

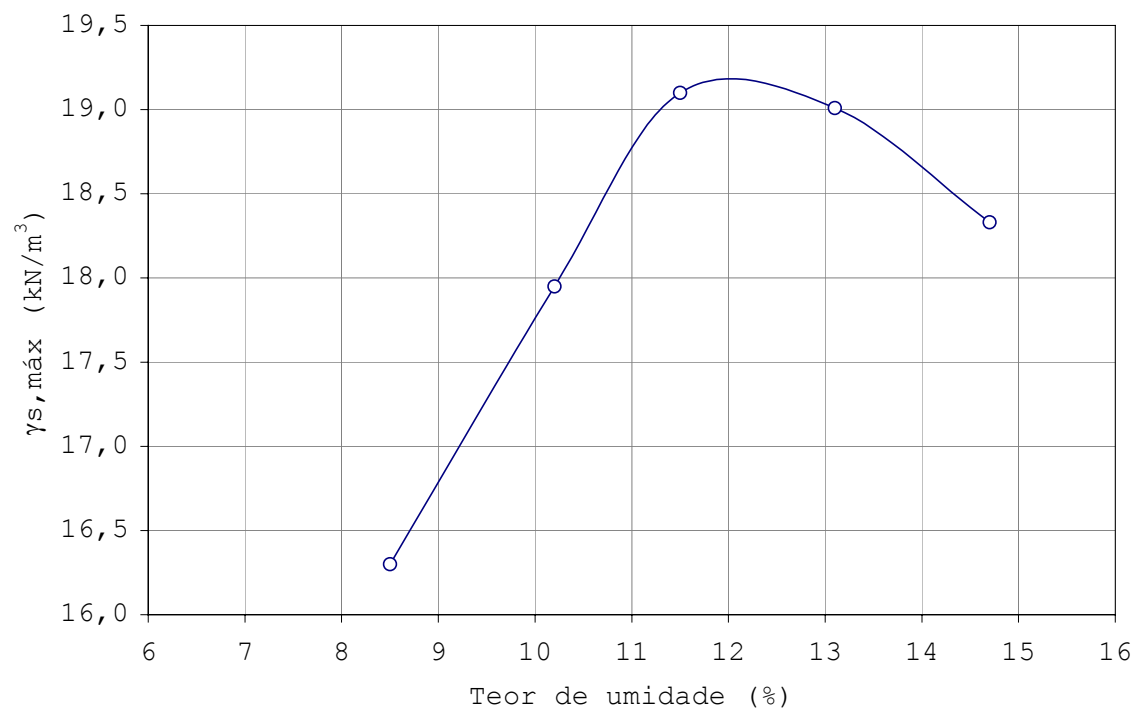


Figura 5.11 – Ensaio de compactação

Quadro 5.10 – Índices físicos

Índices físicos	
$\gamma_{s,m\acute{a}x}$: (kN/m ³)	19,22
ρ_s (g/cm ³)	2,69
LL (%)	27,2
LP (%)	17,0
IP (%)	10,2
W _{ot} (%)	12

5.3 Resistência e deformabilidade do SCP aplicado nas estacas escavadas

5.3.1 Ruptura dos corpos-de-prova cilíndricos de 5 cm × 10 cm

São mostradas, nas Figuras 5.12 a 5.15, as curvas de variação da resistência à compressão simples do SCP, obtidas através da ruptura de corpos-de-prova cilíndricos de 5 cm x 10 cm, em função do teor de cimento, do teor de umidade e do tempo de cura. Trabalhou-se, em todas as situações, com valores médios de resistência à compressão simples, obtidos através da ruptura de três corpos-de-prova para cada idade de cura. No Quadro 5.11 são apresentados os valores médios obtidos.

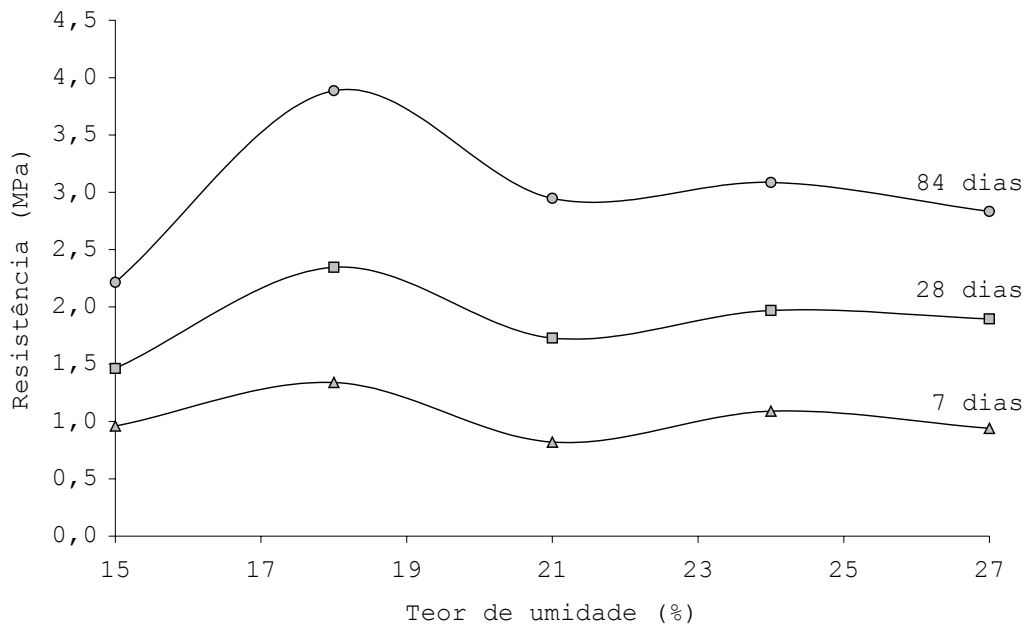


Figura 5.12 – Resistência média do SCP em função do teor de umidade do tempo de cura, com teor de cimento a 8%.

e

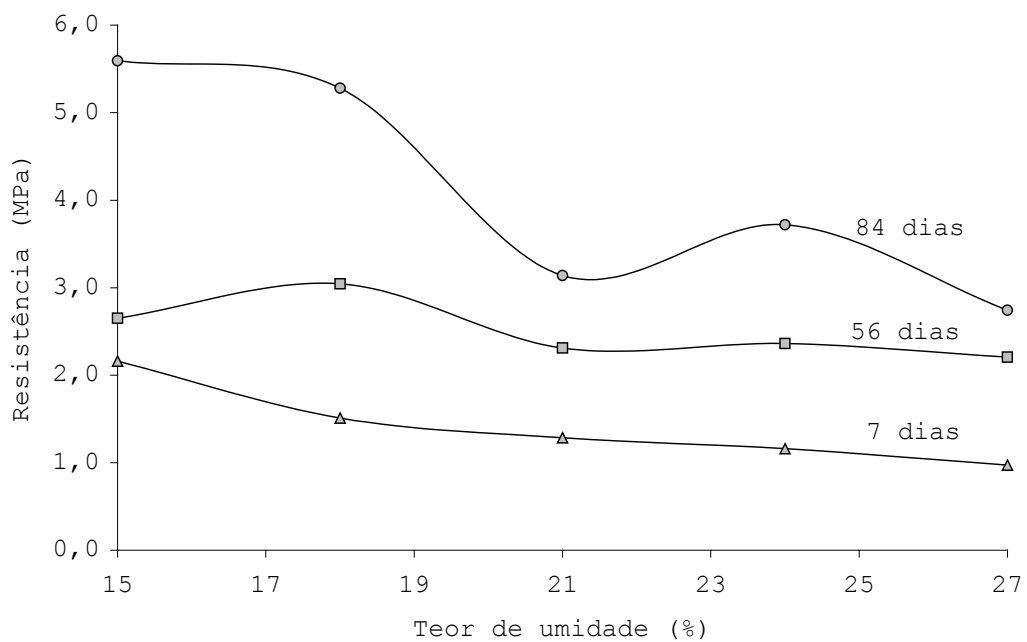


Figura 5.13 – Resistência média do SCP em função do teor de umidade e do tempo de cura, com teor de cimento a 10%.

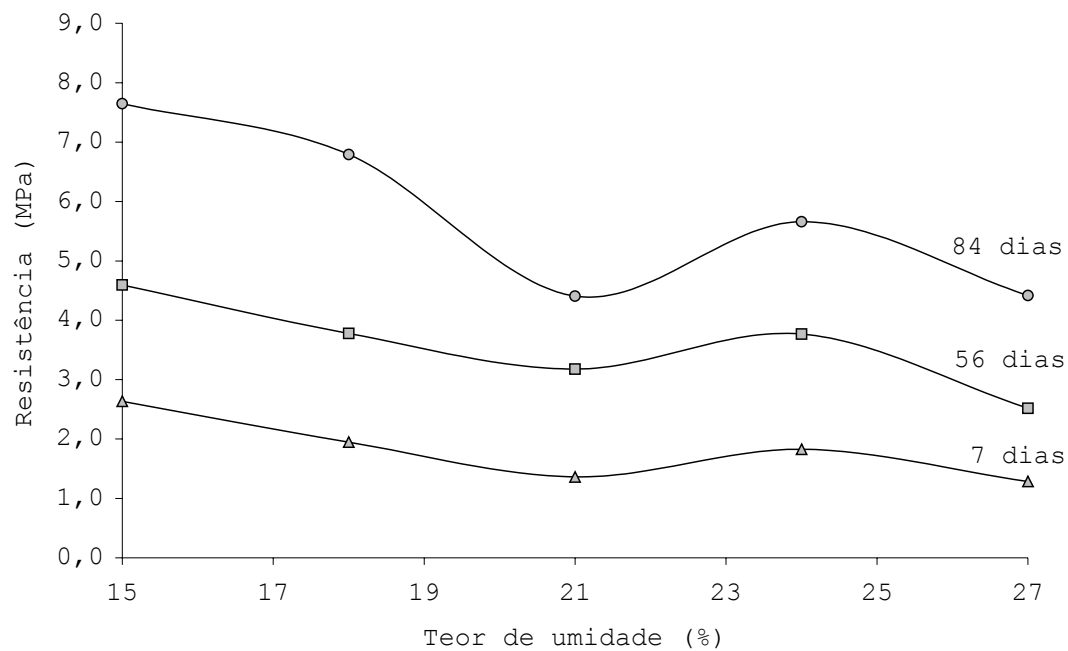


Figura 5.14 – Resistência média do SCP em função do teor de umidade do tempo de cura, com teor de cimento a 12%.

e

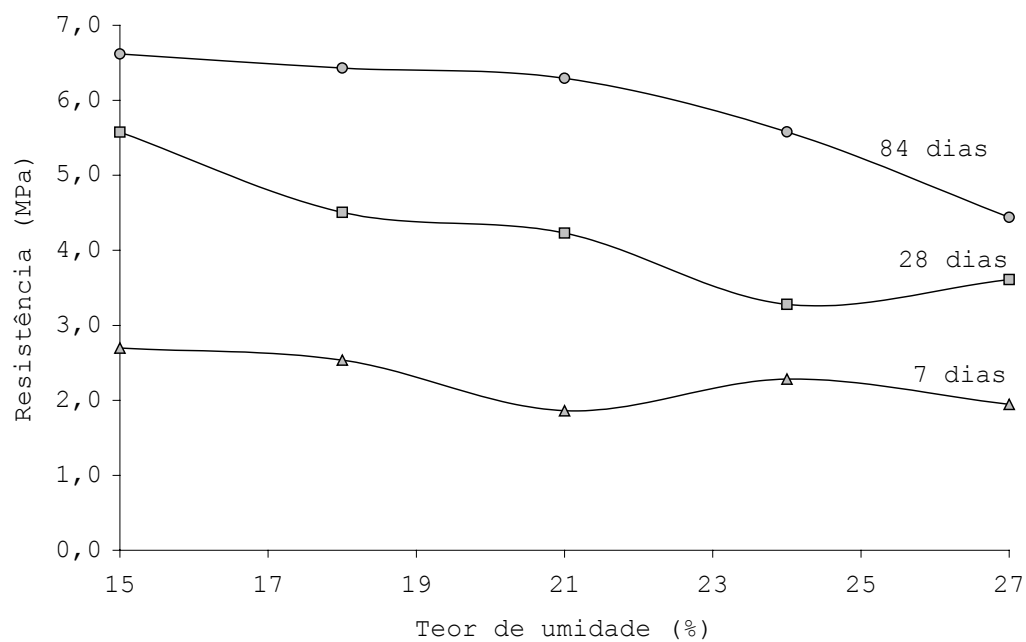


Figura 5.15 – Resistência média do SCP em função do teor de umidade e do tempo de cura, com teor de cimento a 14%.

Quadro 5.11 – Valores médios de resistência do SCP (MPa)

Cimento (%)	Umidade (%)	Idade de cura		
		7 dias	28 dias	84 dias
11	15	0,96	1,46	2,21
	18	1,34	2,35	3,89
	21	0,82	1,73	2,95
	24	1,09	1,97	3,09
	27	0,94	1,90	2,83
10	15	2,16	2,65	5,59
	18	1,51	3,05	5,28
	21	1,29	2,31	3,14
	24	1,16	2,36	3,72
	27	0,97	2,21	2,74
12	15	2,64	4,60	7,65
	18	1,95	3,78	6,79
	21	1,36	3,18	4,41
	24	1,83	3,77	5,66
	27	1,29	2,52	4,42
14	15	2,70	5,58	6,62
	18	2,54	4,51	6,43
	21	1,86	4,23	6,29
	24	2,28	3,28	5,85
	27	1,95	3,61	4,44

5.3.2 Ruptura dos corpos prova de 15 cm x 30 cm

Apresenta-se, na Figura 5.16, a curva de evolução da resistência à compressão simples e, na Figura 5.17, a curva de evolução do módulo de elasticidade secante do SCP, ambas em função do tempo de cura. No Quadro 5.12 são mostrados os valores numéricos de resistência, módulo de elasticidade secante, peso específico aparente e absorção do SCP. Nas Figuras 5.18 a 5.24 são mostradas as curvas tensão $\times$ deformação do SCP para as idades de cura de 28 dias, 56 dias, 120 dias, 240 dias, 01 ano, 1,5 anos e 02 anos. Apresenta-se, na Figura 5.25, as curvas tensão $\times$ deformação para o concreto e o SCP, com 120 dias, aplicados nas estacas escavadas. No Anexo II são apresentados os valores numéricos das tensões, deformações e módulos de elasticidade obtidos.

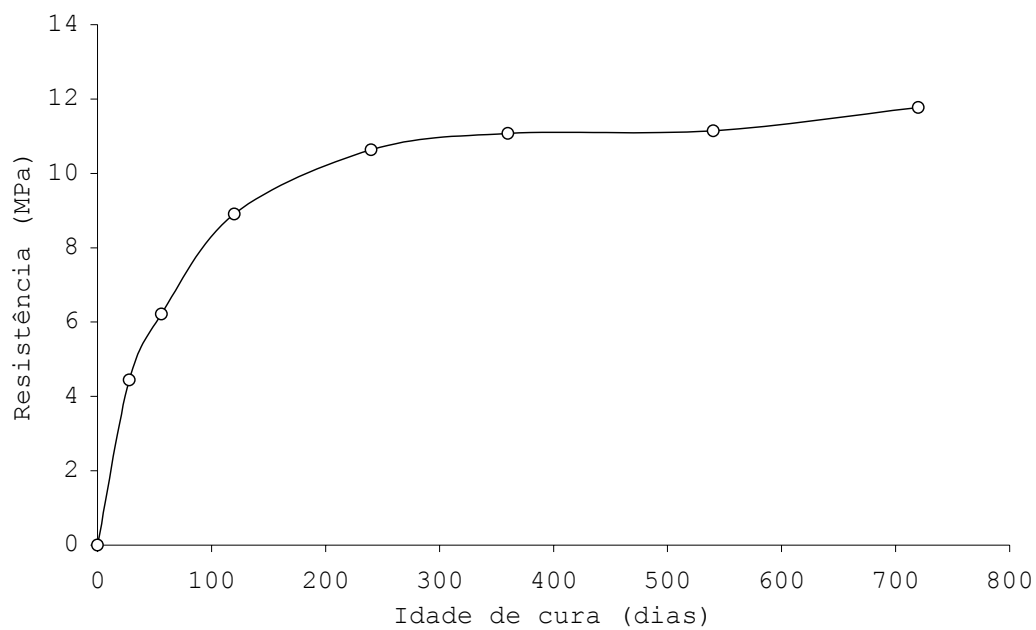


Figura 5.16 – Resistência média do SCP

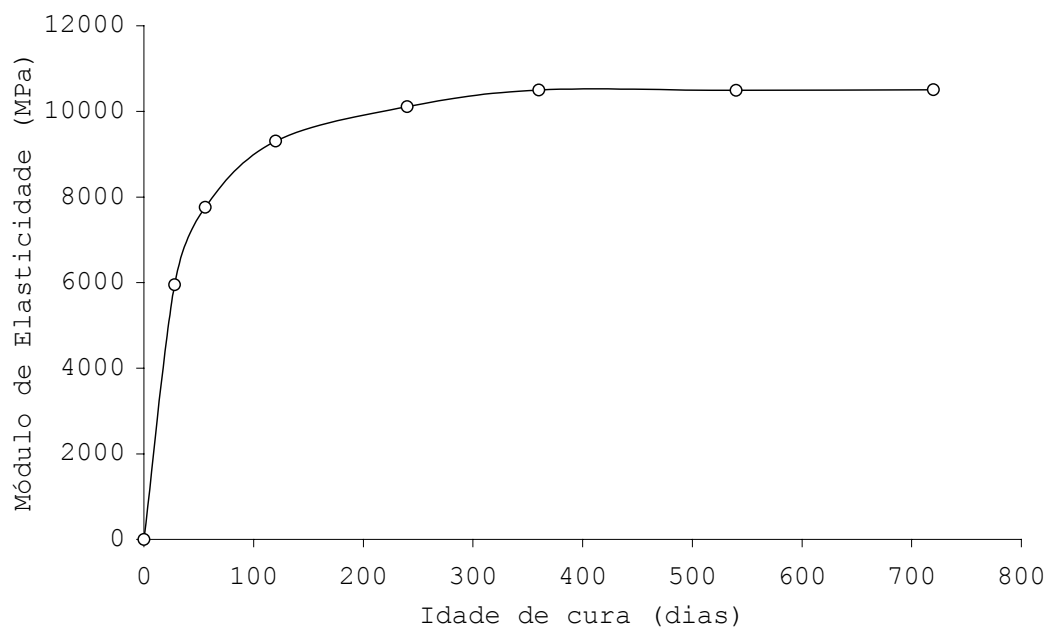


Figura 5.17 – Módulo de elasticidade secante do SCP

Quadro 5.12 - Ruptura dos corpos-de-prova de 15 cm x 30 cm

Data	Idade	CP (n.o)	γ_{SCP} (kN/m ³)	Absorção (%)	σ_R (MPa)	$\sigma_{mR,i}$ (MPa)	E _{40%} (GPa)	E _{m,40%} (MPa)
04/07/97	28 dias	1	16,3	21,3	4,3	4,4	5,4	5,9
		2			4,5		4,7	
		3			4,5		7,7	
05/08/97	56 dias	4	16,2	20,9	6,2	6,2	8,6	8,8
		5			6,0		9,3	
		6			6,4		8,4	
08/10/97	120 dias	7	16,3	20,5	8,9	8,9	8,1	9,3
		8			9,2		9,4	
		9			8,5		10,4	
05/02/98	240 dias	10	16,6	20,9	10,7	10,6	10,1	10,1
		11			10,4		9,9	
		12			10,8		10,2	
04/07/98	01 ano	13	16,5	21,3	11,5	11,0	11,1	10,5
		14			11,3		8,4	
		15			10,4		12,1	
04/01/99	18 meses	16	16,6	21,1	11,7	11,1	12,1	10,5
		17			10,8		9,6	
		18			10,9		9,7	
05/07/99	02 anos	19	16,7	21,5	11,6	11,7	10,0	10,5
		20			11,7		10,7	
		21			12,0		10,8	

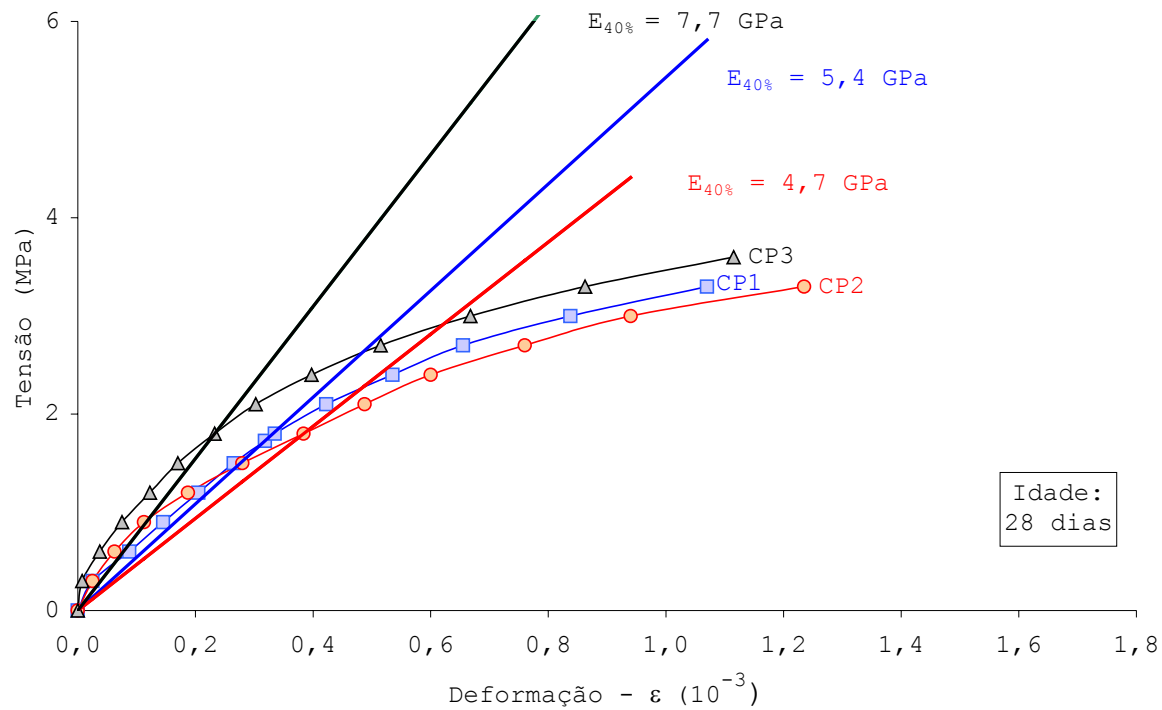


Figura 5.18 – Tensão × deformação do SCP com 28 dias de cura

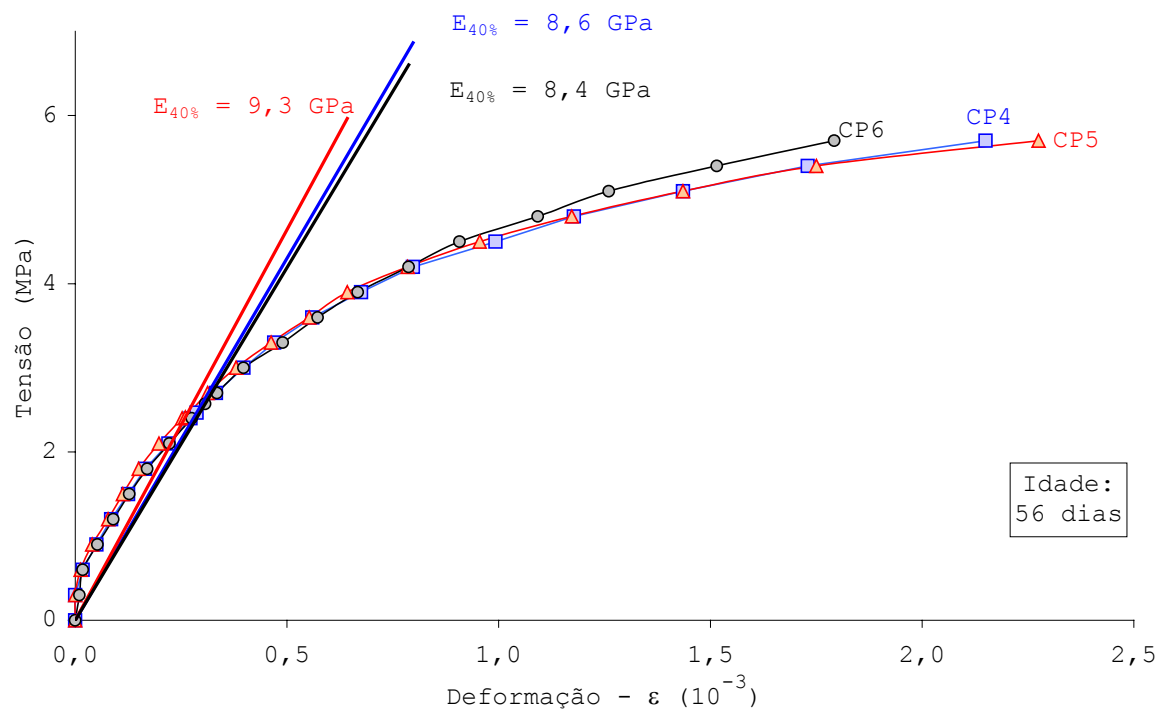


Figura 5.19 – Tensão × deformação do SCP com 56 dias de cura

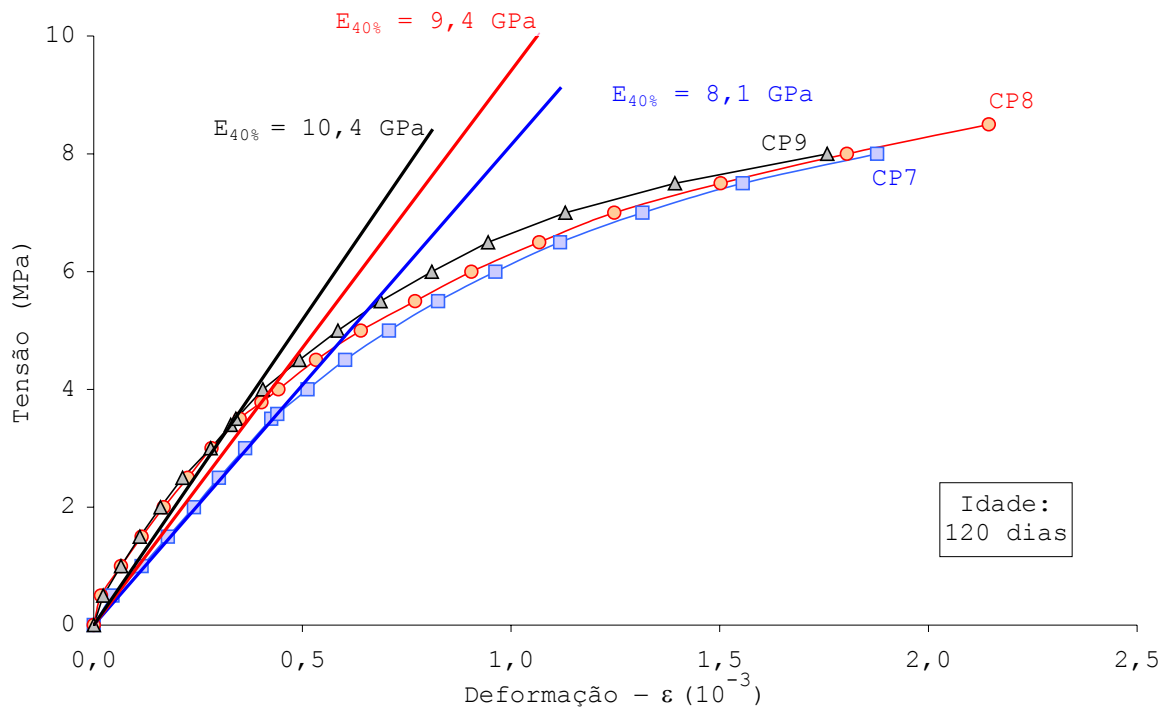


Figura 5.20 – Tensão × deformação do SCP com 120 dias de cura

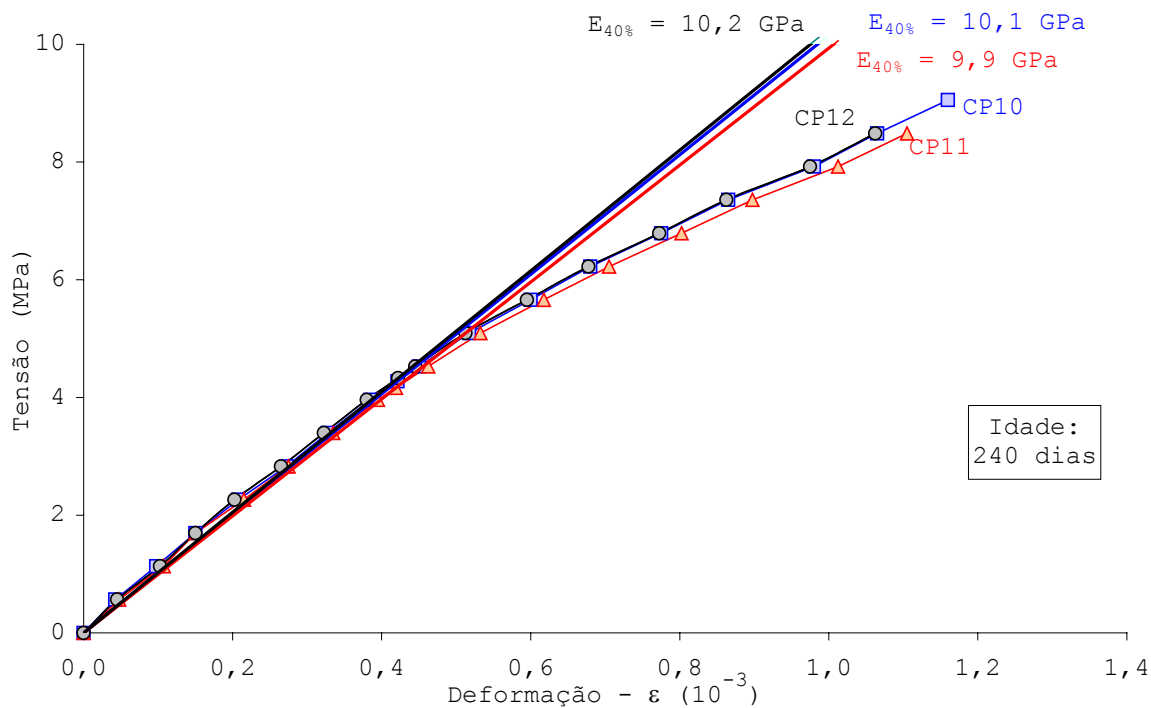


Figura 5.21 – Tensão × deformação do SCP com 240 dias de cura

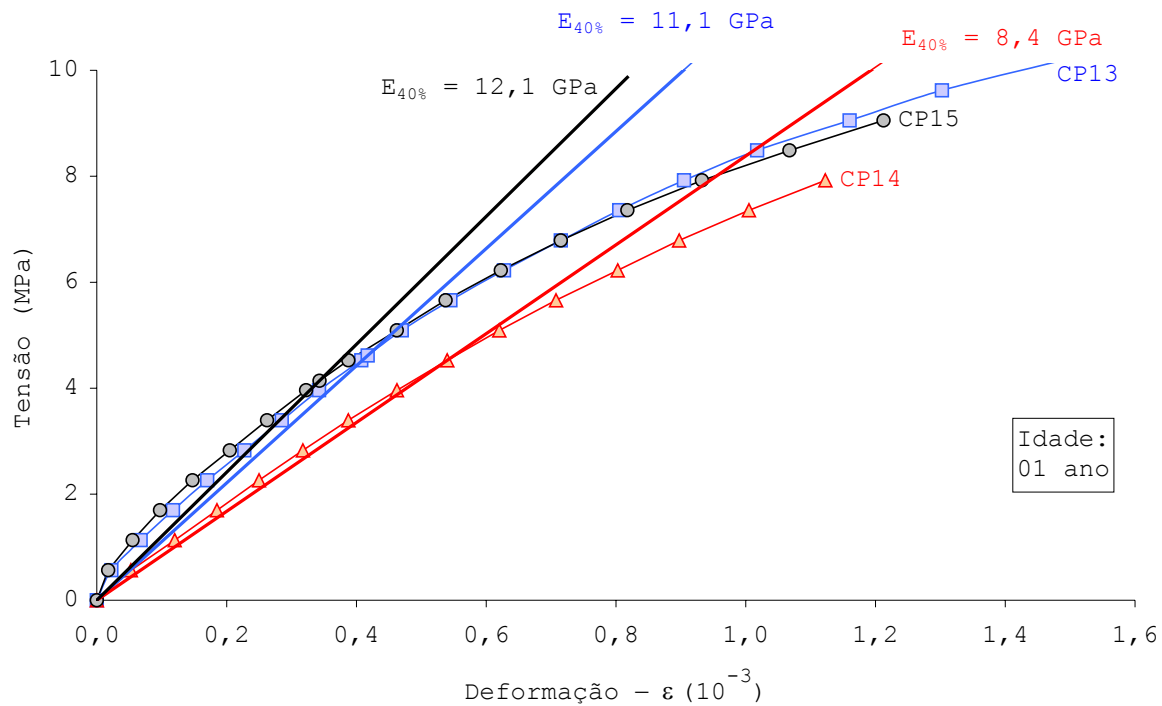


Figura 5.22 – Tensão × deformação do SCP com 01 ano de cura

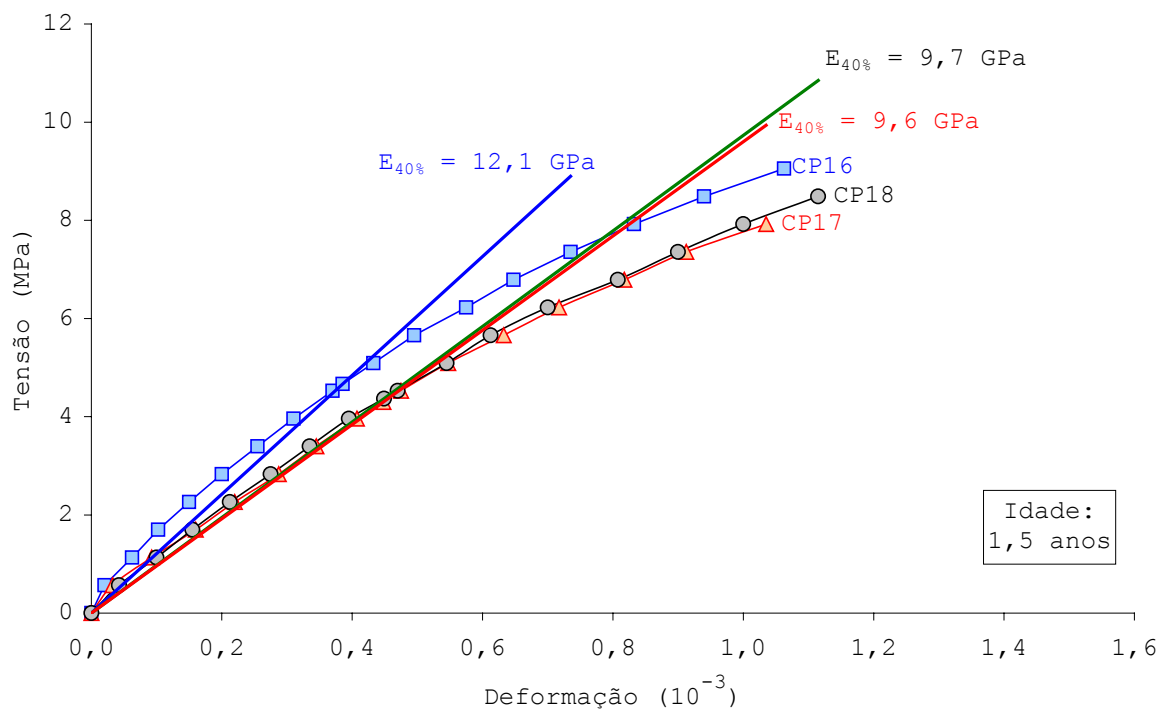


Figura 5.23 – Tensão × deformação do SCP com 1,5 anos de cura

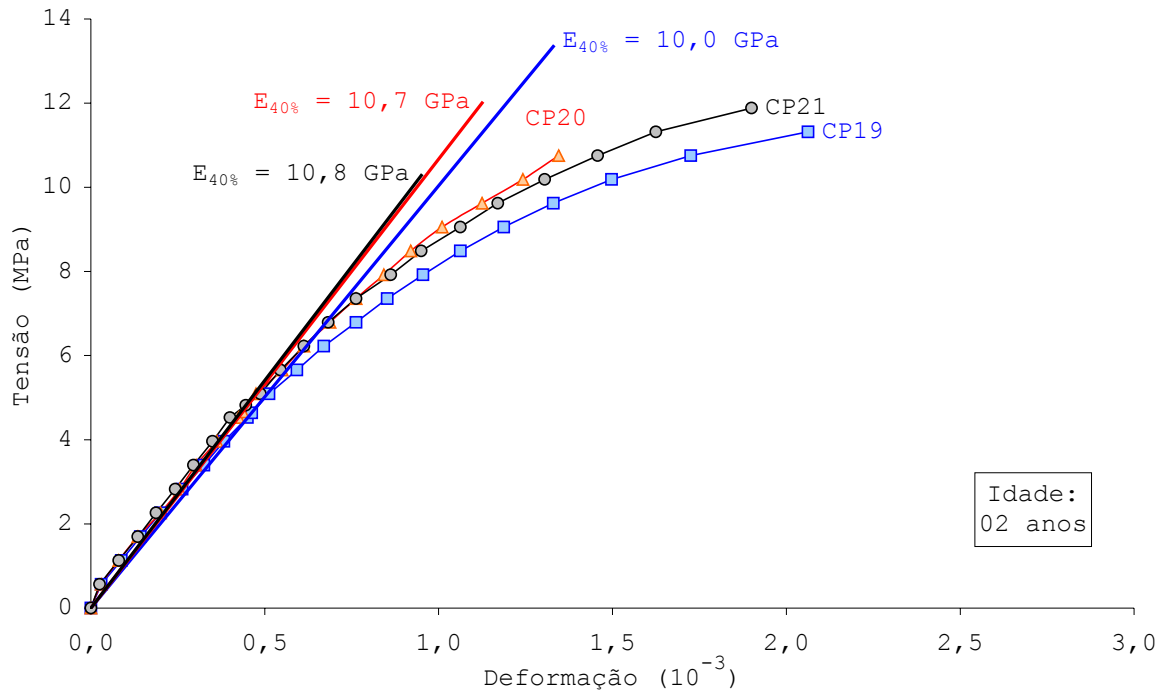


Figura 5.24 – Tensão × deformação do SCP com 02 anos de cura

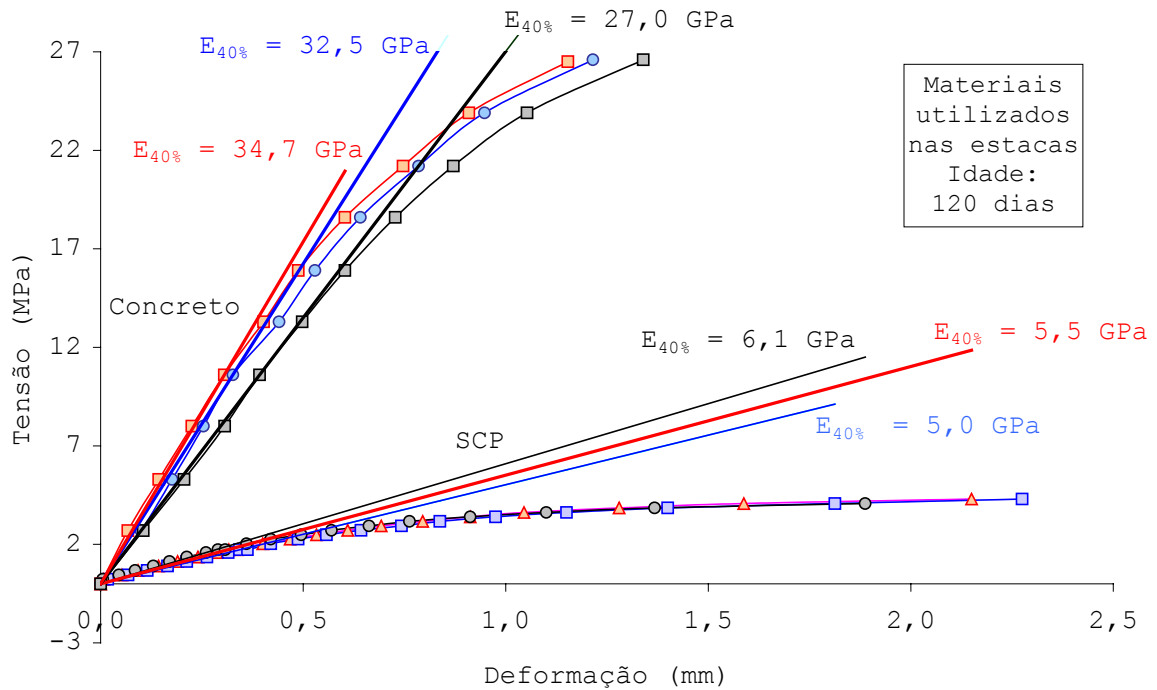


Figura 5.25 – Tensão × deformação do concreto e do SCP usados nas estacas escavadas

5.3.3 *Slump-Test*

Apresenta-se, na Figura 5.26, a curva dos abatimentos no cone de *Abrams* em função do teor de umidade obtidos no *slump-test* e, na Figura 5.27, a curva de evolução da resistência à compressão simples em função do abatimento obtido. No Quadro 5.13 são apresentados os resultados obtidos. A ruptura dos corpos-de-prova relativos a esse ensaio foi efetuada aos 28 dias de cura.

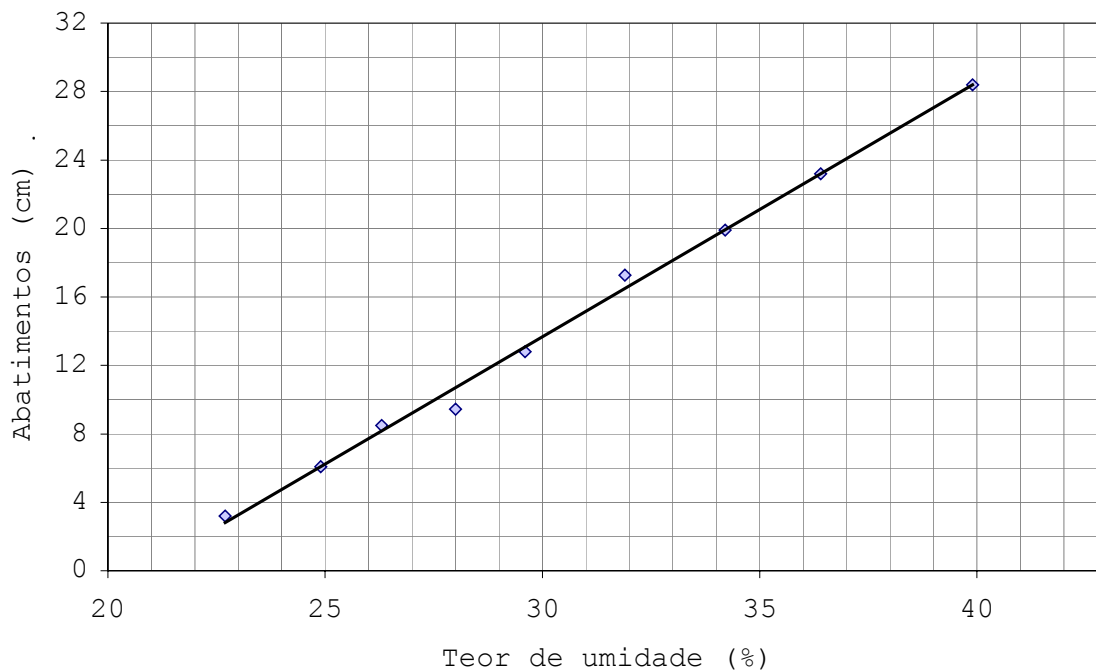


Figura 5.26 – Abatimentos no cone de *Abrams* × teor de umidade

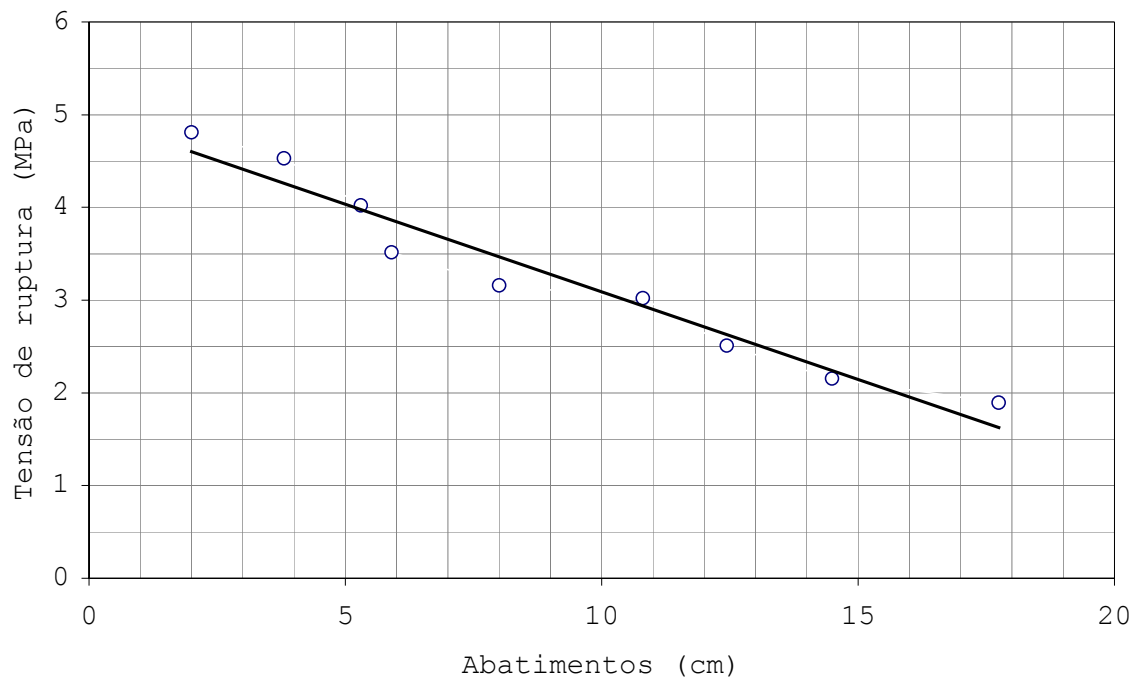


Figura 5.27 – Resistência à compressão × abatimentos no cone de *Abrams*

5.3.4 Sistemas de cura

Na Figura 5.28 apresenta-se a evolução da resistência à compressão simples do SCP ao longo do tempo para três situações diferentes de cura: ao ar livre, em câmara úmida e imerso em água. Nos Quadros 5.14, 5.15 e 5.16 são mostrados os respectivos valores numéricos.

Quadro 5.13 – Parâmetros do *Slump-test*

CP n.o	Umidade prevista (%)	Umidade real (%)	<i>Slump</i> (cm)	Fator a/c	$\sigma_{R,28}$ (MPa)	$\sigma_{mR,28}$ (MPa)
1	22	22,7	2,00	1,66	3,76	3,70
2					3,60	
3					3,74	
4	24	24,9	3,80	1,78	3,54	3,48
5					3,50	
6					3,41	
7	26	26,3	5,30	1,88	3,13	3,09
8					3,09	
9					3,06	
10	28	28	5,90	2,00	2,72	2,70
11					2,71	
12					2,68	
13	30	29,6	8,00	2,11	2,41	2,43
14					2,43	
15					2,45	
16	32	31,9	10,80	2,28	2,35	2,32
17					2,33	
18					2,29	
19	34	34,2	12,44	2,44	1,92	1,93
20					1,93	
21					1,94	
22	36	36,4	14,49	2,60	1,68	1,66
23					1,62	
24					1,67	
25	38	39,9	17,74	2,85	1,44	1,46
26					1,48	
27					1,45	

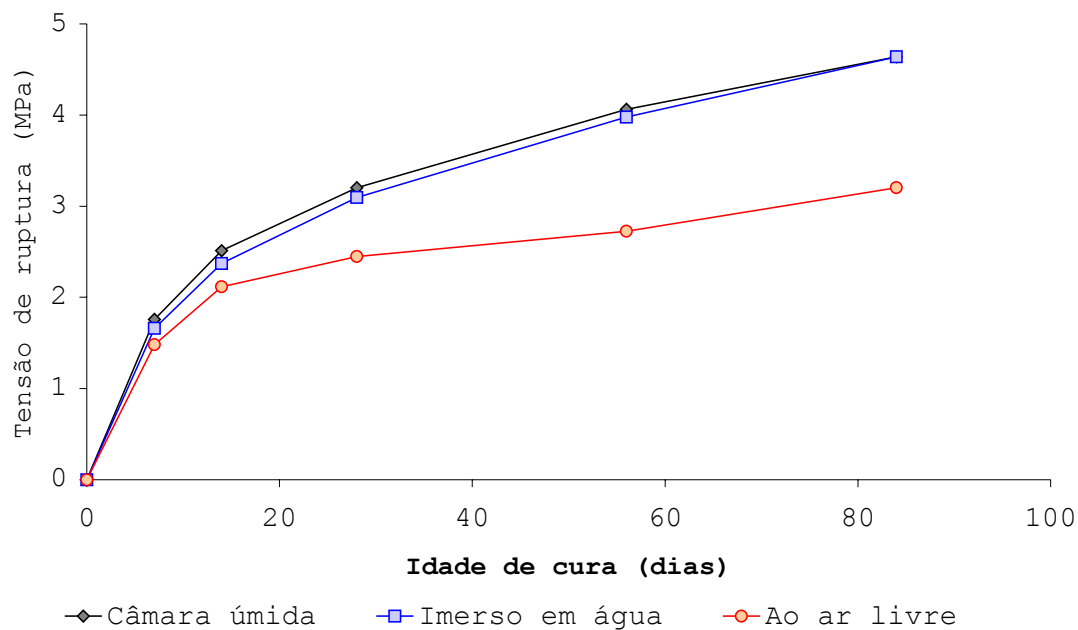


Figura 5.28 – Sistemas de cura realizados para o SCP

Quadro 5.14 – Cura do SCP em câmara úmida

CP n.o	Idade (dias)	Carga (kN)	σ_R (MPa)	σ_{mR} (MPa)
1	7	13,8	1,9	1,8
2		13,1	1,8	
3		12,3	1,7	
4	14	20,0	2,6	2,5
5		19,0	2,5	
6		18,4	2,4	
7	28	23,2	3,0	3,2
8		26,6	3,5	
9		23,4	3,1	
10	56	29,9	3,9	4,1
11		32,2	4,2	
12		30,8	4,0	
13	84	34,6	4,5	4,6
14		37,0	4,9	
15		34,4	4,5	

Quadro 5.15 – Cura do SCP por imersão em água

CP n.o	Idade (dias)	Carga (kN)	σ_R (MPa)	σ_{mR} (MPa)
1	7	11,6	1,6	1,7
2		13,1	1,8	
3		12,3	1,7	
4	14	18,2	2,4	2,4
5		18,0	2,4	
6		18,0	2,4	
7	28	23,4	3,1	3,1
8		23,8	3,1	
9		23,6	3,1	
10	56	31,0	4,1	4,0
11		29,8	3,9	
12		30,1	4,0	
13	84	36,2	4,8	4,6
14		36,6	4,8	
15		33,2	4,4	

Quadro 5.16 – Cura do SCP ao ar livre

CP n.o	Idade (dias)	Carga (kN)	σ_R (MPa)	σ_{mR} (MPa)
1	7	10,2	1,4	1,5
2		11,6	1,6	
3		10,9	1,5	
4	14	16,4	2,2	2,1
5		16,3	2,1	
6		15,7	2,1	
7	28	17,6	2,3	2,4
8		19,6	2,6	
9		18,8	2,5	
10	56	20,8	2,7	2,7
11		20,3	2,7	
12		21,2	2,8	
13	84	24,0	3,1	3,2
14		24,6	3,2	
15		24,6	3,2	

5.4 Provas de carga

5.4.1 Reensaio em estacas apiloadas

Apresenta-se, na Figura 5.29, as curvas carga $\times$ recalque de todas as provas de carga realizadas nas estacas apiloadas, executadas em concreto, com diâmetro de 20 cm e comprimento de 6 m. Na Figura 5.30 são apresentadas as curvas carga $\times$ recalque de todas as provas de carga realizadas nas estacas apiloadas, executadas em SCC, com diâmetro igual a 20 cm e comprimento de 6 m. Na Figura 5.31 são apresentadas as curvas carga $\times$ recalque de todas as provas de carga realizadas nas estacas apiloadas, executadas em SCP, com diâmetro igual a 20 cm e comprimento de 6 m. Apresenta-se, nas Figuras 5.32 a 5.39, as curvas carga $\times$ recalque obtidas para cada uma dessas estacas isoladamente e os valores obtidos nos relógios comparadores. Os valores de cargas aplicadas e os respectivos recalques, bem como as características das estacas, são apresentados no Anexo III..

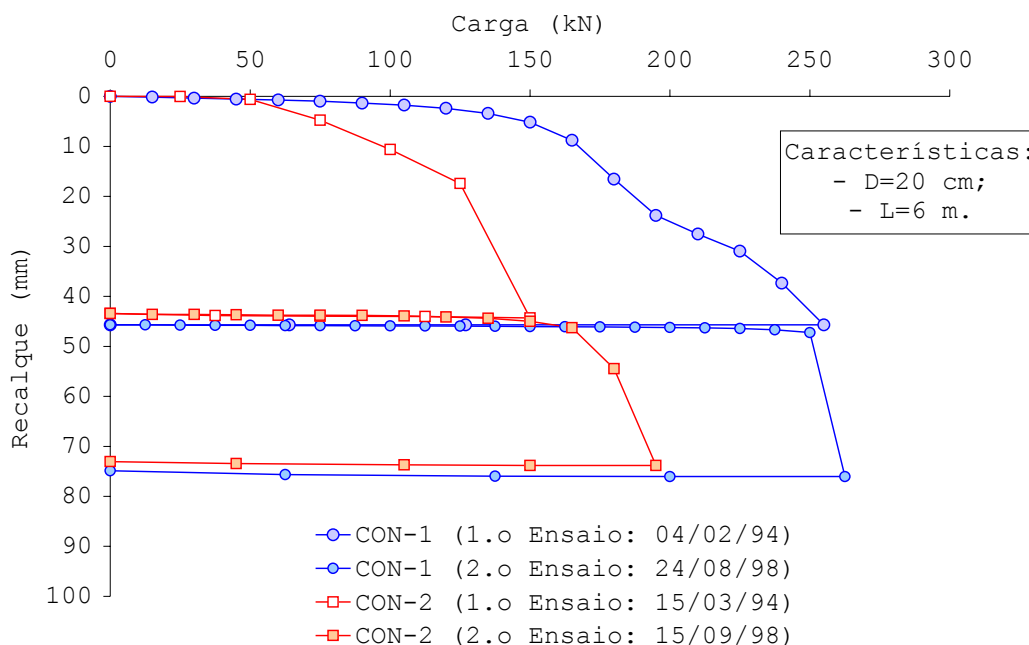


Figura 5.29 - Carga x recalque das estacas apiloadas confeccionadas em concreto.

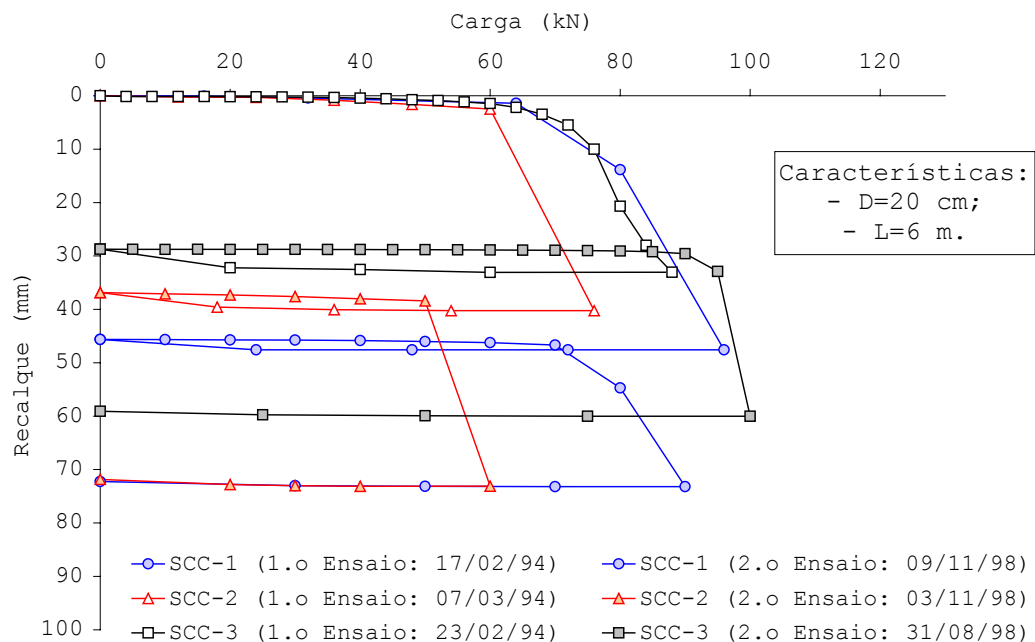


Figura 5.30 - Carga x recalque das estacas apiloadas confeccionadas em SCC.

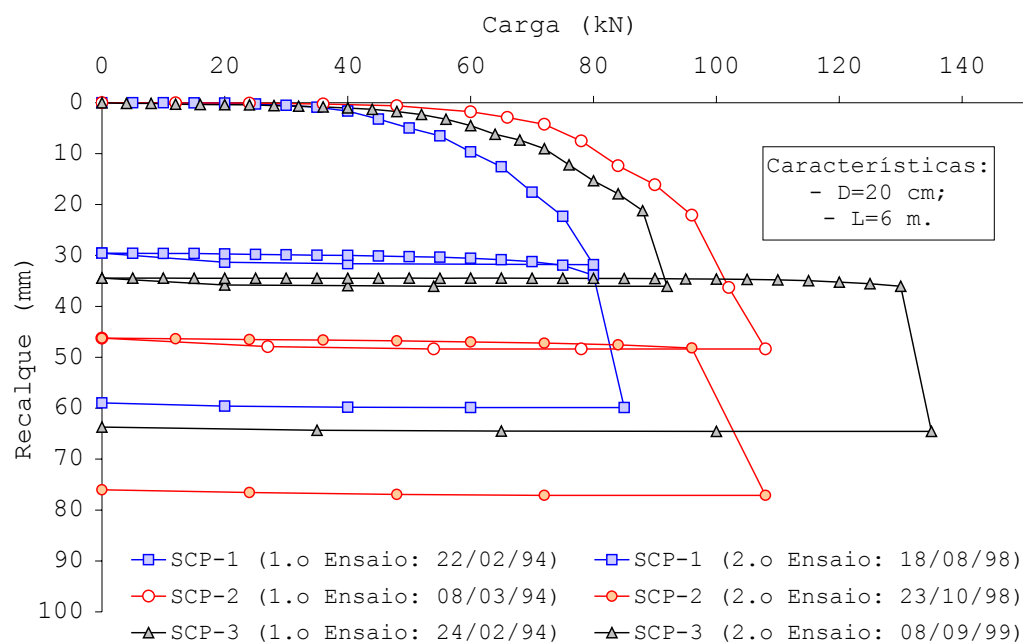


Figura 5.31 – Carga x recalque das estacas apiloadas confeccionadas em SCP

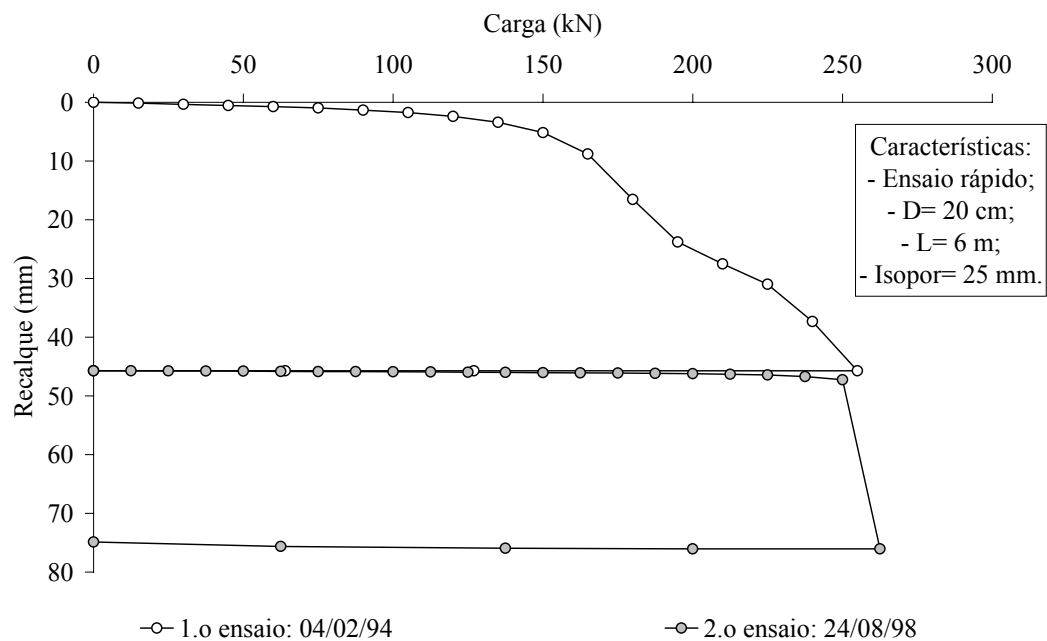


Figura 5.32 - Carga x recalque da estaca apiloada CON-1.

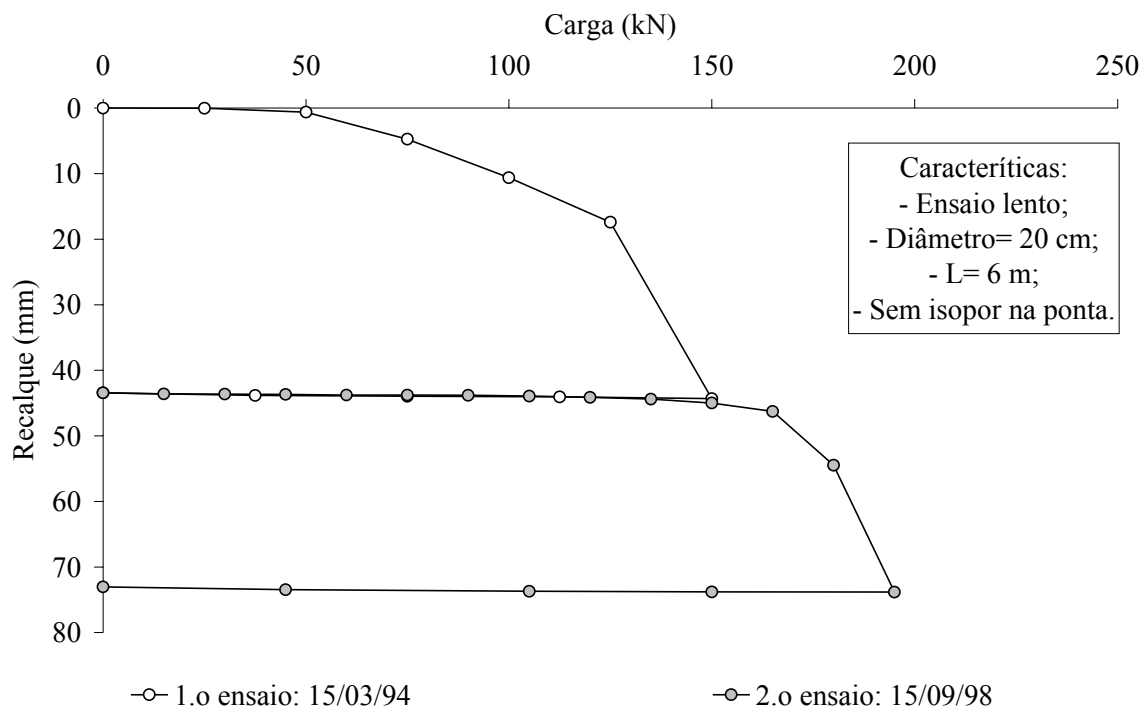


Figura 5.33 - Carga x recalque da estaca apiloada CON-2.

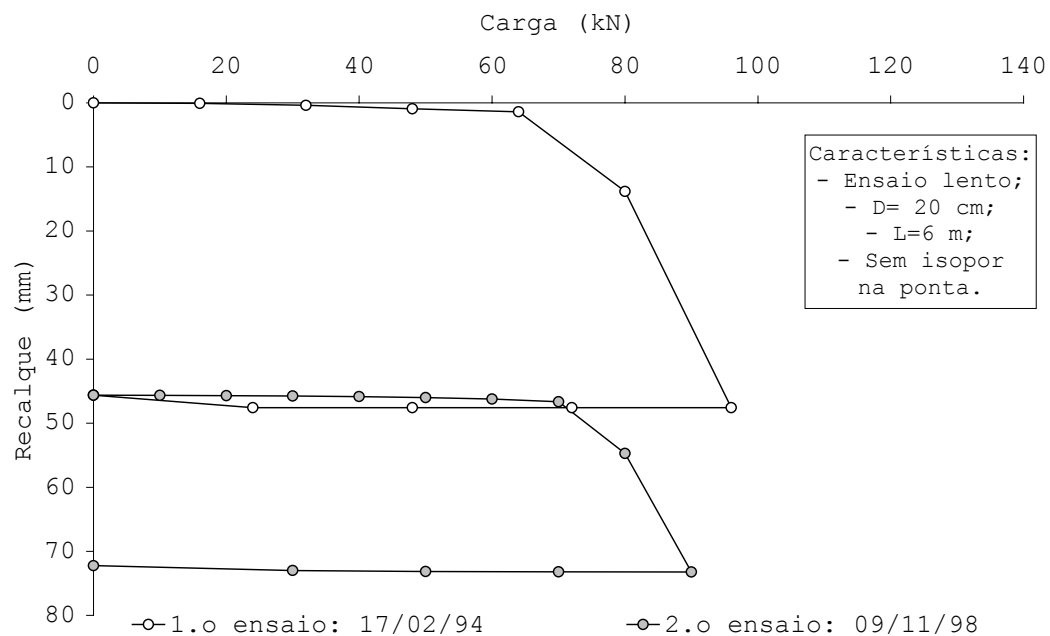


Figura 5.34 - Carga x recalque da estaca apiloadada SCC-1.

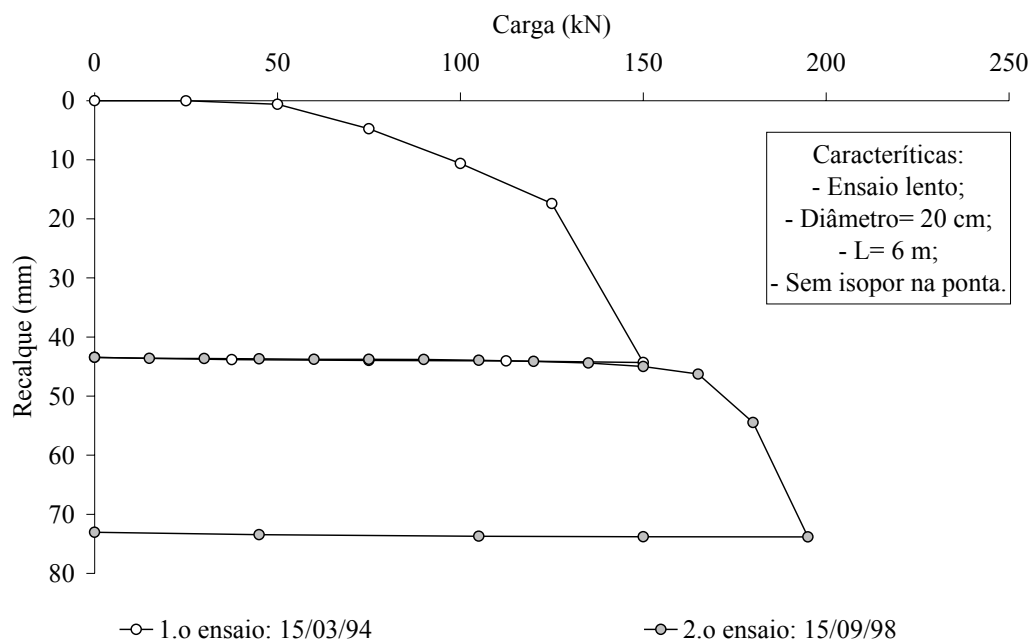


Figura 5.35 - Carga x recalque da estaca apiloadada SCC-2.

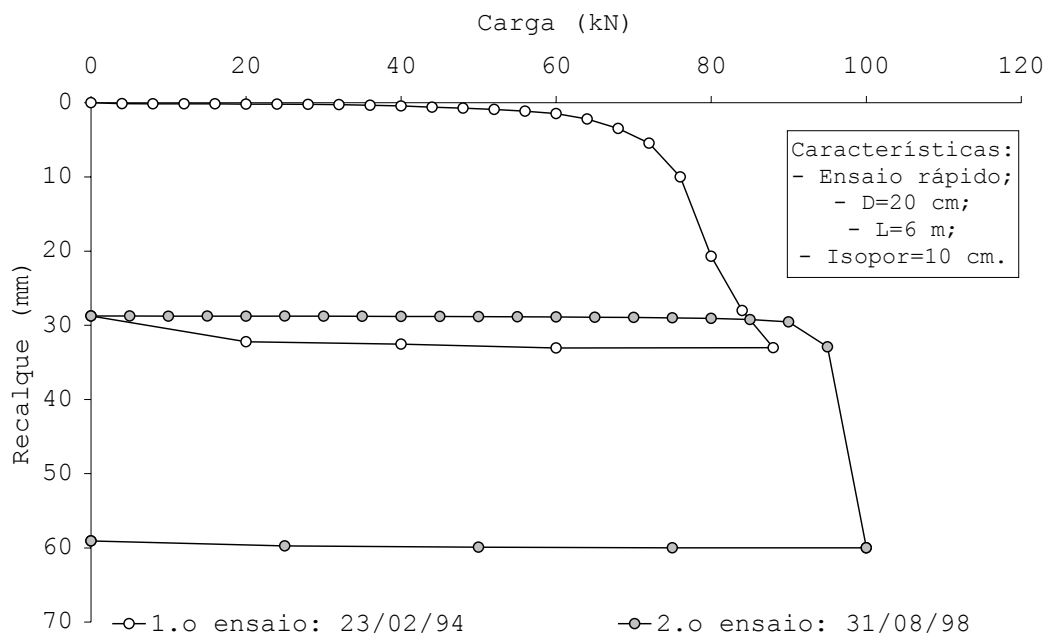


Figura 5.36 - Carga x recalque da estaca apiloada SCC-3.

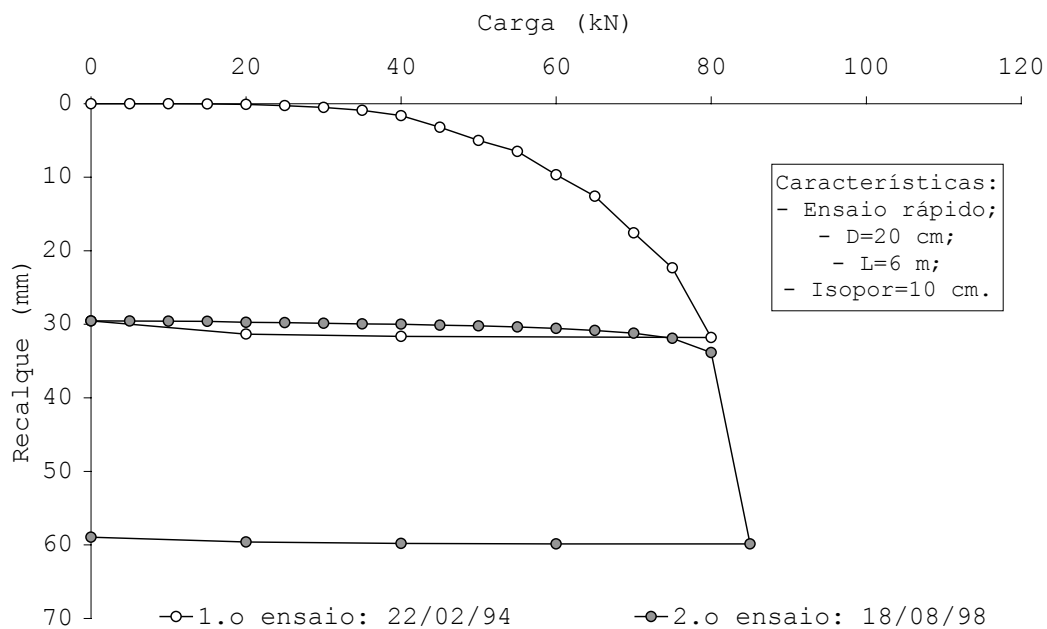


Figura 5.37 - Carga x recalque da estaca apiloada SCP-1.

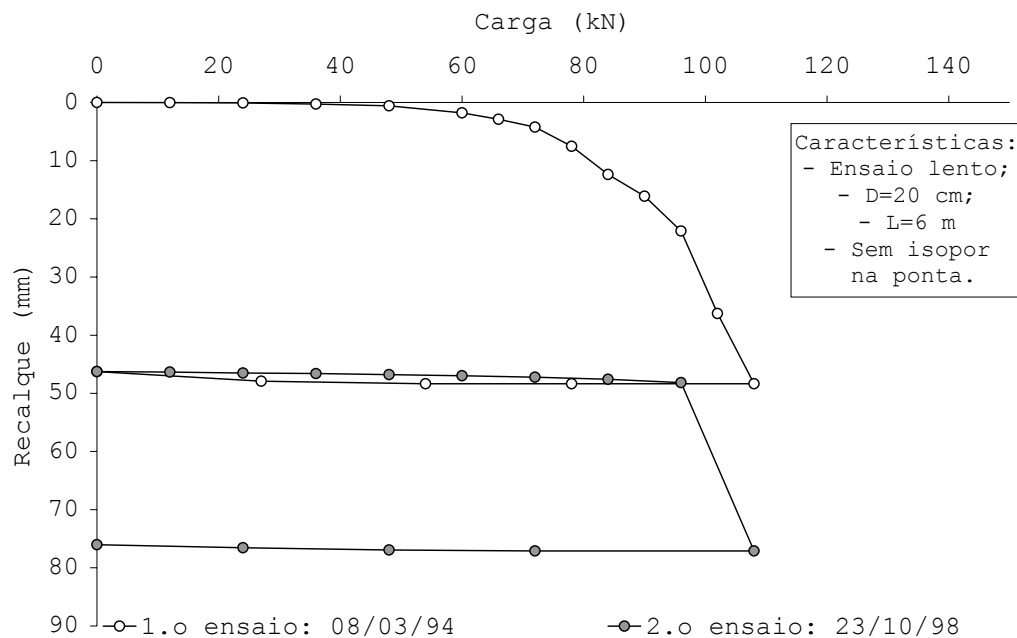


Figura 5.38 - Carga x recalque da estaca apiloada SCP-2.

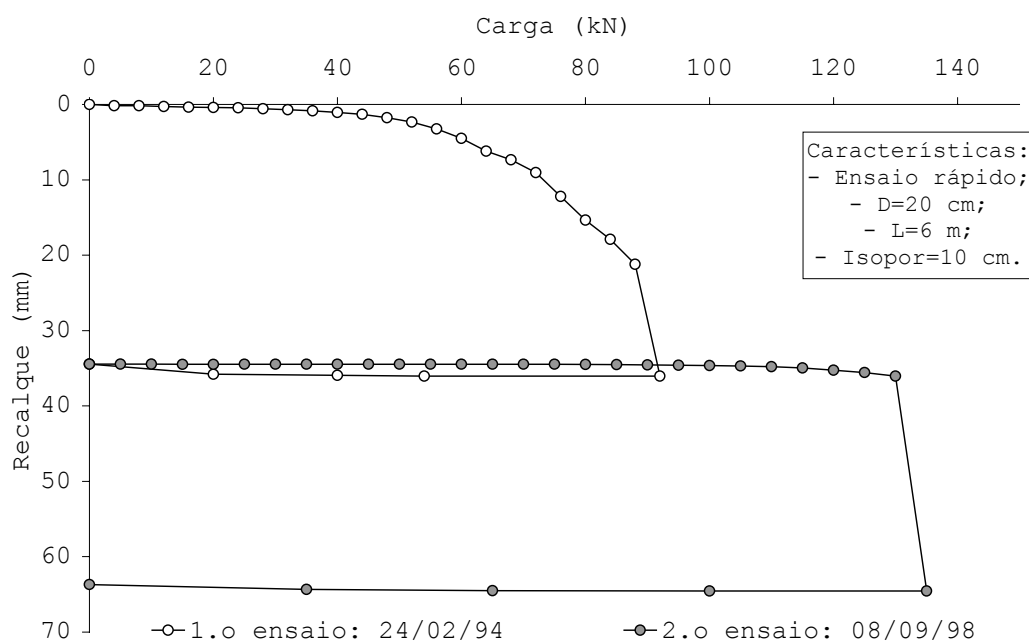


Figura 5.39 - Carga x recalque da estaca apiloada SCP-3.

5.4.2 Provas de carga realizadas nas estacas escavadas

Na Figura 5.40 apresenta-se as curvas carga $\times$ recalque de todas as provas de carga realizadas nas estacas escavadas de diâmetro igual a 32 cm e comprimento de 10 m. Nas Figuras 5.41 a 5.46 são mostradas as curvas carga $\times$ recalque obtidas para cada uma das estacas. No anexo IV são apresentados os valores de leitura obtidos nos relógios comparadores.

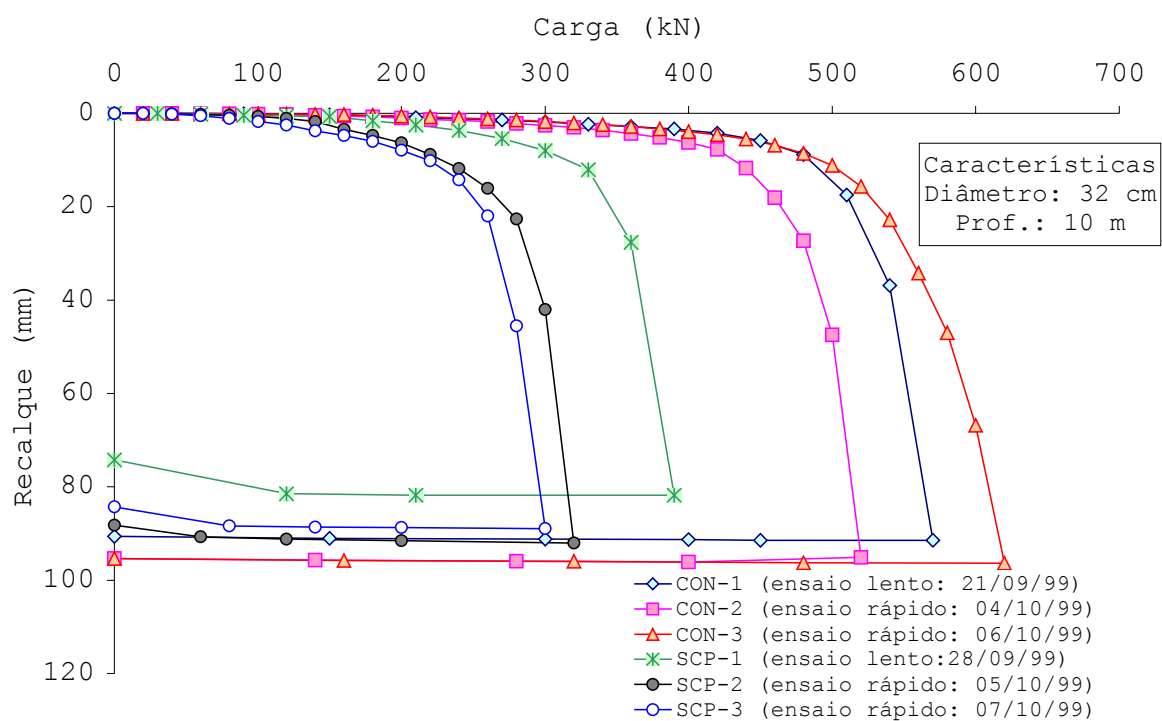


Figura 5.40 – Carga x recalque das provas de carga realizadas nas estacas escavadas

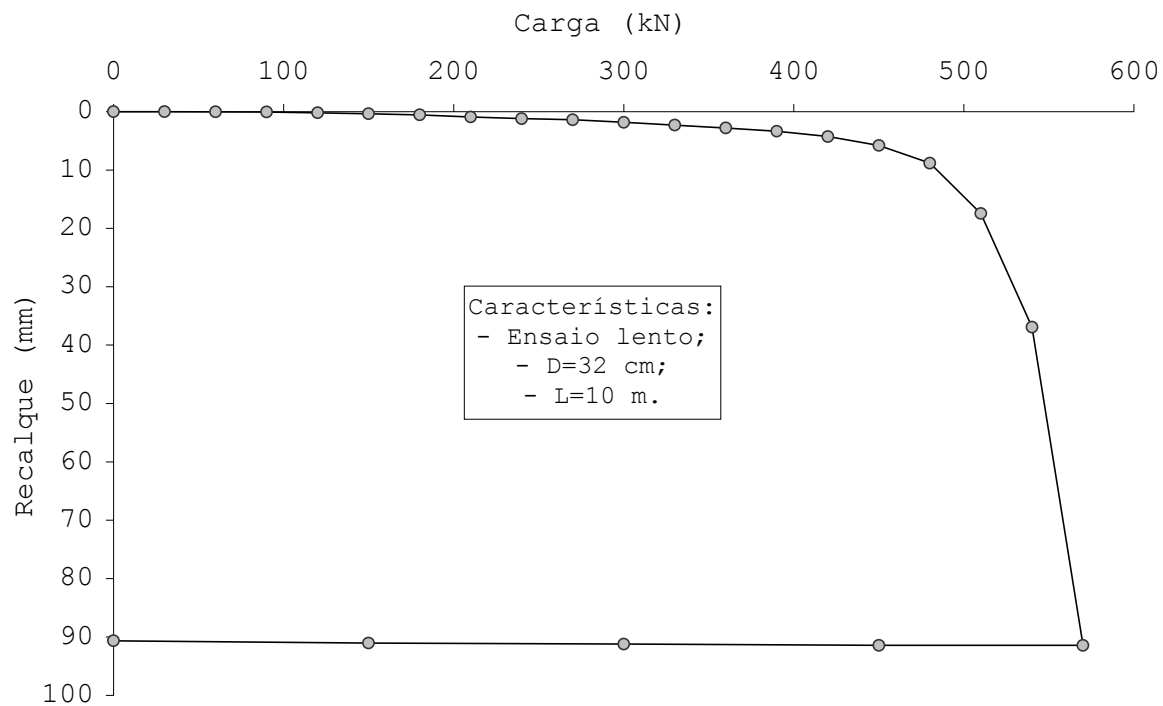


Figura 5.41 – Carga x recalque da estaca escavada CON-1.

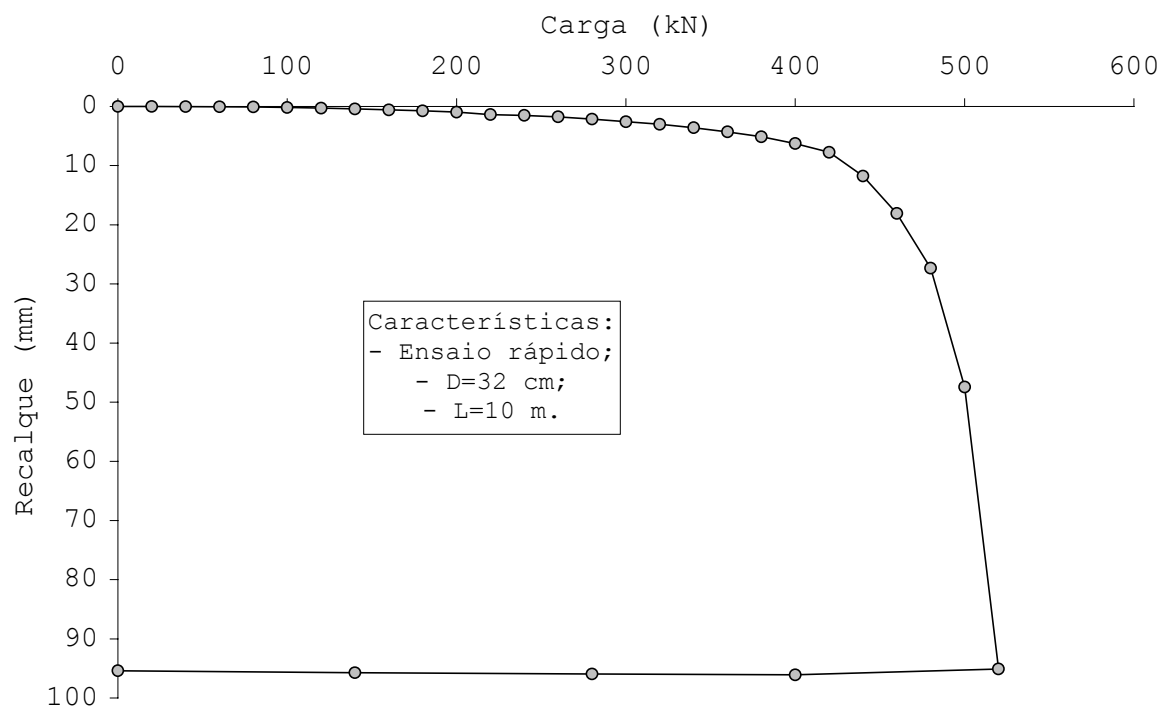


Figura 5.42 – Carga x recalque da estaca escavada CON-2.

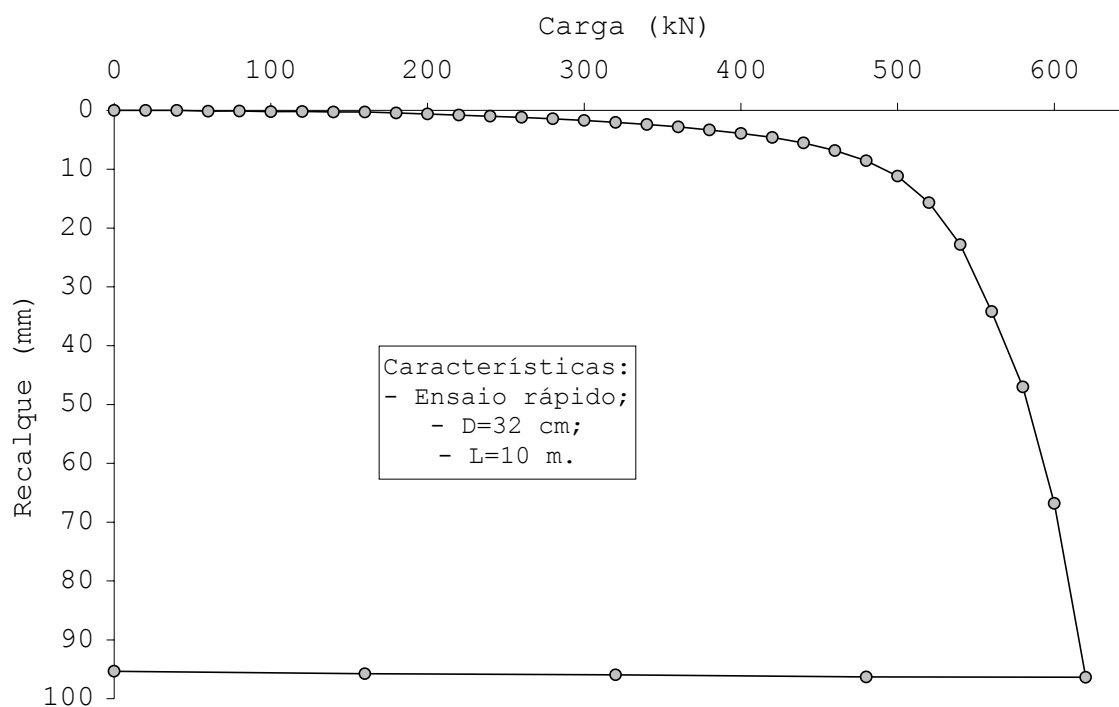


Figura 5.43 – Carga x recalque da estaca escavada CON-3

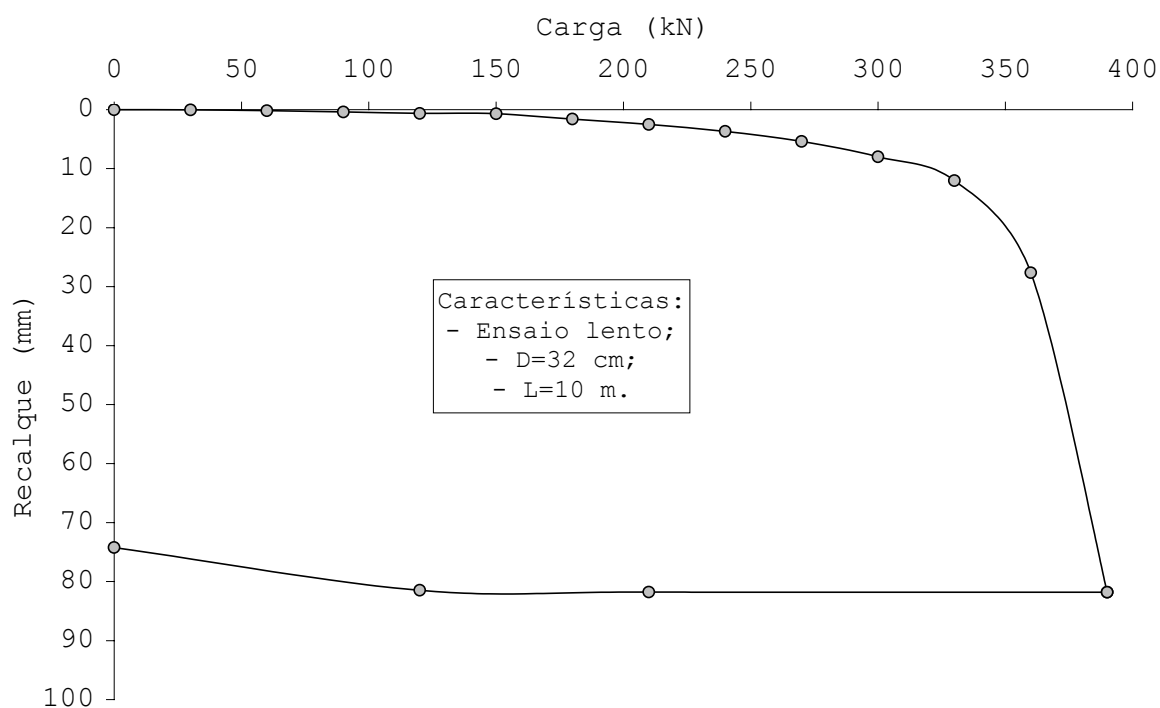


Figura 5.44 – Carga x recalque da estaca escavada SCP-1

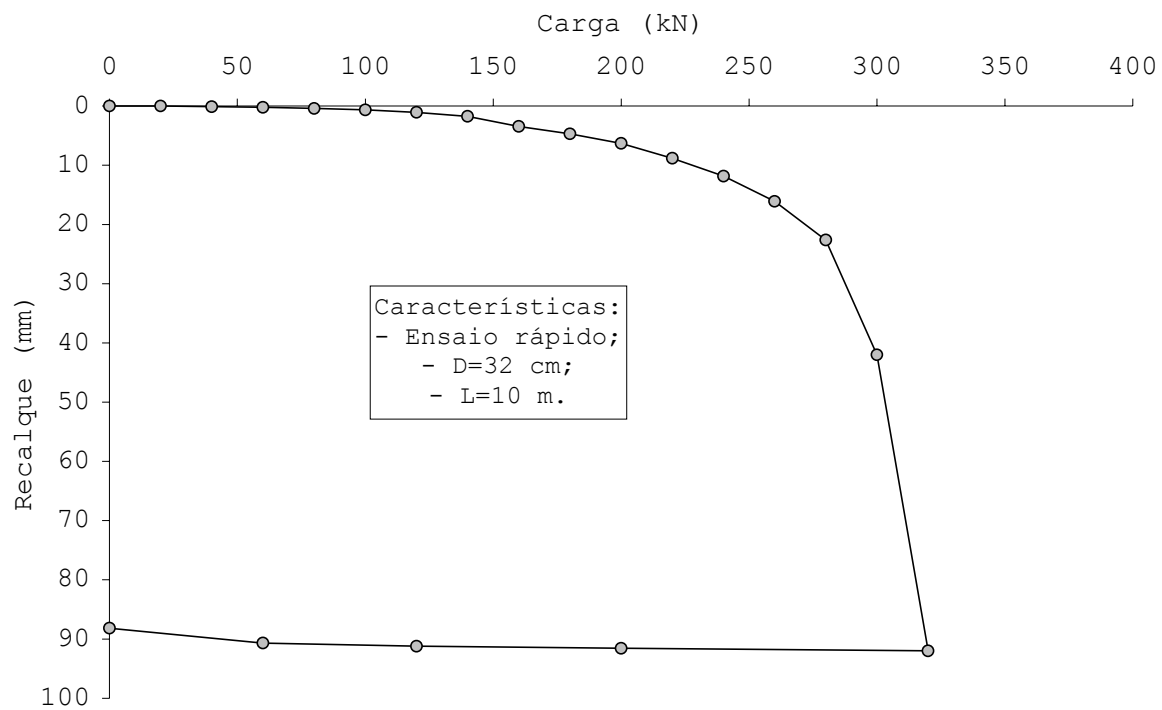


Figura 5.45 – Carga x recalque da estaca escavada SCP-2

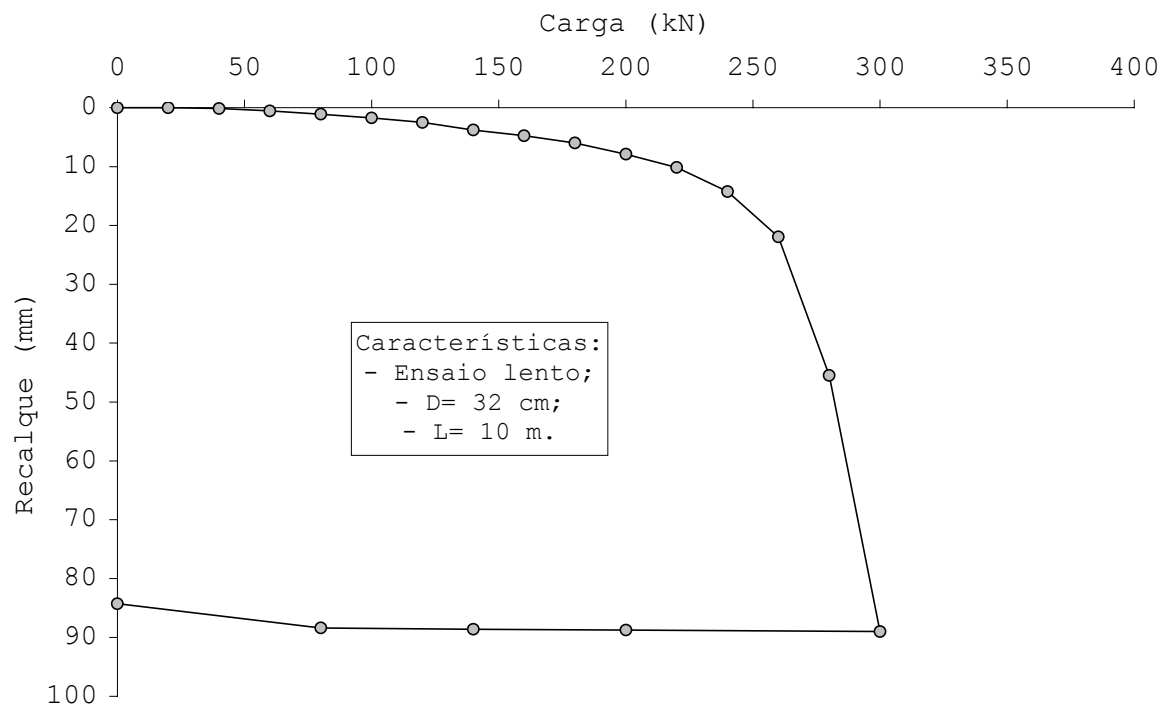


Figura 5.46 – Carga x recalque da estaca escavada SCP-3

5.5 Encurtamento do material durante a realização das provas de carga

Apresenta-se, nas Figuras 5.47 a 5.52, as curvas relativas ao encurtamento do elemento estrutural, ocorrido nos trechos instrumentados, durante a aplicação dos carregamentos. Os trechos instrumentados situam-se nas profundidades de 0 m a 3 m, 0 m a 7 m e 0 m a 10 m. No Anexo V são apresentados os respectivos valores numéricos.

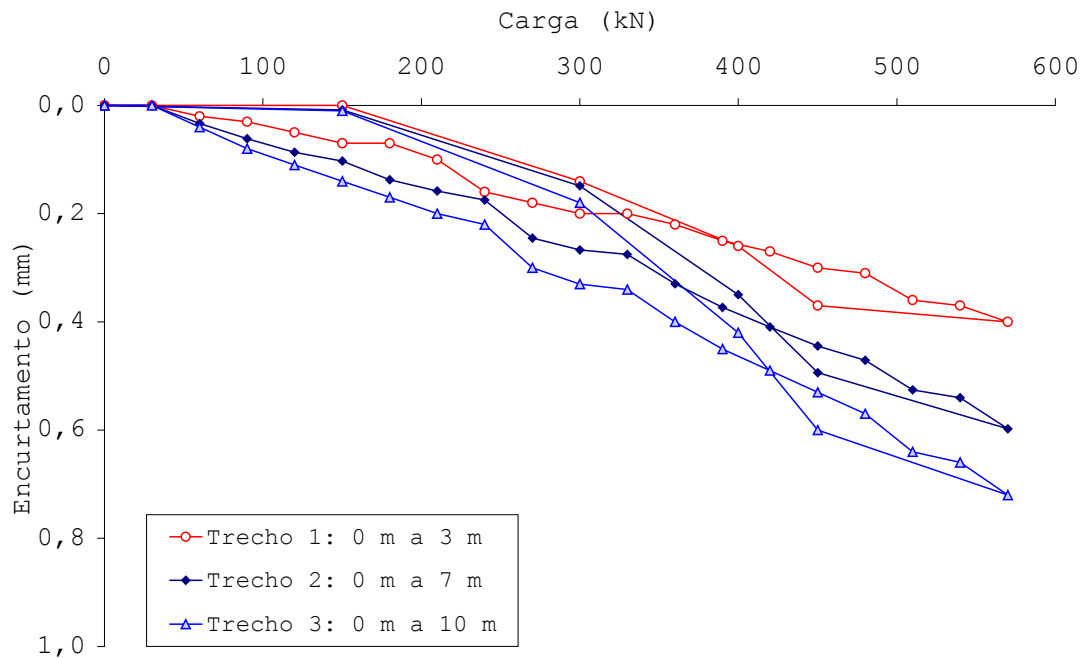


Figura 5.47 – Encurtamento da elemento estrutural (estaca escavada CON-1)

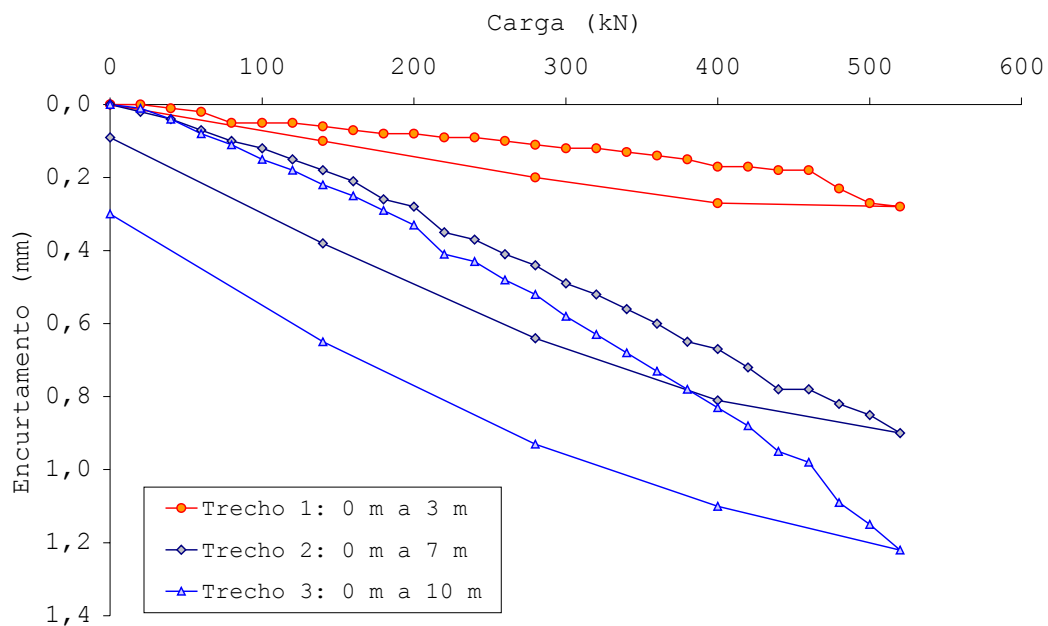


Figura 5.48 – Encurtamento do elemento estrutural (estaca escavada CON-2)

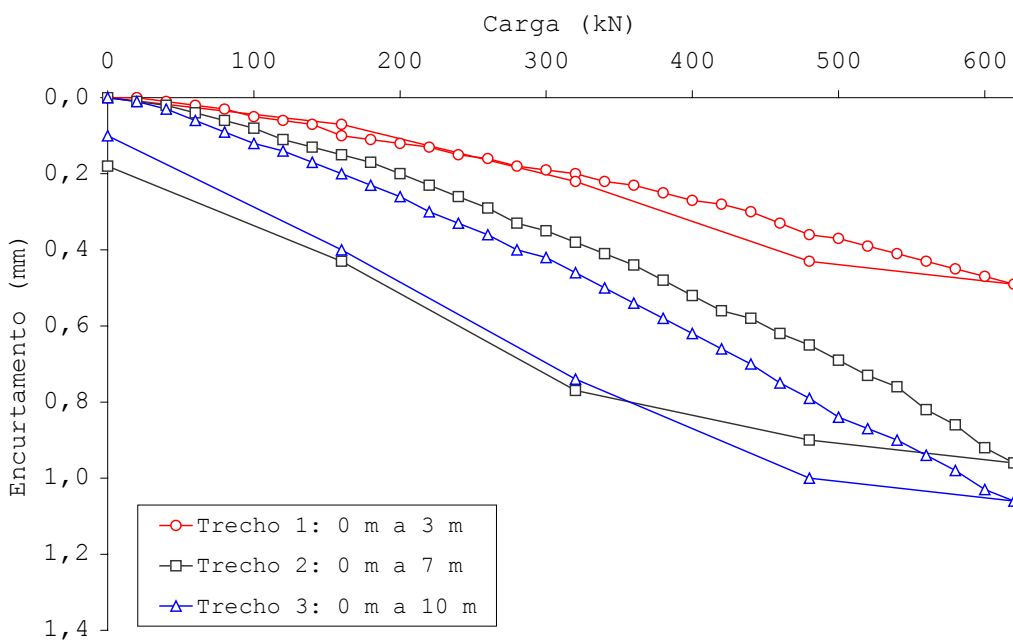


Figura 5.49 – Encurtamento do elemento estrutural (estaca escavada CON-3)

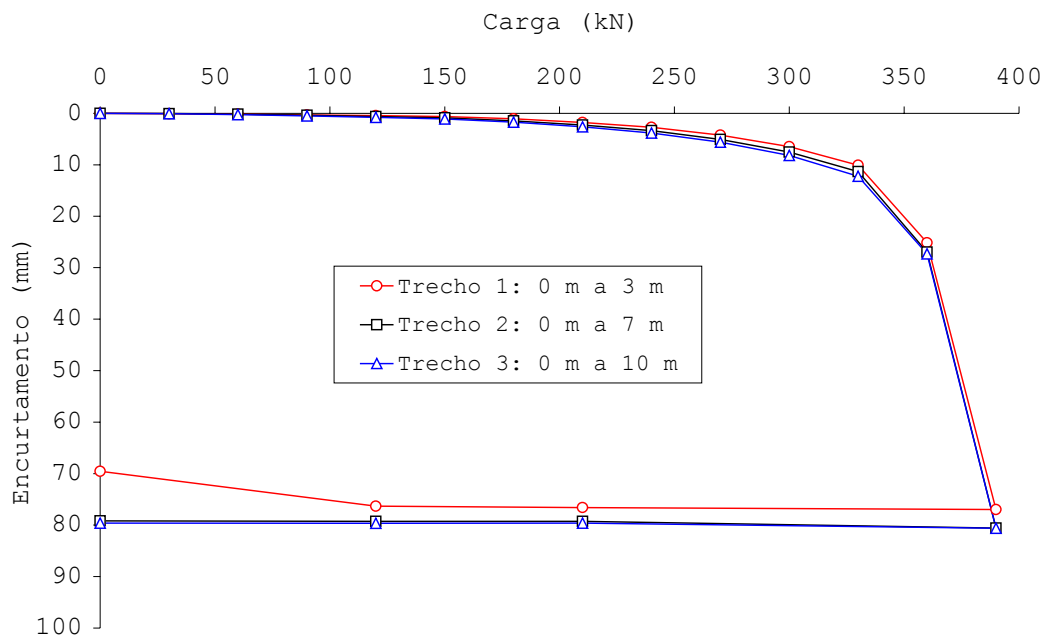


Figura 5.50 – Encurtamento do elemento estrutural (estaca SCP-1)

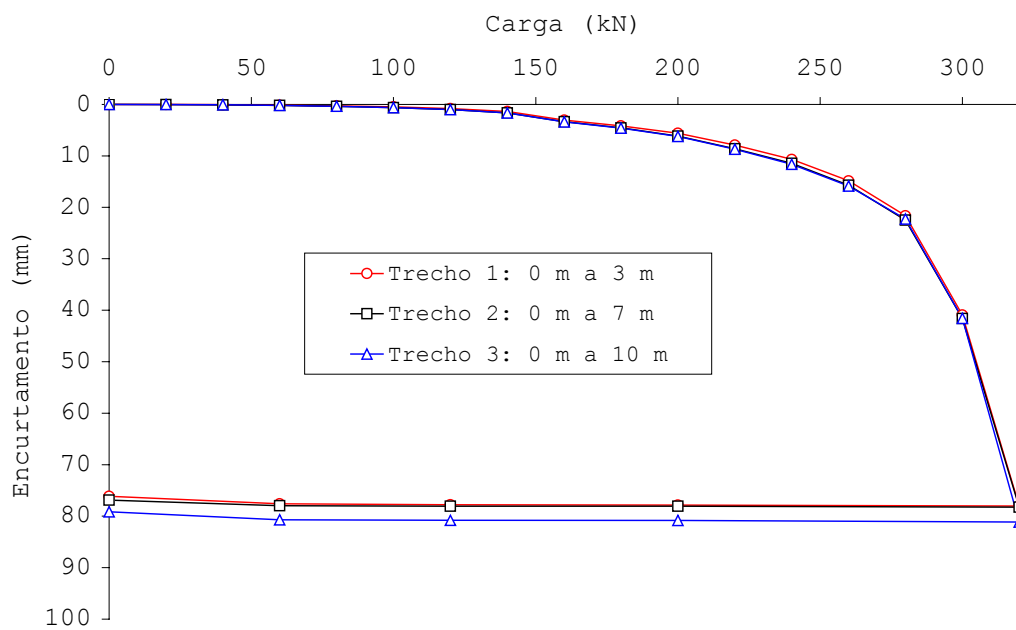


Figura 5.51 – Encurtamento do elemento estrutural (estaca SCP-2)

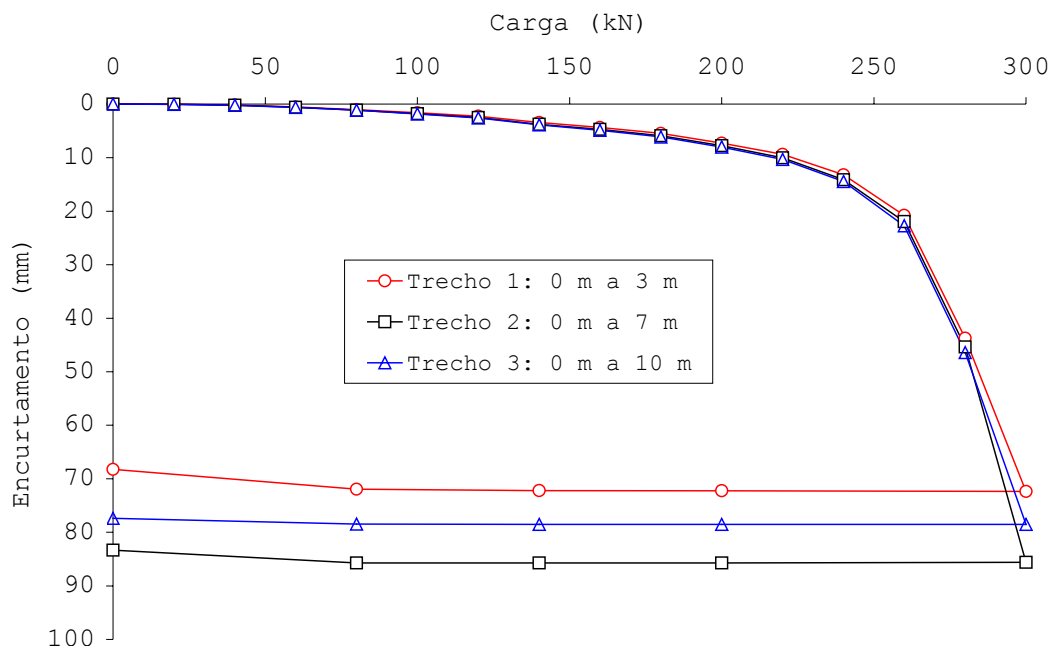


Figura 5.52 – Encurtamento do elemento estrutural (estaca SCP-3)

5.6 Custo unitário das estacas de SCP e de concreto

No Quadro 5.31 são apresentadas as quantidades dos materiais consumidos na execução das três estacas escavadas de SCP e nas três de concreto. Para efeito de determinação do custo, optou-se por trabalhar com os coeficientes da TCPO, uma vez que, visando não danificar a instrumentação, o ritmo de moldagem das estacas foi bastante lento.

Apresenta-se, no Quadro 5.32, as composições de custo por unidade de volume para o preparo e o lançamento do SCP e do concreto no furo das estacas escavadas.

Quadro 5.17 – Quantidade de materiais consumidos

Materiais	Quantidades	
	Estaca de SCP L = 9 m	Estaca de Concreto L = 10 m
Cimento CP32 IIE	450 kg	675 kg
Areia Grossa		1,458 m ³
Cascalho 01		1,458 m ³
Solo A4	2,916 m ³	

Quadro 5.18 – Composições de custo unitário das estacas escavadas (R\$)

Unidade:	(m³)	18/05/00	Estaca:	SCP	Concreto	
Diâmetro (cm):	32		L (m)	9	10	
n.o estacas:	3		Volume(m³)	2,17	2,41	
Cotação do US\$: R\$1,80						
Insumos	Consumo	Unid.	Unitário	Material	Mdo	Total
Estaca de SCP						
Cimento	207,2	kg	0,20	42,14		42,14
Solo	1,343	m³	3,00	4,03		4,03
Pedreiro	2	h	1,94		3,88	3,88
Ajudante	12	h	1,58		18,96	18,96
Leis Sociais	126,80	%			25,74	48,58
Betoneira	0,714	h	0,93		0,66	0,66
Custo total				46,17	49,24	95,41
Estaca de Concreto: TCPO 10 – Código 050149						
Cimento	268	kg	0,20	54,51		54,51
Areia	0,9326	m³	26,37	24,59		24,59
Pedra	0,836	m³	22,39	18,72		18,72
Pedreiro	2	h	1,94		3,88	3,88
Ajudante	12	h	1,58		18,96	18,96
Leis Sociais	126,8	%			25,74	48,58
Betoneira	0,714	h	0,93		0,66	0,66
Custo total				97,82	49,24	147,06
Redução do custo total (%):						35,12
Redução do custo considerando-se apenas o consumo de materiais (%):						52,80

6. Discussão

6.1 Campo experimental

6.1.1 Ensaios *in-situ*

Através dos ensaios SPT, observou-se a ocorrência de uma camada de solo superficial mais resistente até a profundidade de 1 m, com valores médios de $N\text{-SPT} = 6$. Para as profundidades de 1 m a 8 m, os valores obtidos foram sempre menores do que 6. A partir dos 9 m, observa-se a ocorrência de aumento dos valores de N-SPT, obtendo-se, contudo, valores sempre inferiores a 15. Na Figura 5.2 observa-se que, até a profundidade de 8 m, a terceira sondagem apresentou valores de N superiores à média obtida nas cinco sondagens realizadas. Na segunda sondagem, devido a uma provável anomalia do solo, encontrou-se N-SPT igual a zero para a profundidade de 7 m.

A identificação do perfil do subsolo, realizada através das sondagens, indicou a presença de areia fina pouco argilosa, fofa a medianamente compacta, de cor marrom avermelhada até a profundidade de 13,5 m. A partir dessa profundidade, até 16 m, encontrou-se areia fina pouco argilosa, medianamente compacta, porém de cor marrom amarelada, com presença de seixos dispersos. As sondagens foram interrompidas aos 16 m em razão da presença da linha de seixos, dificultando o prosseguimento do trabalho. O lençol freático não foi encontrado em nenhuma das sondagens realizadas.

Os valores médios de torque, Quadro 5.1, indicaram tendência de crescimento em função da profundidade, com mínimo de 13 ($N \times m$) e máximo de 90 ($N \times m$), apresentando relação $T_m/N_m\text{-SPT}$ sempre menor que 10 ($N \times m$).

Os valores obtidos de N-SPT, e a sua identificação, indicam que o solo do campo experimental é representativo dos solos que cobrem grandes extensões de área no Estado de São Paulo.

Os dados obtidos nos ensaios CPT, em função da profundidade, mostraram valores médios crescentes de resistência de ponta (q_c) e de resistência por atrito lateral (f_c), com máximos de $q_c = 7$ MPa e $f_c = 314,5$ kPa.

6.1.2 Ensaios laboratoriais

a) Limites de consistência e análise granulométrica

Os resultados obtidos nos ensaios para a determinação do LL e do LP indicaram pouca variação ao longo da profundidade, o mesmo acontecendo com as porcentagens de areia, silte e argila. Tem-se um perfil de subsolo homogêneo e sem a presença do lençol freático, apresentando, portanto, condições propícias à implantação do campo experimental.

b) Índices Físicos

Os valores de índices físicos, Quadro 5.3, foram obtidos através dos corpos-de-prova utilizados nos ensaios de compressão simples, cisalhamento direto, triaxiais e adensamento. Observa-se, para os primeiros metros, resultados de índice de vazios superiores a 0,8; porosidades superiores a 40%; e graus de saturação inferiores a 30%. Segundo Ferreira et al. (1989), estes valores são indicativos da presença de solos colapsíveis.

c) Permeabilidade

Os resultados obtidos, Quadro 5.4, indicam valores de permeabilidade vertical $K_{V,20}$ três vezes superiores à permeabilidade horizontal $K_{H,20}$ para os três primeiros metros de profundidade. Para o quarto metro houve uma variação brusca devido, provavelmente, a uma anomalia da amostra de solo, com $K_{V,20}$ dezessete vezes superior a $K_{H,20}$. Para as profundidades restantes as diferenças foram pequenas. Os valores de permeabilidade encontrados, da ordem de 10^{-3} cm/s até a profundidade de 10 m, estão dentro do esperado para solos arenosos.

d) Resistência

Os ensaios de resistência à compressão simples, Quadro 5.5, apresentaram valores de magnitude variada, não indicando nenhuma tendência de correlação com a profundidade. Os ensaios triaxiais indicaram valor médio de ângulo de atrito $\phi' = 27,38$ nos primeiros sete metros de profundidade. Os valores de intercepto de coesão variaram de $c' = 25,1$ kPa a $c' = 99,3$ kPa, não apresentando nenhuma tendência de crescimento em relação à profundidade. Os ensaios de cisalhamento direto, até a profundidade de 15 m, indicaram valor médio de ângulo de atrito $\phi = 31,28$ ao longo da profundidade. Esses valores de intercepto de coesão são considerados baixos, com média de $C = 2$ kPa até 7 m, aumentando para $C = 18,3$ kPa a partir dessa profundidade.

e) Compactação

Os parâmetros do ensaio de compactação, Quadro 5.6, apresentam pequena variação ao longo da profundidade, com os seguintes valores médios: $w_{ot} = 12,06\%$ e $\gamma_{s,máx} = 19,4$ kN/cm³. O grau de compactação apresenta valores crescentes com a profundidade, com valor mínimo de 69% à profundidade de 3 m e máximo de 83% na profundidade de 13 m.

f) Adensamento

Os parâmetros de adensamento, Quadro 5.7, apresentam valores de índice de compressão uniformes até a profundidade de 11 m, com média de $I_C' = 0,35$ para o solo em sua umidade natural. Para o solo pré-inundado, os valores do índice de compressão foram praticamente idênticos aos do solo com sua umidade natural, com média de $I_C = 0,33$. A pressão de pré-adensamento indicou resultados de 50% a 20% inferiores aos obtidos com o solo em sua umidade natural, com média de 30%.

Através dos ensaios realizados com inundação, em determinados níveis de pressão, foram obtidos os valores dos índices de colapso (i) para o solo em estudo. Esses valores foram obtidos através da seguinte equação:

$$i = \Delta e / (1 + e), \text{ onde:} \quad (15)$$

e = índice de vazios; e

Δe = variação do índice de vazios.

Vargas (1990) considera colapsíveis solos que apresentem índices $i > 0,02$. Os valores apresentados no Quadro 5.8 e na Figura 5.9 indicam que o solo em estudo, dependendo da pressão aplicada, é considerado colapsível até 7 m de profundidade.

6.2. Solo componente do solo-cimento

O solo componente do solo-cimento, coletado no km 48 da Rodovia dos Barrageiros, apresenta índices físicos, limites de *Atterberg* e parâmetros de granulometria semelhantes ao do campo experimental. Trata-se de um solo A4 e, portanto, recomendado para a produção de solo-cimento. A sua utilização na confecção das estacas escavadas se deu em razão de o mesmo já ter sido aplicado nas estacas apiloadas anteriormente executadas.

6.3 Solo-cimento

6.3.1 Solo-cimento compactado - SCC

De acordo com Segantini (1994), em termos de trabalhabilidade, o SCC não apresenta a viabilidade requerida para ser aplicado em estacas, demonstrando haver excessivo consumo de tempo e mão-de-obra em sua aplicação. O lançamento em camadas sucessivas de pequena espessura, associado à necessidade de compactação e escarificação da superfície das camadas recém lançadas, para depois proceder-se aos novos lançamentos, faz com que a sua execução se torne bastante lenta.

Observou-se haver necessidade de controle e fiscalização rigorosos em todas as suas etapas, através da verificação da espessura da camada de lançamento, controle da umidade ótima e da compactação.

Constatou-se que, para garantir uma perfeita homogeneização, o solo deve estar destorroado e bem seco antes de ser misturado ao cimento. No caso de haver umidade em excesso, as partículas de cimento se aglutinam, provocando a formação de torrões de cimento. O solo deve, portanto, ser estocado de maneira que fique protegido da umidade e das intempéries.

6.3.2 Solo-cimento plástico – SCP

A utilização do SCP permitiu maior rapidez na produção e aplicação do material. A mistura dos componentes em betoneira propiciou uma maior agilidade ao processo, eliminando-se diversas etapas, desde a produção até o lançamento. Propiciou também melhoria na qualidade do produto final, possibilitando perfeita homogeneização dos componentes.

Verificou-se, no entanto, que utilizando o mesmo teor de cimento, obtém-se valores de resistência inferiores aos alcançados pelo SCC, pois este requer fator a/c menor, além de contar com a energia de compactação utilizada na sua moldagem. Esse fato evidencia a necessidade de se utilizar teores de cimento superiores aos aplicados para o SCC, de forma a se obter resistências à compressão equivalentes.

De maneira análoga ao processo utilizado na produção do concreto, cuidado especial deve ser dado ao controle de umidade, que poderá ser feito inicialmente através do *slump-test* e posteriormente apenas pelo controle do volume de água a ser adicionado para o traço especificado.

As condições de trabalhabilidade para a produção do SCP em betoneira não se assemelham às do concreto. Existe certa tendência de aglutinação da massa na superfície interna da betoneira, principalmente na homogeneização do primeiro traço, quando ainda não se sabe qual é o volume necessário de água a ser adicionado. Após tomar-se conhecimento da quantidade necessária de água para se atingir o *slump* especificado, esta poderá ser colocada na betoneira antes dos outros componentes. Esse procedimento elimina a tendência de aglutinação e a homogeneização se processa de forma satisfatória.

A moldagem das estacas de SCP é feita simplesmente através do lançamento do material dentro do furo, sem qualquer tipo de compactação ou adensamento. De maneira semelhante ao lançamento do concreto, contudo, é também possível efetuar-se o adensamento com o emprego de vibradores de imersão.

A ruptura de corpos-de-prova cilíndricos de 5 cm x 10 cm serviu para mostrar as tendências de resistência e o comportamento do SCP ao longo do tempo, observando-se que o material continua a ganhar resistência de forma considerável, após os 28 dias de cura em câmara úmida.

Os resultados obtidos, Quadro 5.11, serviram para mostrar as tendências de comportamento e consubstanciar a escolha da dosagem utilizada, que foi feita com base nos valores de resistência à compressão simples e considerando-se também a trabalhabilidade. Observou-se, na moldagem dos corpos-de-prova, que para teores de umidade superiores a 24%, o material se torna mais trabalhável. Assim, adotou-se a dosagem composta por 14% de cimento e 27% de água, ambos em relação à massa de solo.

A partir de então, adotando-se essa dosagem, passou-se a trabalhar com corpos-de-prova de diâmetro igual a 15 cm e altura de 30 cm. A ruptura desses corpos-de-prova foi feita objetivando-se a obtenção de informações a respeito do comportamento do material ao longo do tempo, além de possibilitar a utilização do aparelho de módulo fabricado pela CESP, visando a obtenção das deformações e determinação do módulo de elasticidade.

Utilizando a dosagem composta por 14% de cimento e 27% de umidade, observa-se aumento da resistência até a idade de 240 dias de cura, obtendo-se para essa idade $\sigma_{R,240} \cong 11$ MPa, conforme pode ser verificado no Quadro 5.12 e na Figura 5.24, nos quais se mostra a evolução da resistência do SCP com o tempo. Esse fato é importante e poderá, em função do cronograma de obra, ser considerado pelos projetistas na determinação da tensão admissível do material.

Da mesma maneira, observou-se crescimento do valor do módulo de elasticidade até a idade de 240 dias, quando também houve estabilização, obtendo-se para essa idade $E_{40\%} \cong 10$ GPa, conforme pode ser observado no Quadro 5.12 e na Figura 5.25.

Na realização dos ensaios de compressão simples, antes de se atingir a carga de ruptura, foram realizados dois ciclos de carregamento e descarregamento. Em cada um desses ciclos, aplicou-se carregamento máximo equivalente a 40% da carga prevista para a ruptura. Observou-se, através desse procedimento, que ao se retirar os carregamentos, o corpo de prova volta à sua altura original, significando que para esse nível de tensão o material se mantém no regime elástico.

Os resultados obtidos em laboratório, através do *slump-test* indicaram que para se trabalhar com teor de umidade a 27%, os abatimentos devem situar-se em torno de 10 cm, conforme se observa na Figura 5.34. A ruptura dos corpos-de-prova, aos 28 dias, Figura 5.35,

mostrou que ocorre redução da resistência à compressão simples com o aumento dos valores de abatimento no cone de *Abrams*.

Com relação aos tipos de cura pesquisados, os resultados obtidos de resistência à compressão, Figura 5.36, mostraram que praticamente não há diferença entre os valores obtidos através da cura por imersão em água e os da cura em câmara úmida. A cura ao ar livre, no entanto, mostrou valores inferiores, com declínio mais evidente a partir de décimo quarto dia, com redução de cerca de 16% na resistência à compressão simples.

6.4 Provas de carga

6.4.1 Reensaio nas estacas apiloadas

No Quadro 6.1, a seguir, são apresentados os resultados obtidos no reensaio. Nas Figuras 5.29 a 5.39 são mostradas as curvas carga $\times$ recalque obtidas. Observa-se que praticamente não houve alteração no comportamento das estacas em termos de capacidade carga.

A estaca SCC-2 apresentou redução de capacidade de carga. Em inspeção visual efetuada no local, não se constatou indícios de quaisquer danos que pudessem justificar a perda de resistência. Observa-se, através da Figura 5.43, que no primeiro ensaio houve declínio acentuado na curva carga $\times$ recalque após a aplicação da carga de 60 kN. Esse mesmo comportamento se manifestou no segundo ensaio, a partir da aplicação da carga de 50 kN.

Quadro 6.1 – Cargas máximas e recalques das estacas apiloadas

Estaca	Tipo de ensaio	P _R (kN) 1.o ensaio	Recalque (mm)	P _R (kN) 2.o ensaio	Recalque (mm)
CON-1	Rápido	255	45,02	262,5	30,34
CON-2	Lento	150	44,33	195	29,61
SCC-1	Lento	96	47,56	90	27,58
SCC-2	Lento	76	40,12	60	36,25
SCC-3	Rápido	88	32,61	100	31,27
SCP-1	Rápido	80	31,13	85	30,30
SCP-2	Lento	108	48,34	108	30,85
SCP-3	Rápido	92	35,74	135	30,10

O aumento das cargas máximas, observados na segunda prova de carga, ocorreu provavelmente em razão da mobilização da resistência de ponta, uma vez que essas estacas foram confeccionadas deixando-se um elemento de isopor em sua ponta para justamente eliminar a resistência de ponta na realização da primeira prova de carga. Segantini (1994) discute os resultados obtidos na primeira prova de carga.

Com relação aos recalques, observa-se, na maioria dos casos, que os deslocamentos começam a acontecer somente quando os carregamentos aplicados se aproximam ou superam os valores de ruptura obtidos na primeira prova de carga. Vale ressaltar que a carga máxima aplicada, em cada ensaio, foi considerada como sendo a carga de ruptura, pois, na realização das provas de carga, ficou evidente a não estabilização dos recalques, o mesmo acontecendo na realização do segundo ensaio.

De modo geral, com base nos valores obtidos, pode-se afirmar que não houve alteração no comportamento das estacas e que tanto o SCC como o SCP conservaram a sua integridade no decorrer dos cinco anos.

6.4.2 Ensaio nas estacas escavadas

6.4.2.1 Estacas escavadas de concreto

Realizou-se ensaio lento na estaca CON-1 e ensaios rápidos nas estacas CON-2 e CON-3, atingindo-se cargas máximas de 570 kN, 520 kN e 620 kN, com recalques de 91,44 mm, 95,11 mm e 96,37 mm, respectivamente, conforme pode ser observado nas Figuras 5.41 a 5.43.

A instrumentação em profundidade através dos extensômetros de haste apresentou, como pode ser observado através das Figuras 5.47 a 5.49, correspondência entre a carga aplicada e o encurtamento ocorrido nos trechos instrumentados, com recuperação da deformação, no caso das estacas de concreto, após o descarregamento. Para fins de análise da transferência de carga em profundidade, no entanto, a instrumentação utilizada não apresentou a precisão necessária. Os resultados obtidos através dessa instrumentação, contudo, permitiram a análise do comportamento do material e serviram também para a obtenção de valores de deslocamento próximos dos valores realmente ocorridos na ponta das estacas.

As cargas máximas atingidas nas provas de carga, em relação à média de 570 kN, apresentaram pouca variação. As curvas carga $\times$ recalque, Figura 5.40, mostraram comportamentos similares. Não se constata diferença entre o resultado da prova de carga lenta e os das rápidas.

Em termos de previsão de capacidade de carga, na análise de oito provas de carga realizadas em outros locais, sendo quatro na cidade de São Carlos, três em Bauru e uma em São José do Rio Preto, todas com solo semelhante ao de Ilha Solteira, Carvalho et al. (1997) mostraram que a fórmula de Decourt e Quaresma (1978) pode ser usada com boa precisão na estimativa das cargas de ruptura. A aplicação dessa fórmula para o solo do campo experimental, considerando-se estacas com comprimento de 10 m e diâmetro de 32 cm, fornece valor de carga de ruptura $P_R = 593$ kN, sendo que 271 kN correspondem à resistência por atrito lateral e 322 kN à resistência de ponta. Este valor de carga de ruptura se aproxima do resultado médio obtido nas provas de carga realizadas nas estacas escavadas de concreto.

Nos Quadros 6.2 e 6.3 são apresentados valores de cargas de ruptura calculadas através das fórmulas de Aoki e Velloso (1975), Decourt e Quaresma (1978), Bustamante e Gianneselly (1981), Philipponnat (1987) e Decourt (1996).

Quadro 6.2 – Cargas de ruptura calculadas a partir resultados das sondagens mais próximas (NSPT-1 e CPT-1)

AUTOR	P_L (kN)	P_P (kN)	P_R (kN)	P_R calculado / P_R provas carga
Bustamante e Gianceselly (1981)	116	603	719	1,26
Decourt e Quaresma (1978)	271	322	593	1,04
Philipponnat (1978)	308	247	555	0,97
Decourt (1996)	136	161	296	0,52
Aoki e Velloso (1975) (SPT)	132	138	270	0,47
Aoki e Velloso (1975) (CPT)	177	17	194	0,34

Quadro 6.3 – Cargas de ruptura calculadas a partir de resultados médios das sondagens

AUTOR	P _L (kN)	P _P (kN)	P _R (kN)	P _R calculado / P _R provas carga
Bustamante e Gianceselly (1981)	636	122	758	1,33
Decourt e Quaresma (1978)	268	289	557	0,98
Philipponnat (1978)	325	212	537	0,94
Decourt (1996)	134	145	279	0,49
Aoki e Velloso (1975) (SPT)	129	124	253	0,44
Aoki e Velloso (1975) (CPT)	152	25	177	0,31

O valor de 271 kN, equivalente a 27 kPa, obtido para o atrito lateral pela fórmula de Decourt e Quaresma (1978), aproxima-se do valor médio de 28,7 kPa encontrado por Carvalho et al. (1997) na análise de 22 provas de carga realizadas em estacas de comprimento até 6,7 m, em cinco cidades do interior do Estado de São Paulo, com solos semelhantes ao de Ilha Solteira.

Seguindo-se as prescrições da NBR-6122 (Projeto e execução de fundações), tem-se: $P_{ADM} \leq P_R/2$ e $P_{ADM} \leq P_L/0,8$. Para as estacas em análise, utilizando-se o valor médio de P_R obtido nas provas de carga e o valor de P_L obtido através de Decourt e Quaresma (1978), obtém-se a carga admissível $P_{ADM} = 285$ kN. Aplicando-se os coeficientes de segurança $CS = 1,3$ para o atrito lateral e $CS = 4$ para a resistência de ponta, na carga de ruptura P_R obtida pela fórmula de Decourt e Quaresma (1978), obtém-se carga admissível $P_{ADM} = 289$ kN, que se aproxima do valor de $P_{ADM} = 285$ kN calculado através das prescrições da NBR-6122. Estes valores de carga admissível se aproximam da capacidade de carga nominal, $P_N = 300$ kN, utilizado para estacas de concreto com 30 cm de diâmetro, indicando que o comprimento de 10 m está próximo do ideal para essas estacas nesse tipo de solo. Estas considerações não levam em conta a possibilidade de infiltração de água nas fundações, tendo como consequência a redução da capacidade de carga em razão da característica de colapsibilidade apresentada pelo solo em estudo. Caso haja inundação do solo ao redor do fuste da estaca, a redução da capacidade de carga pode chegar a 50%, como atestam Carvalho et al. (1997) e outros autores.

A discussão apresentada para as estacas de concreto mostra a eficácia da fórmula de Decourt e Quaresma (1978) para a previsão da carga de ruptura em solos arenosos, como é o caso de Ilha Solteira e de extensas áreas do interior do Estado de São Paulo.

Os coeficientes α e β propostos por Decourt (1996), utilizados para as estacas deste trabalho e o solo em estudo, não fornecem para a carga de ruptura P_R resultados próximos dos valores obtidos nas provas de carga, pois reduzem pela metade o valor estimado da carga de ruptura. O mesmo também é válido para as estacas analisadas por Carvalho et al. (1997). O próprio autor salienta que para estacas escavadas o valor do coeficiente β deve ser tomado apenas como orientativo, em vista da reduzida experiência disponível.

6.4.2.2 Estacas escavadas de SCP

Através da realização das provas de carga nas estacas escavadas, estudo do comportamento do material SCP e reensaio nas estacas apiloadas após cinco anos, procurou-se, nesta pesquisa, para o tipo de material em estudo, determinar os seguintes parâmetros:

- Carga nominal que pode ser utilizada para o SCP;
- Atrito lateral e resistência de ponta admissíveis para o tipo de subsolo em estudo;
- Capacidade do elemento de fundação em SCP de manter suas características após cinco anos de implantação no campo.

a) Carga nominal

Os ensaios laboratoriais indicaram variação crescente da tensão de ruptura do material em função do tempo até a idade de cura de 120 dias, quando começou a ocorrer tendência de estabilização. Essa característica pode ser levada em consideração na definição da carga de ruptura do material. Os resultados obtidos, Quadro 5.12, indicaram tensões de ruptura $\sigma_{R,28} = 4,44$ MPa, $\sigma_{R,56} = 6,21$ MPa e $\sigma_{R,120} = 8,91$ MPa. Observa-se que dos 28 dias para os 56 dias houve um aumento de cerca de 50% na carga de ruptura e que dos 28 dias para 120 dias o aumento foi de cerca de 100%.

À semelhança do que é feito para o concreto, e também por questões de segurança, resolveu-se utilizar nas análises deste trabalho a idade de 28 dias como referência para se obter a resistência de projeto do SCP.

Estabelecendo-se a tensão admissível $\sigma_{ADM} = 0,4 \times \sigma_R$, pelas razões já expostas no item 4.2.3, utilizando-se $\sigma_R = 4,44$ MPa, conforme se observa no Quadro 5.12, obtém-se aos 28 dias a tensão admissível $\sigma_{ADM} = 1,8$ MPa. Este valor representa cerca de 45% do valor normalmente utilizado para o concreto (4 MPa) em estacas escavadas a trado.

Os resultados das provas de carga nas estacas de SCP indicaram comportamento satisfatório do material para a tensão admissível $\sigma_{ADM} = 0,4 \times \sigma_R$, como pode ser observado nas curvas carga $\times$ recalque apresentadas nas Figuras 5.44 a 5.46 e nos dados fornecidos pela instrumentação. Esta consideração também é válida para as estacas com 20 cm de diâmetro e comprimento de 6 m ensaiadas por Segantini (1994).

As provas de carga foram realizadas 120 dias após a confecção das estacas, ressaltando-se que esta, geralmente, é uma situação que se aproxima da realidade. De fato, devido às suas peculiaridades, leva-se alguns meses até que todas as cargas de projeto sejam aplicadas. Sendo assim, a escolha da idade de 28 dias, para a determinação da resistência de projeto, está a favor da segurança.

Assim, para solos semelhantes ao de Ilha Solteira, sugere-se, para as estacas escavadas de SCP, valores de cargas nominais equivalentes a 50% dos usuais em estacas de concreto.

Outro aspecto a ser analisado é o comportamento do material em termos de deformabilidade, considerando-se que o mesmo esteja trabalhando no regime elástico, com tensão admissível $\sigma_{ADM} = 1,8$ MPa. É sabido que, em fundações por estacas, as tensões mais elevadas acontecem nas seções que ficam na parte superior do fuste e que, para as seções mais profundas, a tensão é menor, pois o solo absorve parte da tensão através do atrito lateral. Para o SCP em estudo, obteve-se módulo de elasticidade secante aos 28 dias $E_{40\%} = 5955$ MPa. Admitindo-se que nos dois primeiros metros o atrito lateral seja pequeno, aplicando-se a tensão admissível $\sigma_{ADM} = 1,8$ MPa em todo esse trecho da estaca, obtém-se um encurtamento de 0,6 mm. Adotando-se este mesmo raciocínio, em uma estaca com 6 m de comprimento e carga nula na ponta, e aplicando-se a carga nominal, obtém-se um encurtamento de 0,91 mm. Se a estaca tiver 10 m de comprimento o encurtamento será de 1,5 mm. Portanto, para a tensão admissível $\sigma_{ADM} = 1,8$ MPa, os prováveis

encurtamentos elásticos podem ser considerados compatíveis com os valores admissíveis para esse tipo de fundação na carga de trabalho.

Nas provas de carga realizadas, os extensômetros de haste forneceram valores aproximados do encurtamento elástico ocorrido nos trechos correspondentes. Em termos de deformabilidade, observa-se através as curvas obtidas nos ensaios de campo que, para a aplicação de tensões máximas iguais ou inferiores à tensão admissível $\sigma_{ADM} = 0,4 \times \sigma_R$, não ocorreram problemas de deformação excessiva do material. Através das Figuras 5.50 a 5.52, nota-se que existe correspondência entre os encurtamentos e as cargas aplicadas, para valores em torno de 40% da tensão de ruptura do material. A partir desse valor de carga, o encurtamento mais acentuado aconteceu quase totalmente no primeiro trecho instrumentado, de 0 m a 3 m de profundidade, indicando que houve escoamento e/ou ruptura do material.

b) Atrito lateral

A definição da distribuição do atrito lateral ao longo da profundidade, para cada carregamento aplicado, exige dados precisos de instrumentação, o que não foi possível obter neste trabalho. Algumas considerações, no entanto, podem ser feitas a partir dos resultados das provas de carga e também da experiência acumulada a respeito do comportamento de estacas escavadas nesse tipo de solo.

Observou-se que, para as cargas máximas atingidas nas provas de carga, o SCP já se encontrava em seu regime plástico. Considerando-se a imprecisão observada na instrumentação utilizada, optou-se por analisar o valor de resistência por atrito lateral através de sua carga nominal, correspondente à $\sigma_{ADM} = 1,8$ MPa. Para essa carga, tendo em vista os pequenos recalques atingidos, praticamente não há mobilização da resistência de ponta, conforme verificado nos dados obtidos através da instrumentação, e também constatado em trabalhos realizados por Ferreira (1998), Mantilla (1992) e outros autores. Assim, para a carga nominal aplicada, pode-se admitir que existe apenas mobilização do atrito lateral, obtendo-se resistência por atrito lateral $f_U = 15$ kPa para as três estacas de diâmetro igual a 20 cm e comprimento igual a 6 m. Para as três estacas com diâmetro de 32

cm e comprimento de 10 m, adotando-se o mesmo raciocínio, obtém-se resistência por atrito lateral $f_U = 15,4$ MPa. Para as seis estacas de SCP analisadas, através da carga nominal, as provas de carga indicaram pequenos recalques, conforme pode ser observado nas Figuras 5.37 a 5.39 e 5.44 a 5.46. Portanto, a resistência por atrito lateral $f_{U,ADM} = 15$ kPa pode ser tomada como admissível para essas estacas com comprimentos de até 10 m.

c) Resistência de ponta

Para a mobilização total da resistência de ponta é sabido que, em estacas escavadas, requer-se deslocamentos da ordem de 30% do seu diâmetro. A instrumentação mostrou que praticamente não houve deslocamento da ponta, conforme pode ser observado nos Quadros V.4 a V.6 do Anexo V, significando quase não haver mobilização da sua resistência. A instrumentação mostra haver encurtamento acentuado do primeiro trecho, entre 0 m e 3 m, indicando ocorrência de escoamento do material. Nas curvas carga $\times$ recalque esse fato pode ser observado para recalques acima de 10 mm. Portanto, para o solo em estudo, as estacas de SCP entraram no regime de deformação plástica antes de haver mobilização da resistência de ponta.

6.5 Custo de execução das estacas

A composição do custo por unidade de volume, Quadro 5.18, mostra que o metro cúbico do SCP e sua aplicação em estacas escavadas é 35,12% inferior ao do concreto. No caso de se considerar apenas o consumo com materiais, o índice é de 52,80%.

A análise de custo, no entanto, deve ser feita considerando-se o comprimento necessário da estaca para absorver as respectivas cargas nominais. Admitindo-se o uso dessas estacas em solos semelhantes aos de Ilha Solteira, considerando-se as capacidades de carga nominais usuais do concreto e as sugeridas para o SCP, aplicando-se Decourt e Quaresma (1978) para as estacas de concreto e tomando-se $f_{U,ADM} = 15$ kPa para o atrito lateral da estaca de SCP, obtém-se as relações abaixo demonstradas:

$$P_N = \sigma_{ADM} \times A = 1,8\text{MPa} \times \pi D^2/4$$

$$P_{ADM} = f_{U,ADM} \times A_L = 15\text{kPa} \times \pi DL$$

Fazendo $P_{ADM} = P_N$, conforme descrito anteriormente, obtém-se:

$$L = 30D \quad (16)$$

Para cada diâmetro, portanto, tem-se o comprimento necessário para a estaca de SCP. Para as estacas de concreto, utilizando-se Decourt e Quaresma (1978), duas condições devem ser satisfeitas:

$$P_{ADM} = (P_L + P_P)/2; \text{ e}$$

$$P_{ADM} = P_L/1,3 + P_P/4$$

Para a resistência de ponta, tem-se:

$$P_P = 400 \times N \times \pi D^2/4$$

Para o solo em estudo, admitindo-se $N = L$, portanto, obtém-se:

$$P_P = 314 \times LD^2 \quad (17)$$

Para a resistência por atrito lateral, tem-se:

$$P_L = \pi DL \times 10 \times (N_m/3+1)$$

Como $N = L$, logo:

$$N_m = (L/2 + 0,5)$$

Assim, obtém-se a seguinte relação:

$$P_L = 5,23 \times DL^2 + 36,63 \times DL \quad (18)$$

Utilizando-se as duas condições de segurança, apresentadas nas equações 12 e 13, e fazendo $P_{ADM} = P_N$, obtém-se:

$$(2,615 \times D) \times L^2 + (157 \times D^2 + 18,315 \times D) \times L - P_N = 0 \quad (19)$$

$$(4,02 \times D) \times L^2 + (78,5 \times D^2 + 28,17 \times D) \times L - P_N = 0 \quad (20)$$

Resolvendo as equações 16, 19 e 20, para valores de diâmetro e P_N conhecidos, obtém-se os correspondentes valores de comprimentos necessários.

Vale ressaltar que as fórmulas utilizadas para se calcular o comprimento das estacas foram determinadas com objetivo apenas de possibilitar a estimativa do custo das estacas, não devendo, portanto, ser utilizadas para se obter comprimentos ou capacidade de carga das estacas em estudo. Na Figura 6.1 apresenta-se o custo por kN em função do diâmetro da estaca e, no Quadro 6.3, os valores obtidos.

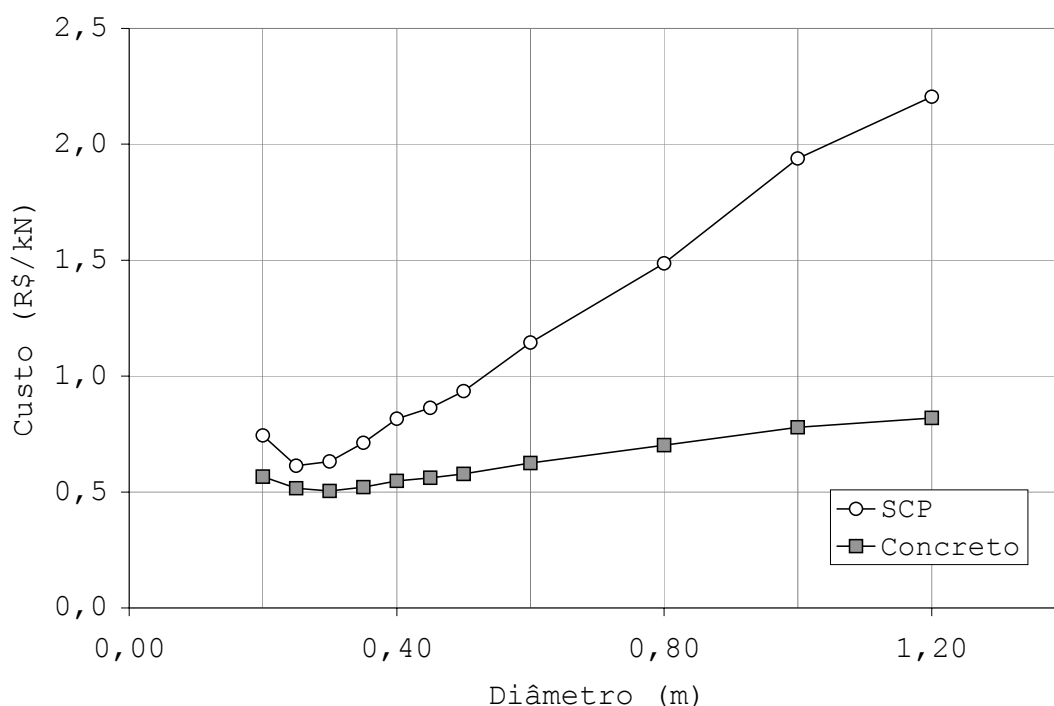


Figura 6.1 – Custo por kN em função do diâmetro da estaca

Quadro 6.4 – Custo de execução das estacas escavadas.

D (cm)	$P_{N,CON}$ (kN)	$P_{N,SCP}$ (kN)	L_{CON} (m)	L_{SCP} (m)	Escavação (R\$/m)	SCP (R\$/kN)	CON (R\$/kN)	Relação SCP/CON
20	100	50	7,3	6,0	3,20	0,74	0,57	1,3
25	200	100	9,7	7,5	3,50	0,61	0,52	1,2
30	300	150	10,7	9,0	3,80	0,63	0,50	1,3
35	400	200	11,3	10,5	4,40	0,71	0,52	1,4
40	500	250	11,7	12,0	5,00	0,82	0,55	1,5
45	650	325	12,6	13,5	5,60	0,86	0,56	1,5
50	800	400	13,3	15,0	6,20	0,93	0,58	1,6
60	1100	550	13,9	18,0	8,00	1,14	0,63	1,8

80	2000	1000	16,1	24,0	14,00	1,49	0,70	2,1
100	3000	1500	17,1	30,0	22,00	1,94	0,78	2,5
120	4500	2250	18,9	36,0	30,00	2,21	0,82	2,7

Com base nos parâmetros obtidos, observa-se que as estacas de concreto apresentam custos de execução inferiores às de SCP. Dois aspectos, no entanto, devem ser considerados: o primeiro é que essa análise favorece as estacas de concreto, pois considerou-se a resistência por atrito lateral do SCP constante até a profundidade de 10 m, enquanto que para as de concreto considerou-se o N-SPT crescente e igual ao comprimento da estaca, isto é, a resistência por atrito lateral das estacas de concreto aumenta com a profundidade, o que obviamente está correto, enquanto que para as de SCP permanece constante; o segundo aspecto a ser considerado é que o aumento do custo de escavação, em função do diâmetro da estaca, relativamente onera mais o custo final das estacas de SCP do que o das estacas de concreto.

7. CONCLUSÕES

Após a análise dos resultados obtidos nos ensaios laboratoriais e de campo, chegou-se às seguintes conclusões:

- O uso do SCP em estacas moldadas *in loco* apresenta-se tecnicamente viável. O custo de execução das estacas de SCP por kN, para o solo em estudo, é superior ao das estacas de concreto. Para a sua utilização em determinada obra, considerando-se a pouca experiência acumulada sobre o assunto, são necessários a realização de minuciosos ensaios laboratoriais no material SCP, sendo também imprescindível a realização de provas de carga em estacas executadas no local da obra.
- Para o solo analisado, em termos de trabalhabilidade para aplicação em estacas moldadas *in loco*, o SCP apresenta condições mais favoráveis do que o SCC. É preciso, contudo, utilizar-se teores de cimento mais elevados para se conseguir resistências equivalentes às obtidas para o SCC. O SCP apresenta ganhos de resistência à compressão simples ao longo do tempo, com estabilização a partir dos 240 dias de cura, o mesmo acontecendo com o seu o módulo de elasticidade.
- A realização dos ciclos de carregamento e descarregamento, nos ensaios de compressão simples, realizados com corpos-de-prova de 15 cm x 30 cm, mostrou que o SCP manteve-se no regime elástico para carregamentos iguais ou inferiores a 40% da carga de ruptura. Os valores obtidos em laboratório e nas provas de carga mostraram que, trabalhando-se abaixo desse limite, as deformações são pequenas e compatíveis para o tipo de estaca em estudo. A instrumentação mostrou, na realização das provas de carga em estacas de SCP, que para

esse nível de tensão, os encurtamentos são pequenos e admissíveis. Para carregamentos superiores, verificou-se encurtamento excessivo no primeiro trecho da estaca, indicando a ocorrência de ruptura e/ou escoamento do material. Portanto, considerando-se o aspecto estrutural, a verificação da capacidade de carga das estacas e da segurança à ruína do elemento estrutural devem ser feitas de forma rigorosa.

- A realização da segunda prova de carga nas estacas apiloadas mostrou que não houve alteração no seu comportamento após os cinco anos da sua implantação no campo experimental. Com relação aos recalques, em geral, os deslocamentos somente começaram a acontecer quando a carga aplicada se aproximou ou superou a carga máxima utilizada na primeira prova de carga.

- Para as estacas de concreto, a instrumentação mostrou haver correspondência entre a carga aplicada e os encurtamentos verificados, com recuperação da deformação após o descarregamento, mas não apresentou a precisão necessária para se fazer uma análise de transferência de carga em profundidade. O valor médio das cargas máximas aplicadas nas provas de carga se aproxima do valor obtido através da fórmula de Decourt e Quaresma (1978). As cargas admissíveis obtidas através dessa fórmula e através da NBR-6122, aproximam-se da capacidade de carga nominal, $P_N = 300 \text{ kN}$, normalmente utilizada para estacas de concreto com 30 cm de diâmetro, indicando que o comprimento de 10 m está próximo do ideal para essas estacas nesse tipo de solo.

- O solo do campo experimental é semelhante ao encontrado em extensas áreas do Estado de São Paulo e em outras regiões do Brasil. Os ensaios laboratoriais indicaram colapsibilidade até a profundidade de 7 m, fato que deve ser considerado na elaboração dos projetos de fundação. A realização deste trabalho propiciou a definitiva implantação do campo experimental da FEIS, que poderá ser utilizado na realização de futuros trabalhos na área de Geotecnia e Fundações.

8. Referências Bibliográficas

- ALBIERO, J. H. (1993). *Fundações*. São Paulo, SP. IN: SOLOS DO INTERIOR DO ESTADO DE SÃO PAULO, ABMS, p.243-275.
- ANDRADE FILHO, J. (1989). *Reforço de solos com a utilização de tubulões em solo-cimento*. São Carlos, SP. Dissertação de Mestrado, EESC-USP, 190 p.
- AOKI, N; e VELLOSO, D. A. (1975). *An approximated method to estimate the bearing capacity of piles*. IN: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5, Buenos Aires, 1975, Proceedings, v.1, p.367-376.
- AOKI, N. (1976). *Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas*. Rio de Janeiro, RJ. Curso de extensão universitária em Engenharia de Fundações, Universidade Gama Filho, 44p.
- ARMAM, A.; e SAIFAN, F. (1967). *The effect of delayed compaction on stabilized soil-cement*. Nat. Res. Council-Highway Research Board, Research Rec, p.30-38.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND - ABCP (1981). *Prática recomendada para prospecção de jazida e coleta de amostras para ensaios de solo-cimento*. São Paulo, SP. ABCP, 14p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND - ABCP (1986). *Dosagem das misturas de solo-cimento: normas de dosagem e métodos de ensaio*. São Paulo, SP. ABCP, ET-35, 51p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND - ABCP (1987). *Solo-cimento na habitação popular*. São Paulo, SP. ABCP, 2.a edição, EC-4, 14p.
- BENVENUTO, C. (1982). *Uma avaliação teórico-experimental do comportamento de alguns solos colapsíveis*. São Paulo, SP. Dissertação de Mestrado, EPUSP.

- BERBERIAN, D. (1997). *The economical plastic soil-cement foundation – PSC*. Hamburg, Germany. IN: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 14, Vol 3, p.1573-1576.
- BUSTAMANTE, M.G. e GIANESELY, L. (1981) Réajustement des Paramètres de Calcul des Pcus. Estocolmo, Suécia. IN: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10, Vol.2 pp. 643-646.
- CARVALHO, P.A.; HEELVIG JR., A.; e AGUIAR, R. (1986). *Avaliação de juntas de solo-cimento*. Porto Alegre, RS. IN: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8, ABMS, V.4, pp.245-263.
- CARVALHO, J.; CORTOPASSI, R. S.; e CORTOPASSI JR, R. S. (1990). *Análise do comportamento do solo-cimento plástico para uso em fundações*. Salvador, BA. IN: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9, ABMS, v.2, p.403-408.
- CARVALHO, D.; e SOUZA, A. (1990). *Análise do efeito do umedecimento do solo em fundações rasas e profundas em solos porosos*. Salvador, BA. IN: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9, ABMS, v.2, p.109-114.
- CARVALHO, D.; SEGANTINI, A.A.S.; CLARO, A.T.; e MANTILLA, J.N.R. (1997). *Comportamento de estacas escavadas como elemento de fundação em solos arenosos*. IN: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28, São Carlos SP, EESC-USP, v.2, p.527-536.
- CEPED (1984). *Manual de construção com solo-cimento*. Camaçari, BA. Convênio CEPED/BNH/ABCP, 147p.
- CESP (1984). *Dosagens de misturas com solo-cimento: métodos de ensaio*. Ilha Solteira, SP. CESP, LCECC, MSL-8, 28p.
- CINVA (1963). *Suelo-Cemento: su aplicación en la edificación*. Bogotá, Colômbia.
- CINTRA, J.C.A. (1998). *Fundações em solos colapsíveis*. São Carlos, SP. Projeto Reenge, EESC-USP, 116p.
- CINTRA, J.C.A.; e AOKI, N. (1999). *Carga admissível em fundações profundas*. São Carlos, SP. Projeto Reenge, EESC-USP, 61p.
- CORTOPASSI, R.S. (1989). *Solo-cimento plástico para fundações de baixo custo no Distrito Federal*. Brasília, DF. DEC, UnB, 43p.

- DECOURT, L.; e QUARESMA, A.R. (1978). *Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT*. IN: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6, ABMS, v.1, p.45-53.
- DECOURT, L. (1996). *Análise e projeto de fundações profundas: teoria e prática*. São Paulo, SP. Editora Pini Ltda., P.265-301.
- FARIAS, M.M.; CARVALHO, J.C.; e RANGEL, A.B.C. (1994). *Estudo do comportamento de fundações em solo-cimento através de modelos físicos*. Foz do Iguaçu, PR. IN: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, ABMS, v.1, p.199-206.
- FERNANDES, G.B. (1992). *Notas sobre análise experimental de estruturas*. Campinas, SP. FEC, UNICAMP, Notas de aula da disciplina EC 810: Análise Experimental de Estruturas, 75p.
- FERREIRA, R.C.; e MONTEIRO, L.B. (1985). *Identification and evaluation of collapsibility of colluvial soils that occur in the São Paulo State*. Brasília, DF. IN: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOIL, 1, ABMS, v.1, PP.269-280.
- FERREIRA, R.C.; MONTEIRO, L.B.; PERES, J.E.E.; e BENVENUTO, C. (1989). *Some aspects on the behavior of brazilian collapsible soils*. Rio de Janeiro, RJ. IN: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12, ABMS, v.suppl, p.117-120.
- FERREIRA R.C.; PERES, J.E.E; e BENVENUTO, C. (1990). *Uma análise de modelos geotécnicos para previsão de recalques em solos colapsíveis*. Salvador, BA. IN: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, ABMS, v.2, p.73-79.
- FERREIRA, C.V. (1991). *Caracterização geotécnica do solo residual de arenito da cidade de Bauru-SP*. São Carlos, SP. Dissertação de mestrado, EESC-USP, 141p.
- FERREIRA, C.V. (1998). *Influência da inundação no comportamento de estacas moldadas in loco, instrumentadas, em campo experimental de Bauru, SP*. São Carlos, SP. Tese Doutorado, EESC-USP, 160p.
- PHILIPPONNAT, G. (1978). *Méthode pratique de calcul des pieux à l'aide de pénétrômetre statique*. Paris, Soletanche Enterprise, 21p. (Informations Thecniques Bulletin, 16).

- FREIRE, W. J. (1976). *Tratamento prévio do solo com aditivos químicos e seu efeito sobre a qualidade do solo-cimento*. Piracicaba, SP. Tese de Doutorado, ESALQ, USP, 142p.
- GIACHETI, H.L.; RÖHM, S.A.; NOGUEIRA, J.B.; e CINTRA, J.C.A. (1993). *Propriedades geotécnicas do sedimento cenozóico*. São Paulo, SP. IN: Solos do Interior de São Paulo, ABMS/SP, Cap.6, p.143-175.
- ICPA (1973). *Boletín*. Buenos Aires, mar./abr., 1973, 32p.
- JOHNSON, E.G. (1962). *Soil-Cement for channel stabilization*. Agr. Engng, 43, p.402-404.
- LEVY, S.; e HELENE, P. (1996). *Cura: como, quando e por quê*. São Paulo, SP. Editora Pini, Revista Thécne, jan/fev 1996, nr.º 20, p.18-21.
- LOBO, A.S. (1991). *Colapsividade do solo de Bauru e sua influência em estacas de pequeno porte*. São Carlos, SP. Tese de Doutorado, EESC-USP, 211p.
- MAC - Ministère des Affaires Culturales (1975). *Minimôme dé couvre la terre*. Unité Pedagogique d' Architecture de Genobre. 359p.
- MANTILLA, J.N.R. (1992). *Comportamento de estacas escavadas, instrumentadas à compressão*. São Carlos, SP. Tese de Doutorado, EESC-USP, 203p.
- MELLIOS, G.A. (1985). *Provas de carga em solos porosos*. São Paulo, SP. IN: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 1, ABMS/ABEF, v.2, p.73-102.
- MENEZES, S.M. (1990). *Correlações entre os ensaios de penetração (SPT, CPT) e os resultados de ensaios de laboratório para a região de São Carlos, SP*. São Carlos, SP. Dissertação de Mestrado, EESC-USP, 181p.
- MENEZES, S.M. (1997). *Análise do comportamento de estacas pré-moldadas em solo de alta porosidade do interior do Estado de São Paulo*. São Paulo, SP. Tese de Doutorado, EPUSP, 377p.
- MERRIL, A.F. (1949). *Casas de tierra apisonada y suelo-cemento*. Buenos Aires, Windsor.
- NASCIMENTO, A.A.P. (1994). *Um estudo sobre fissuras em alvenarias: solo-cimento*. São Paulo, SP. Editora Pini, Revista Thécne, n.º 10, maio/junho, p.23-27.

- NEVILLE, A.M. (1997). *Propriedades do concreto*. São Paulo, SP. Editora Pini, 2.a Edição, 828p.
- NOGAMI, J.S.; e VILLIBOR, D.F. (1995). Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos. São Paulo, SP. Editora Vilibor, 213p.
- NUNES, A.J.C.; e FERNANDES, C.E.M. (1982). *Aspectos relativos aos resultados de provas de carga em estacas instrumentadas*. São Paulo, SP. IN: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7, ABMS, v.3, p.201-209.
- OKAMOTO, T.; TAKANO, K. e NAGAOKA, H. (1988). *A new pile foundation composed of soil cement and steel pipe*. Balkema, Rotterdam, Deep Foundation on Bored and Auger Piles, Vam Impe, p.371-376.
- PCPA - PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1969). *Soil-cement construction handbook*. Illinois, PCA, 42p.
- PCA - PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1971). *Testing of plastic soil-cement*. IN: Soil-cement Laboratory Handbook, Illinois, PCA, Engineering Bulletin, p.44-45.
- PICCHI, F.A. (1986). *Tijolos de solo-cal*. São Paulo SP, 1986. Editora Pini, Revista Construção São Paulo, n.o 2017, out/1986, p.25-30.
- PINTO C.S. (1980). *Evolução das pesquisas de laboratório sobre solo-cimento*. São Paulo, SP. 4.a Edição, ABCP, 22p.
- PINTO C.S.; e BOSCOV, M.E.G. (1990). *Estudo comparativo de estabilização com cal de um solo saprolítico e de um solo laterítico*. Salvador, BA. IN: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 9, ABMS, v.2, p.227-234.
- PITTA, M.R. (1981). *Dosagem de solo melhorado com cimento por modificações físicas, químicas e mecânicas do solo original*. Olinda, PE. IN: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 16, ABPv/ABMS, ET-53.
- PITTA, M.R. (1983). *Solo-cimento para revestimento de barragens de terra, diques e reservatórios*. São Paulo, SP. 2.a edição, ABCP, BT-34, 18p.
- PRADO Jr., F.A. (1981). *Controle de qualidade de bases estabilizadas de solo-cimento através do emprego de cura térmica*. Recife, PE. IN: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 16, ABPv, p.39-55.

- RODRIGUES, P. (1984). *Determinação do teor de cimento em misturas frescas de solo-cimento*. São Paulo, SP. ABCP, ET-68, 21p.
- SANTOS, L.M. (1983). *Cálculo de Concreto Armado segundo a nova NB-1 e o CEB*. São Paulo, SP. Editora LMS, 2.a edição, v.1, 541p.
- SEGANTINI, A.A.S.; CARVALHO, D. (1994). *Aplicação de solo-cimento em fundações para obras de pequeno porte*. Campinas SP. IN: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA AGRÍCOLA, 23, SBEA, 12p.
- SEGANTINI, A.A.S. (1994). *Utilização de solo-cimento em estacas apiloadas para obras de pequeno porte*. Campinas, SP. Dissertação de Mestrado, FEAGRI, UNICAMP, 96p.
- SEGANTINI, A.A.S. (1995). *Utilização de solo-cimento em fundações*. Tucuman, Argentina, 1995. IN: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 27, 12p.
- SEGANTINI, A.A.S.; CARVALHO D. (1996). *Provas de carga em estacas moldadas “in loco” com solo-cimento plástico no solo colapsível de Ilha Solteira*. São Paulo, SP. IN: SEMINÁRIO DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 3, ABMS/ABEF, v.2, p.111-122.
- SEGANTINI, A.A.S. (1999). *Reensaio em estacas apiloadas confeccionadas em solo-cimento*. Ilha Solteira, SP. FEIS, UNESP, Relatório Trienal de Atividades.
- SILVA, E.T. (1992). *Solo-cimento e solo-vinhaça no revestimento de canais de irrigação para transporte de vinhaça: adequação física e parâmetros hidráulicos*. Campinas, SP. Dissertação de Mestrado, FEAGRI, UNICAMP, 108p.
- SILVA M.R. (1983). *O Uso do solo-cimento na construção*. Brasília, DF. Ibracon, 30p.
- SILVA, M.T. (1994). *Interação solo-estrutura de fundação em estacas de solo-cimento e concreto*. Brasília, DF. Dissertação de Mestrado, FT, UnB, 101p.
- SILVEIRA, A. (1966). *Estabilização de solos com cimento*. São Carlos, SP. EESC-USP, Notas de Aula, 45P.
- SOUZA, A. (1994). *Utilização de fundações rasas no solo superficial de Ilha Solteira*. São Carlos, SP. Dissertação de Mestrado, EESC-USP, 126p.
- THOMAZ, C.A. (1984). *Paredes Monolíticas de Solo-Cimento: Hospital Adriano Jorge*. São Paulo, SP., ABCP, 4.^a Edição, BT-4, 44p.

- VAN DER VEEN, C. (1953). *The bearing capacity of a pile*. IN: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3, Zurich, v.2, p.84-90.
- VARGAS, M. (1981). *Identificação e classificação dos solos*. São Paulo, SP. ABCP, 3.^a Edição, 28p.
- VARGAS, M. (1990). *Provas de Carga em estacas. Uma apreciação histórica*. São Paulo, SP. Revista Solos e Rochas, ABMS, v.13, p.3-12.
- VELLOSO, D.A.; AOKI, N.; e SALAMONI, J.A. (1978). *Fundações para o silo vertical de 100.000 toneladas no Porto de Paranaguá*. Rio de Janeiro, RJ. IN: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6, ABMS, v.3, p.125-151.
- VELLOSO, P.P.C. (1981). *Fundações: aspectos geotécnicos*. Rio de Janeiro, RJ. PUC-RJ, 3.a Edição, v.3, p.467-469.
- VILAR, O.M. (1979). *Estudo da compressão unidirecional do sedimento moderno (solo superficial) da cidade de São Carlos*. São Carlos, SP. Dissertação de Mestrado, EESC-USP.
- VILLOR, F.O.C.; LUCENA, F.B.; e FERREIRA, H.C. (1986). *Estabilização de solos lateríticos com solo-cimento*. IN: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7, ABMS, v.5, p.285-305.

ANEXO I

Parâmetros dos ensaios SPT e CPT.

Quadro I.1 – Número de golpes N-SPT × profundidade

Prof. (m)	N ₁	N ₂	N ₃	N ₄	N ₅	N _m
1	4	5	12	6	3	6
2	2	2	3	2	2	2
3	3	2	2	3	2	2
4	3	3	5	3	3	3
5	3	3	12	3	3	4
6	4	1	12	4	4	5
7	5	0	21	3	4	6
8	6	5	15	3	5	6
9	10	6	8	7	7	7
10	11	8	10	8	8	9
11	10	9	11	8	9	9
12	9	8	9	9	10	9
13	9	9	11	10	12	10
14	11	9	14	12	15	12
15	10	9	11	10	8	10
16	11	11	10	9	9	10

Quadro I.2 – Resistência de ponta × profundidade - CPT

Prof. (m)	q _{C1} (MPa)	q _{C2} (MPa)	q _{C3} (MPa)	q _{C4} (MPa)	q _{C5} (MPa)	q _{Cm} (MPa)
1	4,7	5,8	4,7	4,2	4,2	4,7
2	1,8	1,8	1,9	1,6	1,7	1,7
3	1,9	1,7	1,7	2,2	1,9	1,9
4	2,1	1,7	6,9	2,0	1,9	2,9
5	2,9	1,8	8,3	2,2	2,1	3,4
6	2,7	2,3	8,0	2,6	1,9	3,5
7	4,5	2,5	10,5	2,6	2,5	4,5
8	3,5	3,2	11,0	3,1	3,2	4,8
9	5,0	4,3	7,8	3,2	3,8	4,8
10	7,0	6,8	7,2	3,8	5,3	6,0
11	7,7	7,9	8,5	4,1	5,7	6,8
12	8,3	7,5	8,9	4,0	5,8	6,9
13	8,0	6,9	8,9	4,1	5,7	6,7
14	7,5	7,8	8,6	3,6	6,4	6,7
15	7,8	7,8	7,3	4,5	7,1	6,9
16	8,0	6,7	7,7	5,3	7,5	7,0

Quadro I.3 – Resistência por atrito lateral local × profundidade - CPT

Prof. (m)	f _{C1} (kPa)	f _{C2} (kPa)	f _{C3} (kPa)	f _{C4} (kPa)	f _{C5} (kPa)	f _{Cm} (kPa)
1	35,2	112,1	54,5	62,0	39,8	60,7
2	41,1	36,9	22,9	61,5	38,2	40,1
3	40,6	24,4	26,2	61,5	50,5	40,6
4	31,1	30,0	68,6	61,0	48,0	47,7
5	28,7	24,0	126,0	76,8	76,0	66,3
6	32,0	27,7	133,5	143,8	91,7	85,7
7	38,2	29,2	181,9	116,7	131,9	99,6
8	43,6	35,5	173,3	126,5	218,3	119,4
9	74,8	65,9	102,9	139,5	187,1	114,0
10	139,4	113,3	97,6	184,2	291,3	165,2
11	140,8	188,6	82,7	256,7	473,1	228,4
12	257,3	281,0	83,2	337,7	466,5	285,1
13	395,8	183,3	116,3	400,6	479,4	314,5
14	311,6	277,5	94,1	315,6	460,6	291,9
15	227,7	250,3	126,0	281,0	460,4	269,1
16	243,9	301,2	217,3	201,4	343,3	261,4

Quadro I.4 – Resistência por atrito lateral total × profundidade - CPT

Prof. (m)	f _{t1} (kN)	f _{t2} (kN)	f _{t3} (kN)	f _{t4} (kN)	f _{t5} (kN)	f _{tm} (kN)
1	5,8	5,3	2,8	3,0	1,7	3,7
2	4,1	2,6	4,5	2,7	1,6	3,1
3	1,7	4,1	6,0	4,0	1,9	3,5
4	2,9	6,2	2,5	5,0	1,8	3,7
5	3,2	3,9	7,8	3,1	3,7	4,3
6	2,0	1,6	27,4	5,6	5,7	8,4
7	2,9	1,9	29,0	6,3	6,5	11,3
8	5,2	4,5	36,5	7,7	10,1	12,8
9	7,2	7,3	48,7	11,5	12,5	17,5
10	7,6	8,7	35,3	11,1	16,9	15,9
11	11,5	14,0	17,2	16,4	22,4	16,3
12	14,6	11,5	21,8	22,5	31,2	20,3
13	26,1	12,9	29,1	31,3	41,2	28,2
14	29,3	17,2	28,5	36,5	45,8	31,4
15	18,5	17,0	31,2	42,0	52,9	32,3
16	20,8	16,4	25,9	39,6	59,5	32,4

ANEXO II

Resistência à compressão simples e módulo de elasticidade do SCP.

Quadro II.1 – Elasticidade do SCP com 28 dias de cura

σ (MPa)	CP ₁			CP ₂			CP ₃		
	ΔL (mm ⁻³)	ε (10 ⁻⁵)	E (MPa)	ΔL (mm ⁻³)	ε (10 ⁻⁵)	E (MPa)	ΔL (mm ⁻³)	ε (10 ⁻⁵)	E (MPa)
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,3	7	3	12000	10	3	12000	3	1	40000
0,6	33	9	6857	25	6	9600	15	4	16000
0,9	56	15	6207	45	11	8000	30	8	12000
1,2	82	21	5854	77	19	6400	49	12	9796
1,5	106	27	5660	112	28	5357	68	17	8824
1,7	127	32	5431	154	38	4691	93	23	7742
1,8	134	34	5373	195	49	4308	121	30	6942
2,1	169	42	4970	240	60	4000	159	40	6038
2,4	214	54	4486	304	76	3553	206	52	5243
2,7	262	66	4122	376	94	3191	267	67	4494
3,0	335	84	3582	494	124	2672	345	86	3826
3,3	428	107	3084	655	164	2198	446	112	3229
3,6				882	221	1769	620	155	2516

Quadro II.2 – Elasticidade do SCP com 56 dias de cura

σ (MPa)	CP ₄			CP ₅			CP ₆		
	ΔL (mm ⁻³)	ε (10 ⁻⁵)	E (MPa)	ΔL (mm ⁻³)	ε (10 ⁻⁵)	E (MPa)	ΔL (mm ⁻³)	ε (10 ⁻⁵)	E (MPa)
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,3	0	0	0	0	0	0	4	1	30000
0,6	7	2	34286	1	1	48000	6	2	34286
0,9	20	5	18000	12	4	22500	20	5	17143
1,2	34	9	14118	30	8	15484	35	9	13333
1,5	50	13	12000	45	11	13333	51	13	11765
1,8	66	17	10909	60	15	12000	68	17	10588
2,1	88	22	9545	79	20	10633	89	22	9438
2,4	109	27	8807	101	25	9505	110	28	8727
2,5	115	29	8604	104	26	9281	123	31	8382
2,7	133	33	8120	125	31	8640	134	34	8060
3,0	159	40	7547	152	38	7895	159	40	7547
3,3	188	47	7021	185	46	7135	196	49	6735
3,6	224	56	6429	221	55	6516	229	57	6288
3,9	270	68	5778	257	64	6070	267	67	5843
4,2	319	80	5266	314	79	5350	315	79	5333
4,5	397	99	4534	382	96	4712	363	91	4959
4,8	471	118	4076	469	117	4094	437	109	4394
5,1	574	144	3554	574	144	3554	504	126	4048
5,4	692	173	3121	700	175	3086	606	152	3564
5,7	860	215	2651	910	228	2505	717	179	3180

Quadro II.3 – Elasticidade do SCP com 120 dias de cura

σ (MPa)	CP ₇			CP ₈			CP ₉		
	ΔL (mm ⁻³)	ε (10 ⁻⁵)	E (MPa)	ΔL (mm ⁻³)	ε (10 ⁻⁵)	E (MPa)	ΔL (mm ⁻³)	ε (10 ⁻⁵)	E (MPa)
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,5	18	5	11111	7	2	28571	7	2	22222
1,0	46	12	8696	26	7	15385	25	7	15385
1,5	71	18	8451	46	12	13043	43	11	13636
2,0	96	24	8333	67	17	11940	63	16	12500
2,5	120	30	8333	90	23	11111	84	21	11765
3,0	145	36	8276	113	28	10619	112	28	10714
3,5	170	43	8235	140	35	10000	131	33	10366
3,6	175	44	8151	161	40	9408	136	34	10294
4,0	205	51	7805	177	44	9040	162	41	9877
4,5	241	60	7469	213	53	8451	197	49	9137
5,0	283	71	7067	256	64	7813	234	59	8547
5,5	330	83	6667	308	77	7143	275	69	8000
6,0	385	96	6234	362	91	6630	324	81	7407
6,5	447	112	5817	427	107	6089	378	95	6878
7,0	526	132	5323	499	125	5611	452	113	6195
7,5	622	156	4823	601	150	4992	557	139	5386
8,0	751	188	4261	722	181	4432	703	176	4552

Quadro II.4 – Elasticidade do SCP com 240 dias de cura

σ (MPa)	CP ₁₀			CP ₁₁			CP ₁₂		
	ΔL (mm ⁻³)	ε (10 ⁻⁵)	E (MPa)	ΔL (mm ⁻³)	ε (10 ⁻⁵)	E (MPa)	ΔL (mm ⁻³)	ε (10 ⁻⁵)	E (MPa)
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,6	17	4	13315	19	5	11914	11	5	12576
1,1	39	10	11608	43	11	10528	35	10	11042
1,7	60	15	11318	60	15	11318	60	15	11318
2,3	83	21	10909	86	22	10528	81	20	11178
2,8	109	27	10384	110	28	10289	106	27	10677
3,4	131	33	10368	134	34	10136	129	32	10528
4,0	154	39	10289	158	40	10029	152	38	10424
4,3	168	42	10153	168	42	9934	169	42	10253
4,5	180	45	10060	185	46	9789	178	45	10173
5,1	207	52	9842	213	53	9565	205	51	9938
5,7	240	60	9432	247	62	9164	238	60	9511
6,2	272	68	9154	282	71	8830	271	68	9188
6,8	310	78	8762	321	80	8462	309	77	8791
7,4	346	87	8505	359	90	8197	345	86	8530
7,9	392	98	8084	405	101	7825	390	98	8126
8,5	426	107	7970	442	111	7682	425	106	7989
9,1	464	116	7806	483	121	7498	465	116	7789
9,6	504	126	7635	523	131	7358	503	126	7650
10,2	545	136	7476	564	141	7224	543	136	7504

Quadro II.5 – Elasticidade do SCP com 01 ano de cura

σ (MPa)	CP ₁₃			CP ₁₄			CP ₁₅		
	ΔL (mm ⁻³)	ε (10 ⁻⁵)	E (MPa)	ΔL (mm ⁻³)	ε (10 ⁻⁵)	E (MPa)	ΔL (mm ⁻³)	ε (10 ⁻⁵)	E (MPa)
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,6	9	2	25151	21	5	10779	7	2	32337
1,1	27	7	16767	48	12	9432	22	6	20578
1,7	47	12	14449	74	19	9177	39	10	17412
2,3	68	17	13315	100	25	9054	59	15	15346
2,8	91	23	12437	127	32	8912	82	21	13802
3,4	114	29	11914	155	39	8762	105	26	12935
4,0	137	34	11566	185	46	8565	129	32	12283
4,5	163	41	11110	216	54	8384	137	34	12066
4,6	167	42	11060	248	62	8215	155	39	11683
5,1	188	47	10836	283	71	7999	185	46	11012
5,7	218	55	10384	321	80	7757	215	54	10528
6,2	251	63	9920	359	90	7566	249	62	10000
6,8	286	72	9498	402	101	7320	286	72	9498
7,4	322	81	9139	449	112	7058	327	82	8999
7,9	362	91	8754	502	126	6764	373	93	8496
8,5	407	102	8343	562	141	6444	427	107	7952
9,1	464	116	7806	635	159	6060	485	121	7468
9,6	521	130	7386	720	180	5659			
10,2	595	149	6848	830	208	5182			
10,8	688	172	6251						
11,3	819	205	5528						

Quadro II.6 – Elasticidade do SCP com 18 meses de cura

σ (MPa)	CP ₁₆			CP ₁₇			CP ₁₈		
	ΔL (mm ⁻³)	ε (10 ⁻⁵)	E (MPa)	ΔL (mm ⁻³)	ε (10 ⁻⁵)	E (MPa)	ΔL (mm ⁻³)	ε (10 ⁻⁵)	E (MPa)
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,6	8	2	28295	13	3	17412	17	4	13315
1,1	25	6	18109	37	9	12236	40	10	11318
1,7	41	10	16563	64	16	10611	62	16	10953
2,3	60	15	15091	88	22	10289	85	21	10652
2,8	80	20	14148	115	29	9842	110	28	10289
3,4	102	26	13315	138	35	9842	134	34	10136
4,0	124	31	12778	163	41	9721	158	40	10029
4,5	148	37	12236	179	45	9600	180	45	9730
4,7	154	39	12107	190	48	9531	188	47	9632
5,1	173	43	11776	219	55	9302	218	55	9345
5,7	198	50	11432	253	63	8947	245	61	9239
6,2	230	58	10826	287	72	8676	280	70	8893
6,8	259	65	10488	327	82	8307	323	81	8410
7,4	294	74	10009	365	91	8062	360	90	8174
7,9	333	83	9517	414	104	7655	400	100	7923
8,5	376	94	9030	450	113	7545	446	112	7613
9,1	425	106	8522	490	123	7391	499	125	7258
9,6	492	123	7821	532	133	7233	556	139	6921
10,2				575	144	7086	622	156	6551
10,8				615	154	6993	678	170	6343

Quadro II.7 – Elasticidade do SCP com 02 anos de cura

σ (MPa)	CP19			CP20			CP21		
	ΔL (mm ⁻³)	ε (10 ⁻⁵)	E (MPa)	ΔL (mm ⁻³)	ε (10 ⁻⁵)	E (MPa)	ΔL (mm ⁻³)	ε (10 ⁻⁵)	E (MPa)
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,6	12	57	18863	12	3	18863	10	3	22636
1,1	35	113	12935	32	8	14148	32	8	14148
1,7	57	170	11914	54	14	12576	54	14	12576
2,3	80	226	11318	80	20	11318	75	19	12073
2,8	105	283	10779	102	26	11096	97	24	11668
3,4	130	340	10447	121	30	11224	118	30	11510
4,0	153	396	10356	145	36	10928	140	35	11318
4,5	180	453	10060	170	43	10652	160	40	11318
4,6	185	464	10033	175	44	10671	178	45	10823
5,1	205	509	9938	190	48	10722	195	49	10447
5,7	237	566	9551	220	55	10289	218	55	10384
6,2	268	622	9291	245	61	10163	245	61	10163
6,8	305	679	8906	275	69	9878	273	68	9950
7,4	341	736	8630	305	76	9648	305	76	9648
7,9	382	792	8296	337	84	9404	345	86	9186
8,5	425	849	7989	368	92	9227	380	95	8935
9,1	475	905	7625	404	101	8965	425	106	8522
9,6	532	962	7233	450	113	8551	468	117	8222
10,2	599	1019	6802	497	124	8198	522	131	7806
10,8	690	1075	6233	538	135	7994	583	146	7377
11,3	825	1132	5488	550	138	8231	650	163	6965
11,6							760	190	6255

Quadro II.8 – Elasticidade do SCP aplicado nas estacas escavadas

σ (MPa)	CP 22			CP 23			CP24		
	ΔL (mm ⁻³)	ε (10 ⁻⁵)	E (MPa)	ΔL (mm ⁻³)	ε (10 ⁻⁵)	E (MPa)	ΔL (mm ⁻³)	ε (10 ⁻⁵)	E (MPa)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	3	1	0	7	2	0	2	1	0
0,5	21	5	30181	27	7	12935	18	5	45272
0,7	37	9	8623	46	12	6707	34	9	10060
0,9	57	14	7341	66	17	5905	52	13	7989
1,1	76	19	6354	85	21	5488	68	17	6965
1,4	96	24	5957	105	26	5326	85	21	6658
1,6	115	29	5659	126	32	5174	104	26	6391
1,7	127	32	5511	137	34	5030	116	29	6094
1,7	135	34	5483	145	36	5056	123	31	5986
2,0	160	40	5138	168	42	4783	144	36	5639
2,3	187	47	5093	195	49	4851	168	42	5659
2,5	213	53	4842	223	56	4643	198	50	5390
2,7	244	61	4676	257	64	4466	228	57	5030
2,9	277	69	4453	297	74	4228	265	66	4765
3,2	318	80	4249	335	84	3963	305	76	4442
3,4	365	91	3986	390	98	3784	365	91	4156
3,6	418	105	3721	460	115	3482	440	110	3721
3,8	512	128	3466	560	140	3149	547	137	3293
4,1	635	159	3006	725	181	2749	755	189	2814
4,3	860	215	2567	910	228	2248			

Quadro II.9 – Elasticidade do concreto aplicado nas estacas escavadas

σ (MPa)	CP ₁			CP ₂			CP ₃		
	ΔL (mm ⁻³)	ε (10 ⁻⁵)	E (MPa)	ΔL (mm ⁻³)	ε (10 ⁻⁵)	E (MPa)	ΔL (mm ⁻³)	ε (10 ⁻⁵)	E (MPa)
2,7	70	7	40307	104	10	27130	110	11	25650
5,3	150	14	36923	184	18	30101	215	21	25760
8,0	235	22	35574	265	25	31547	320	31	26125
10,6	319	31	34724	341	33	32484	410	39	27017
13,3	420	40	33092	460	44	30214	520	50	26728
15,9	510	49	32579	553	53	30046	630	60	26374
18,6	630	60	30852	670	64	29010	760	73	25575
21,2	780	75	28403	820	78	27017	910	87	24345
23,9	950	91	26290	990	95	25228	1100	105	22705
26,5	1205	115	22981	1270	122	21887	1400	134	19855

ANEXO III

**Características das estacas
e valores das leituras obtidas nos relógios
comparadores nas provas de carga realizadas
nas estacas apiloadas.**

**Quadro III.1 – Características gerais e leituras dos extensômetros
(estaca apiloada CON-1)**

Estaca apiloada CON-1			Ensaio rápido				
Diâmetro: 20 cm			1.o ensaio: 04/02/94				
Comprimento: 6 m			2.o ensaio: 24/08/98				
Isopor: 25 mm			Fls. 1/2				
data	Tempo (min.)	Carga (kN)	Re 1 (mm)	Re 2 (mm)	Re 3 (mm)	Re 4 (mm)	Recalque (mm)
04/02/94 1.o ensaio	0	0	43,12	45,08	49,46	45,17	0,00
	15	15	43,00	44,89	49,35	45,02	0,14
	30	30	42,78	44,71	49,12	44,80	0,35
	45	45	42,55	44,52	48,92	44,66	0,54
	60	60	42,38	44,34	48,70	44,46	0,74
	75	75	42,16	44,12	48,49	44,22	0,96
	90	90	41,78	43,78	48,13	43,79	1,34
	105	105	41,38	43,34	47,71	43,40	1,75
	120	120	40,76	42,67	47,08	42,72	2,40
	135	135	39,80	41,67	46,06	41,68	3,40
	150	150	38,04	39,92	44,30	39,88	5,17
	165	165	34,48	36,32	40,68	36,21	8,79
	180	180	26,80	28,60	32,90	28,37	16,54
	195	195	19,60	21,33	25,60	21,05	23,81
	210	210	15,64	18,36	21,62	17,05	27,54
	225	225	12,28	14,96	18,20	13,50	30,97
	240	240	6,48	8,09	11,28	7,62	37,34
	255	255	(*) Ensaio interrompido, sem realização de descarreg.				45,71
24/08/98 2.o ensaio	0	0,0	49,42	50,60	48,26	50,11	45,71
	15	12,5	49,42	50,60	48,26	50,11	45,71
	30	25,0	49,30	50,60	48,26	50,11	45,74
	45	37,5	49,17	50,60	48,26	50,11	45,77
	60	50,0	49,07	50,60	48,26	50,11	45,80
	75	62,5	48,95	50,60	48,26	50,11	45,83
	90	75,0	48,85	50,60	48,26	50,11	45,85
	105	87,5	48,78	50,60	48,26	50,11	45,87
	120	100,0	48,68	50,60	48,26	50,11	45,90
	135	112,5	48,59	50,60	48,24	50,11	45,92
Continua ...							

Continuação Quadro III.1 ...

Estaca apiloada CON-1

Diâmetro: 20 cm

Comprimento: 6 m

Isopor: 25 mm

Ensaio rápido

1.o ensaio: 04/02/94

2.o ensaio: 24/08/98

fls. 2/2

	Tempo (minutos)	Carga (kN)	Re 1 (mm)	Re 2 (mm)	Re 3 (mm)	Re 4 (mm)	Recalque (mm)
24/08/98	150	125,0	48,50	50,60	48,20	50,11	45,96
	165	137,5	48,41	50,60	48,13	50,11	46,00
	180	150,0	48,31	50,60	48,08	50,11	46,03
	195	162,5	48,22	50,60	48,00	50,11	46,08
	210	175,0	48,13	50,60	47,95	50,11	46,11
	225	187,5	48,02	50,60	47,87	50,11	46,16
	240	200,0	47,88	50,60	47,77	50,11	46,22
	255	212,5	47,66	50,60	47,65	50,11	46,30
	270	225,0	47,34	50,60	47,43	50,11	46,44
	285	237,5	46,85	50,60	47,04	49,94	46,70
	300	250,0	45,75	50,60	46,24	49,65	47,25
	315	262,5	16,63	22,21	17,07	21,12	76,05
descarreg.	330	200,0	16,63	22,21	17,07	21,12	76,05
	345	137,5	16,84	22,22	17,24	21,16	75,94
	360	62,5	17,15	22,45	17,60	21,51	75,63
	375	0,0	18,27	23,18	18,24	21,98	74,89

**Quadro III.2 – Características gerais e leituras dos extensômetros
(estaca apiloada CON-2)**

Estaca apiloada CON-2							Ensaio lento
Diâmetro: 20 cm							1.o ensaio: 15/03/94
Comprimento: 6 m							2.o ensaio: 14/09/98
Isopor: não utilizado							fls. 1/1
Data	Tempo Horas	Carga (kN)	Re 1 (mm)	Re 2 (mm)	Re 3 (mm)	Re 4 (mm)	Recalque (mm)
15/03/94 1.o ensaio	08:40	0	49,20	49,17	48,90	49,88	0
	09:00	25	49,17	49,12	48,88	49,84	0,04
	11:00	50	48,50	48,48	48,37	49,33	0,62
	15:07	75	44,40	44,39	44,21	45,14	4,75
	17:12	100	38,53	38,50	38,37	39,30	10,61
	21:08	125	31,78	31,70	31,56	32,48	17,41
	21:40	150	4,37	4,13	4,84	6,50	44,33
descarreg.	21:55	112,5	4,57	4,63	5,28	6,52	44,04
	22:10	75	4,64	4,70	5,36	6,60	43,96
	22:25	37,5	4,71	4,91	5,50	6,76	43,82
	22:40	0	5,04	5,32	5,86	7,20	43,43
14/09/98 2.o ensaio	10:00	0	47,85	47,45	47,79	47,30	43,43
	10:00	15	47,71	47,25	47,59	47,12	43,61
	13:35	30	47,66	47,15	47,49	47,29	43,63
	14:35	45	47,60	47,06	47,49	47,25	43,68
	15:38	60	47,53	46,98	47,39	47,14	43,77
	17:42	75	47,53	46,98	47,39	47,14	43,77
	18:20	90	47,45	46,92	47,39	47,12	43,81
	18:53	105	47,33	46,79	47,32	46,99	43,92
	20:27	120	47,16	46,64	47,08	46,73	44,13
	22:29	135	46,88	46,40	46,84	46,46	44,39
15/09/98	00:02	150	46,25	45,79	46,28	45,87	44,98
	02:08	165	44,94	44,50	44,99	44,56	46,28
	04:14	180	36,68	36,40	36,85	36,35	54,46
	06:20	195	17,26	16,98	17,58	16,98	73,83
descarreg.	06:45	150	17,27	16,98	17,60	17,02	73,81
	07:00	105	17,37	17,05	17,74	17,19	73,69
	07:15	45	17,60	17,24	18,00	17,50	73,45
	07:30	0	18,00	17,77	18,38	17,81	73,04

**Quadro III.3 – Características gerais e leituras dos extensômetros
(estaca apiloadada SCC-1)**

Estaca apiloadada SCC1							Ensaio lento
Diâmetro: 20 cm							1.o ensaio: 17/02/94
Comprimento: 6 m							2.o ensaio: 09/11/98
Isopor: não utilizado							fls. 1/1
Data	Tempo Horas	Carga (kN)	Re 1 (mm)	Re 2 (mm)	Re 3 (mm)	Re 4 (mm)	Recalque (mm)
17/02/94 1.o ensaio	09:58	0	47,16	49,80	46,42	49,89	0,00
	10:08	16	47,04	49,79	46,25	49,89	0,08
	11:08	32	46,58	49,60	45,75	49,75	0,40
	15:05	48	45,96	49,19	45,09	49,34	0,92
	15:54	64	45,54	48,74	44,66	48,76	1,39
	23:54	80	33,66	36,55	31,41	36,37	13,82
	00:15	96	1,22	1,12	0,00	0,65	47,57
descarreg.	00:30	72	1,22	1,12	0,00	0,65	47,57
	00:45	48	1,22	1,12	0,00	0,65	47,57
	01:00	24	1,22	1,12	0,00	0,65	47,57
	01:45	0	4,71	3,06	0,00	2,98	45,63
09/11/98 2.o ensaio	10:13	0	46,52	46,57	46,25	46,14	45,63
	10:43	10	46,51	46,59	46,26	46,03	46,65
	11:48	20	46,54	46,57	46,20	45,90	45,70
	12:23	30	46,54	46,54	46,19	45,77	45,84
	12:58	40	46,47	46,47	46,13	45,59	46,01
	14:00	50	46,31	46,32	45,98	45,36	46,24
	16:06	60	46,06	46,09	45,83	45,08	46,67
	23:17	70	45,43	45,53	45,69	44,67	54,71
10/11/98	22:22	80	37,06	37,38	38,10	36,61	73,21
	22:55	90	17,88	18,52	19,88	18,88	73,20
descarreg.	23:00	70	17,88	18,53	19,88	18,91	73,20
	23:15	50	17,88	18,63	19,90	19,05	73,14
	23:30	30	17,89	18,80	20,04	19,30	72,99
	23:45	0	18,51	19,56	20,85	20,10	72,25

**Quadro III.4 – Características gerais e leituras dos extensômetros
(estaca apiloada SCC-2)**

Estaca apiloada SCC-2				Ensaio lento			
Diâmetro: 20 cm				1.o ensaio: 07/03/94			
Comprimento: 6 m				2.o ensaio: 03/11/98			
Isopor: 10 cm				Fls. 1/1			
data	Tempo (min.)	Carga (kN)	Re 1 (mm)	Re 2 (mm)	Re 3 (mm)	Re 4 (mm)	Média (mm)
07/03/94 1.o ensaio	09:50	0	47,29	49,87	49,63	49,48	0,00
	10:05	12	47,20	49,87	49,36	48,97	0,22
	10:40	24	46,98	49,82	49,24	49,05	0,30
	11:00	36	46,46	49,43	48,62	48,47	0,82
	11:32	48	45,67	48,76	47,80	47,64	1,60
	12:46	60	44,74	47,95	46,85	46,75	2,50
	01:25	76	7,01	10,48	8,84	9,01	40,23
08/03/94 Descarreg.	01:40	54	7,01	10,48	8,84	9,01	40,23
	01:55	36	7,18	10,54	9,07	9,27	40,05
	02:10	18	7,70	10,91	9,58	9,84	39,56
	02:25	0	10,38	13,50	12,18	12,73	36,87
03/11/98 2.o ensaio	09:30	0	47,67	47,92	47,80	47,61	36,87
	10:30	10	47,55	47,60	47,65	47,38	37,08
	16:30	20	47,39	47,20	47,48	47,20	37,30
	17:35	30	47,22	46,83	47,23	46,81	37,60
	18:40	40	46,89	46,36	46,83	46,33	38,02
	19:45	50	46,65	45,96	46,35	45,82	38,43
	02:22	60	13,89	13,17	9,84	9,11	73,12
04/11/98 descarreg.	02:37	40	13,75	13,09	9,84	9,20	73,15
	02:55	30	13,75	13,21	10,01	9,44	73,02
	03:05	20	13,76	13,44	10,24	9,79	72,81
	03:17	0	14,61	15,00	10,98	10,55	71,84

**Quadro III.5 – Características gerais e leituras dos extensômetros
(estaca apiloada SCC-3)**

Estaca apiloada SCC-3				Ensaio rápido			
Diâmetro: 20 cm				1.o ensaio: 23/02/94			
Comprimento: 6 m				2.o ensaio: 31/08/98			
Isopor: 10 cm				fls. ½			
data	Tempo (minutos)	Carga (kN)	Re 1 (mm)	Re 2 (mm)	Re 3 (mm)	Re 4 (mm)	Recalque (mm)
23/02/94 1.o ensaio	0	0	49,96	49,62	47,40	48,78	0,00
	15	4	49,47	49,62	47,40	48,76	0,13
	30	8	49,47	49,59	47,40	48,75	0,14
	45	12	49,47	49,58	47,40	48,74	0,14
	60	16	49,47	49,58	47,40	48,74	0,14
	75	20	49,47	49,51	47,40	48,68	0,17
	90	24	49,47	49,50	47,40	48,66	0,18
	105	28	49,47	49,42	47,40	48,61	0,22
	120	32	49,47	49,38	47,31	48,56	0,26
	135	36	49,46	49,24	47,31	48,45	0,33
	150	40	49,34	49,16	47,17	48,33	0,44
	165	44	49,22	48,99	47,04	48,18	0,58
	180	48	49,12	48,79	46,90	48,00	0,74
	195	52	48,94	48,61	46,74	47,83	0,91
	210	56	48,72	48,36	46,55	47,58	1,14
	225	60	48,44	48,04	46,23	47,25	1,45
	240	64	47,74	47,29	45,48	46,49	2,19
	255	68	46,48	46,00	44,23	45,18	3,47
	270	72	44,45	44,00	42,28	43,21	5,45
	285	76	40,25	39,67	37,00	38,85	10,00
	300	80	29,29	28,67	27,11	27,93	20,69
	315	84	22,71	21,05	19,57	20,40	28,01
	330	88	16,89	16,29	14,82	15,64	33,03
Descarreg.	345	60	16,89	16,24	14,78	15,62	33,06
	360	40	17,19	16,49	15,08	16,86	32,54
	375	20	17,52	16,78	15,45	17,16	32,21
	390	0	21,29	20,55	19,19	19,82	28,73
31/08/98	0	0	48,06	47,75	49,12	49,43	28,73
2.o ensaio	15	5	48,06	47,75	49,12	49,37	28,74
continua ...							

Continuação do Quadro III.5 . . .

Estaca apiloada SCC-3

Diâmetro: 20 cm

Comprimento: 6 m

Isopor: 10 cm

Ensaio rápido

1.o ensaio: 23/02/94

2.o ensaio: 31/08/98

fls. 2/2

data	Tempo (minutos)	Carga (kN)	Re 1 (mm)	Re 2 (mm)	Re 3 (mm)	Re 4 (mm)	Recalque (mm)
31/08/98	30	10	48,06	47,75	49,00	49,37	28,75
	45	15	48,06	47,70	49,14	49,37	28,75
	60	20	48,06	47,60	49,17	49,37	28,77
	75	25	48,06	47,59	49,19	49,37	28,77
	90	30	48,06	47,53	49,20	49,37	28,78
	105	35	48,06	47,50	49,20	49,35	28,79
	120	40	48,06	47,46	49,20	49,31	28,81
	135	44	48,06	47,45	49,20	49,28	28,82
	150	48	48,06	47,44	49,20	49,25	28,83
	165	52	48,06	47,39	49,20	49,19	28,86
	180	56	48,06	47,34	49,20	49,14	28,88
	195	60	48,06	47,32	49,20	49,07	28,91
	210	64	48,06	47,30	49,20	48,99	28,93
	225	68	48,06	47,22	49,16	48,86	28,99
	240	72	48,06	47,13	49,11	48,69	29,07
	255	76	48,06	46,95	48,98	48,40	29,22
	270	80	48,06	46,54	48,75	47,72	29,55
	285	84	44,10	42,35	48,16	43,05	32,90
	300	88	17,48	16,23	18,62	16,96	60,00
descarreg.	315	60	17,48	16,24	18,62	16,96	59,99
	330	40	17,48	16,40	18,62	17,10	59,92
	345	20	17,48	16,65	18,84	17,37	59,73
	360	0	18,10	17,38	19,44	18,06	59,07

**Quadro III.6 – Características gerais e leituras dos extensômetros
(estaca apiloada SCP-1)**

Estaca apiloada SCP-1				Ensaio rápido			
Diâmetro: 20 cm				1.o ensaio: 22/02/94			
Comprimento: 6 m				2.o ensaio: 18/08/98			
Isopor: 10 cm				fls. 1/2			
data	Tempo (minutos)	Carga (kN)	Re 1 (mm)	Re 2 (mm)	Re 3 (mm)	Re 4 (mm)	Recalque (mm)
22/02/94 1.o ensaio	0	0	47,57	49,28	49,35	49,93	0,00
	15	5	47,57	49,28	49,35	49,93	0,00
	30	10	47,57	49,28	49,35	49,93	0,00
	45	15	47,51	49,20	49,35	49,93	0,03
	60	20	47,42	49,16	49,33	49,84	0,09
	75	25	47,25	48,98	49,20	49,67	0,26
	90	30	47,00	48,73	48,96	49,38	0,52
	105	35	46,58	48,49	48,54	48,97	0,89
	120	40	45,83	47,74	47,80	48,25	1,63
	135	45	44,50	46,40	46,48	45,86	3,22
	150	50	43,08	44,00	45,04	44,04	4,99
	165	55	40,75	42,65	43,70	43,07	6,49
	180	60	38,08	39,99	40,00	39,39	9,67
	195	65	34,91	35,84	37,82	37,24	12,58
	210	70	30,21	32,16	32,09	31,46	17,55
	225	75	25,41	27,42	27,30	26,70	22,33
	240	80	15,88	18,00	17,78	17,27	31,80
Descarreg.	255	40	16,11	18,00	18,04	17,40	31,65
	270	20	16,47	18,13	18,48	17,70	31,34
	285	0	18,14	20,51	20,11	19,16	29,55
18/08/98 2.o ensaio	0	0	48,06	48,29	49,74	48,98	29,55
	15	5	48,06	48,29	49,74	48,92	29,57
	30	10	48,06	48,29	49,69	48,89	29,59
	45	15	48,05	48,29	49,63	48,89	29,61
	60	20	47,89	48,20	49,56	48,73	29,73
	75	25	47,86	48,15	49,48	48,63	29,79
	90	30	47,79	48,08	49,39	48,55	29,87
	105	35	47,72	48,02	49,30	48,50	29,94

Continua ...

Continuação do Quadro III.6 ...

Estaca: SCP-1

Diâmetro: 20 cm

Comprimento: 6 m

Isopor: 10 cm

Ensaio rápido

1.o ensaio: 22/02/94

2.o ensaio: 18/08/98

fls. 2/2

data	Tempo (minutos)	Carga (kN)	Re 1 (mm)	Re 2 (mm)	Re 3 (mm)	Re 4 (mm)	Recalque (mm)
18/08/98	120	40	47,65	47,96	49,23	48,48	29,99
	135	45	47,52	47,88	49,12	48,32	30,11
	150	50	47,41	47,75	49,00	48,23	30,22
	165	55	47,29	47,60	48,84	48,15	30,35
	180	60	47,09	47,42	48,65	47,89	30,56
	195	65	46,82	47,16	48,37	47,63	30,83
	210	70	46,46	46,76	47,98	47,24	31,21
	225	75	45,74	46,08	47,28	46,55	31,91
	240	80	43,83	44,13	45,33	44,57	33,86
	255	85	17,90	18,26	19,21	18,50	59,85
descarreg.	270	60	17,90	18,26	19,21	18,50	59,85
	285	40	18,00	18,26	19,30	18,50	59,81
	300	20	18,24	18,43	19,52	18,65	59,61
	315	0	18,77	19,20	20,20	19,29	58,96

**Quadro III.7 – Características gerais e leituras dos extensômetros
(estaca apiloadada SCP-2)**

Estaca apiloadada SCP-2				Ensaio lento			
Diâmetro: 20 cm				1.o ensaio: 08/03/94			
Comprimento: 6 m				2.o ensaio: 23/10/98			
Isopor: não utilizado				fls. 1/1			
data	Tempo (minutos)	Carga (kN)	Re 1 (mm)	Re 2 (mm)	Re 3 (mm)	Re 4 (mm)	Recalque (mm)
08/03/94 1.o ensaio	16:30	0	49,62	48,79	48,96	49,26	0,00
	16:45	12	49,62	48,75	48,95	49,20	0,03
	17:06	24	49,58	48,64	48,95	49,12	0,08
	17:25	36	49,44	48,44	48,78	48,90	0,27
	18:30	48	49,14	48,12	48,49	48,53	0,59
	2:42	60	47,99	46,90	47,37	47,28	1,77
	18:46	66	46,88	45,68	46,31	46,19	2,89
	2:49	72	45,61	44,39	44,88	44,78	4,24
	6:52	78	42,34	41,13	41,66	41,43	7,52
	10:54	84	37,53	36,31	36,81	36,49	12,37
	2:56	90	33,85	32,53	33,00	32,86	16,10
	18:59	96	28,46	27,23	26,54	25,98	22,11
	1:02	102	14,34	13,20	12,32	11,71	36,27
	1:35	108	2,04	0,86	0,32	0,00	48,35
descarreg.	1:50	78	2,04	0,86	0,32	0,00	48,35
	2:05	54	2,04	0,86	0,32	0,00	48,35
	2:20	27	2,63	1,45	0,56	0,35	47,91
	2:35	0	4,14	2,88	2,33	2,25	46,26
23/10/98 2.o ensaio	10:00	0	45,34	44,85	45,51	45,60	46,26
	10:30	12	45,31	44,72	45,43	45,43	46,36
	11:05	24	45,23	44,53	45,31	45,26	46,50
	11:40	36	45,17	44,45	45,19	45,06	46,62
	12:12	48	45,06	44,33	45,02	44,82	46,78
	12:47	60	44,90	44,19	44,78	44,52	46,99
	13:30	72	44,70	44,06	44,51	44,15	47,23
	14:35	84	44,39	43,82	44,13	43,70	47,57
	01:29	96	43,98	43,39	43,44	42,87	48,16
	19:35	108	15,93	17,96	13,55	10,45	77,11
descarreg.	19:50	72	15,93	17,96	13,55	10,45	77,11
	20:08	48	16,06	18,12	13,75	10,68	76,93
	20:26	24	16,37	18,58	14,08	11,09	76,55
	20:42	0	16,97	18,97	14,81	11,51	76,02

**Quadro III.8 – Características gerais e leituras dos extensômetros
(estaca apiloada SCP-3)**

Estaca apiloada SCP-3				Ensaio rápido			
Diâmetro: 20 cm				1.o ensaio: 24/02/94			
Comprimento: 6 m				2.o ensaio: 08/09/98			
Isopor: 10 cm				fls. 1/2			
data	Tempo (min)	Carga (kN)	Re 1 (mm)	Re 2 (mm)	Re 3 (mm)	Re 4 (mm)	Recalque (mm)
24/02/94 1.o ensaio	0	0	47,80	48,16	47,73	49,40	0,00
	15	4	47,80	48,16	47,73	48,81	0,15
	30	8	47,80	48,16	47,73	48,81	0,15
	45	12	47,76	48,16	47,66	48,41	0,28
	60	16	47,64	48,08	47,55	48,40	0,36
	75	20	47,59	48,04	47,51	48,39	0,39
	90	24	47,52	47,98	47,45	48,37	0,44
	105	28	47,40	47,87	47,32	48,25	0,56
	120	32	47,25	47,75	47,16	48,13	0,70
	135	36	47,12	47,64	47,01	47,98	0,84
	150	40	46,90	47,46	46,78	47,79	1,04
	165	44	46,64	47,22	46,48	47,54	1,30
	180	48	46,17	46,79	46,00	47,12	1,75
	195	52	45,66	46,22	45,38	46,53	2,33
	210	56	44,67	45,39	44,45	45,64	3,24
	225	60	43,40	44,15	43,20	44,40	4,49
	240	64	41,67	42,47	41,48	42,72	6,19
	255	68	40,50	41,32	40,30	41,59	7,35
	270	72	39,40	39,38	39,17	38,98	9,04
	285	76	35,54	36,42	35,43	36,90	12,20
	300	80	32,15	33,05	33,02	33,55	15,33
	315	84	29,85	30,82	29,65	31,22	17,89
	330	88	28,85	26,85	25,48	27,11	21,20
	345	92	11,99	12,05	11,40	13,45	36,05
descarreg.	360	54	11,99	12,05	11,40	13,45	36,05
	375	40	12,09	12,25	11,53	13,51	35,93
	390	20	12,18	12,47	11,73	13,57	35,79
	405	0	13,71	14,00	13,40	14,19	34,45
08/09/99	0	0	45,51	45,54	47,00	47,14	34,45
2.o ensaio	15	5	45,53	45,53	46,99	47,14	34,45
continua ...							

Continuação do Quadro III.8 ...

Estaca apiloada SCP-3

Diâmetro: 20 cm

Comprimento: 6 m

Isopor: 10 cm

Ensaio rápido

1.o ensaio: 24/02/94

2.o ensaio: 08/09/98

fls. 2/2

Data	Tempo (min)	Carga (kN)	Re 1 (mm)	Re 2 (mm)	Re 3 (mm)	Re 4 (mm)	Recalque (mm)
08/09/99 1.o ensaio	30	10	45,53	45,53	46,99	47,14	34,45
	45	15	45,43	45,53	46,99	47,14	34,47
	60	20	45,43	45,53	46,99	47,10	34,48
	75	25	45,54	45,53	46,99	47,08	34,46
	90	30	45,54	45,53	46,99	47,08	34,46
	105	35	45,54	45,50	47,03	47,07	34,46
	120	40	45,54	45,49	47,03	47,06	34,47
	135	45	45,54	45,48	47,03	47,06	34,47
	150	50	45,54	45,47	47,10	47,05	34,46
	165	55	45,53	45,45	47,11	47,05	34,46
	180	60	45,53	45,45	47,13	47,05	34,46
	195	65	45,53	45,44	47,14	47,05	34,46
	210	70	45,52	45,40	47,19	47,04	34,46
	225	75	45,52	45,37	47,21	47,04	34,46
	240	80	45,47	45,31	47,21	47,01	34,50
	255	85	45,47	45,25	47,21	46,96	34,52
	270	90	45,44	45,20	47,21	46,90	34,56
	285	95	45,36	45,14	47,21	46,87	34,60
	300	100	45,33	45,08	47,21	46,81	34,64
	315	105	45,27	45,00	47,21	46,75	34,69
	330	110	45,15	44,87	47,15	46,64	34,79
	345	115	44,98	44,69	46,99	46,44	35,25
	360	120	44,63	44,43	46,74	46,17	35,57
	375	125	44,31	44,12	46,46	45,83	36,04
	390	130	43,81	43,66	46,00	45,34	64,55
	405	135	15,16	15,63	17,63	16,38	64,55
Descarreg.	420	100	15,16	15,63	17,63	16,38	64,55
	435	65	15,20	15,65	17,63	16,48	64,51
	450	35	15,47	15,81	17,64	16,72	64,34
	465	0	16,30	16,43	18,29	17,17	63,70

ANEXO IV

**Características das estacas
e valores das leituras obtidas nos relógios
comparadores nas provas de carga realizadas
nas estacas escavadas.**

**Quadro IV.1 – Características gerais e leituras dos extensômetros
(estaca escavada C0N-1)**

Estaca escavada CON-1			Ensaio lento				
Diâmetro: 32 cm			Instrumentação: <i>Tell-tales</i>				
Comprimento: 10 m			fls. 1/1				
Data	Tempo (min)	Carga μ e	Re 1 (mm)	Re 2 (mm)	Re 3 (mm)	Re 4 (mm)	Média (mm)
21/09/99	22:55	49914	99,43	99,38	99,47	99,46	99,44
	23:00	50029	99,43	99,36	99,47	99,46	99,43
	23:30	50172	99,43	99,35	99,44	99,42	99,41
22/09/99	0:00	50316	99,42	99,28	99,36	99,43	99,37
	0:30	50459	99,31	99,16	99,23	99,31	99,25
	1:30	50603	99,14	98,97	99,02	99,13	99,07
	3:30	50746	99,02	98,76	98,81	98,97	98,89
	5:09	50890	98,64	98,39	98,41	98,62	98,52
	11:10	51033	98,41	98,09	98,10	98,34	98,24
	16:15	51177	98,22	97,87	97,89	98,18	98,04
	19:52	51320	97,79	97,44	97,44	97,75	97,61
23/09/99	1:53	51464	97,34	96,95	96,92	97,27	97,12
	10:25	51607	96,87	96,45	96,41	96,82	96,64
	16:00	51751	96,37	95,88	95,82	96,30	96,09
	18:38	51894	95,44	94,94	94,89	95,38	95,16
	21:40	52038	93,94	93,40	93,33	93,87	93,64
24/09/99	3:20	52181	90,94	90,35	90,25	90,87	90,60
	14:20	52325	82,40	81,73	81,59	82,26	82,00
	23:55	52468	63,02	62,23	62,03	62,84	62,53
25/09/99	9:45	52612	8,54	7,64	7,33	8,48	8,00
Descarreg.	10:00	52038	8,54	7,60	7,39	8,48	8,00
	10:15	51320	8,63	8,00	7,67	8,62	8,23
	10:30	50603	8,81	7,83	8,05	8,87	8,39
	10:45	49885	9,18	8,61	8,08	9,28	8,79

**Quadro IV.2 – Características gerais e leituras dos extensômetros
(estaca escavada CON-2)**

Estaca escavada CON-2			Ensaio rápido				
Diâmetro: 32 cm			Instrumentação: <i>Tell-tales</i>				
Comprimento: 10 m			fls. 1/1				
Data	Tempo (min)	Carga µe	Re 1 (mm)	Re 2 (mm)	Re 3 (mm)	Re 4 (mm)	Média (mm)
04/10/99	0:00	49885	99,51	99,54	99,53	99,53	99,53
	0:05	49981	99,50	99,52	99,53	99,53	99,52
	0:10	50076	99,46	99,49	99,53	99,53	99,50
	0:15	50172	99,43	99,45	99,52	99,52	99,48
	0:20	50268	99,37	99,40	99,48	99,48	99,43
	0:25	50363	99,28	99,31	99,42	99,42	99,36
	0:30	50459	99,15	99,18	99,32	99,32	99,24
	0:35	50555	99,03	99,02	99,18	99,21	99,11
	0:40	50650	98,86	98,86	99,05	99,09	98,97
	0:45	50746	98,66	98,66	98,88	98,91	98,78
	0:50	50842	98,44	98,43	98,66	98,72	98,56
	0:55	50937	98,01	97,98	98,28	98,36	98,16
	1:00	51033	97,88	97,85	98,15	98,22	98,03
	1:05	51129	97,61	97,55	97,90	98,01	97,77
	1:10	51224	97,24	97,16	97,54	97,67	97,40
	1:15	51320	96,78	96,70	97,14	97,15	96,94
	1:20	51416	96,30	96,23	96,69	96,80	96,51
	1:25	51511	95,69	95,64	96,14	96,26	95,93
	1:30	51607	94,96	94,91	95,45	95,56	95,22
	1:35	51703	94,12	94,06	94,64	94,77	94,40
	1:40	51798	92,97	92,88	93,55	93,68	93,27
	1:45	51894	91,15	91,13	92,85	92,00	91,78
	1:50	51990	87,40	87,30	88,10	88,25	87,76
	1:55	52085	80,99	80,91	81,86	81,96	81,43
	2:00	52181	71,77	71,74	72,64	72,63	72,20
	2:05	52277	51,75	51,60	52,56	52,49	52,10
	2:10	52372	3,89	3,88	4,98	4,92	4,42
	2:15	51798	3,90		4,95	4,88	3,43
Descarreg.	2:20	51224	4,15		5,09	5,03	3,57
	2:25	50555	4,55		5,36	5,28	3,80
	2:30	49885	5,15		5,75	5,63	4,13
	2:35	49885	5,18		5,78	5,64	4,15

**Quadro IV.3 – Características gerais e leituras dos extensômetros
(estaca escavada CON-3)**

Estaca escavada CON-3 Diâmetro: 32 cm Comprimento: 10 m			Ensaio rápido Instrumentação: <i>Tell-tales</i> fls. 1/1				
Data	Tempo (Min)	Carga µe	Re 1 (mm)	Re 2 (mm)	Re 3 (mm)	Re 4 (mm)	Média (mm)
06/10/99	0:00	49885	99,92	99,81	99,90	99,96	99,90
	0:05	49981	99,92	99,81	99,90	99,96	99,90
	0:10	50076	99,92	99,81	99,89	99,95	99,89
	0:15	50172	99,43	99,81	99,85	99,92	99,75
	0:20	50268	99,78	99,78	99,78	99,85	99,80
	0:25	50363	99,78	99,31	99,75	99,82	99,67
	0:30	50459	99,72	99,71	99,67	99,74	99,71
	0:35	50555	99,65	99,64	99,56	99,64	99,62
	0:40	50650	99,95	99,54	99,45	99,55	99,62
	0:45	50746	99,60	99,44	99,32	99,43	99,45
	0:50	50842	99,43	99,29	99,17	99,29	99,30
	0:55	50937	99,25	99,08	98,97	99,14	99,11
	1:00	51033	99,10	98,87	98,76	98,94	98,92
	1:05	51129	98,85	98,70	98,55	98,72	98,71
	1:10	51224	98,63	98,40	98,29	98,50	98,46
	1:15	51320	98,37	98,13	98,02	98,22	98,19
	1:20	51416	98,03	97,80	97,68	97,91	97,86
	1:25	51511	97,68	97,46	97,34	97,56	97,51
	1:30	51607	97,26	97,03	96,89	97,13	97,08
	1:35	51703	96,76	96,53	96,40	96,63	96,58
	1:40	51798	96,20	95,95	95,80	96,05	96,00
	1:45	51894	95,51	95,28	95,10	95,34	95,31
	1:50	51990	94,56	94,34	94,19	94,42	94,38
	1:55	52085	93,27	93,05	92,90	93,10	93,08
	2:00	52181	91,51	91,30	91,15	91,36	91,33
	2:05	52277	88,68	89,44	88,26	88,51	88,72
	2:10	52372	84,20	84,99	83,70	84,00	84,22
	2:15	52468	77,01	77,84	76,62	76,85	77,08
	2:20	52564	65,62	66,35	65,25	65,50	65,68
	2:25	52659	56,58	52,35	51,27	51,41	52,90
	2:30	52755	36,88	32,63	31,32	31,46	33,07
Descarreg.	2:35	52851	7,23	3,04	1,82	2,04	3,53
	2:40	52181	7,23	3,05	1,92	2,14	3,59
	2:45	51416	7,25	3,52	2,39	2,61	3,94
	2:50	50650	7,79	3,59	2,46	2,69	4,13
	2:55	49885	8,18	4,01	2,92	3,13	4,56

**Quadro IV.4 – Características gerais e leituras dos extensômetros
(estaca escavada SCP-1)**

Estaca escavada SCP-1			Ensaio lento				
Diâmetro: 32 cm			Instrumentação: <i>Tell-tales</i>				
Comprimento: 10 m			fls. 1/1				
data	Tempo (min)	Carga µe	Re 1 (mm)	Re 2 (mm)	Re 3 (mm)	Re 4 (mm)	Média (mm)
28/09/99	14:55	49885	99,50	99,49	99,50	99,51	99,50
		50029	99,44	99,40	99,50	99,50	99,46
	15:26	50172	99,29	99,21	99,40	99,42	99,33
	15:58	50316	99,06	98,99	99,24	99,12	99,10
	17:00	50459	98,79	98,74	98,98	99,01	98,88
	19:15	50603	98,46	98,41	99,70	98,69	98,82
	20:22	50746	97,80	97,70	98,03	98,10	97,91
29/09/99	0:27	50890	96,84	96,78	97,20	97,20	97,01
	5:03	51033	95,69	95,53	95,99	96,06	95,82
	10:43	51177	93,93	93,85	94,36	94,35	94,12
	15:50	51320	91,23	91,30	91,84	91,72	91,52
	23:02	51464	87,05	87,18	87,93	87,72	87,47
29/09/99	5:13	51607	70,74	71,18	72,61	72,98	71,88
	14:45	51751	16,28	16,40	19,37	18,75	17,70
Descarreg.	21:00	51751	16,28	16,40	19,37	18,75	17,70
	21:15	50890	16,28	16,48	19,37	18,75	17,72
	21:30	50459	16,53	16,79	19,79	19,02	18,03
	21:35	49885	23,67	24,18	27,03	26,20	25,27

**Quadro IV.5 – Características gerais e leituras dos extensômetros
(estaca escavada SCP-2)**

Estaca escavada SCP-2				Ensaio rápido			
Diâmetro: 32 cm				Instrumentação: <i>Tell-tales</i>			
Comprimento: 10 m				fls. 1/1			
Data	Tempo min.	Carga μe	Re 1 (mm)	Re 2 (mm)	Re 3 (mm)	Re 4 (mm)	Média (mm)
05/10/99	0:00	49885	100,01	100,05	100,03	100,00	100,02
	0:05	49981	100,00	100,04	100,03	99,99	100,02
	0:10	50076	99,89	99,96	99,95	99,88	99,92
	0:15	50172	99,76	99,86	99,84	99,76	99,81
	0:20	50268	99,58	99,67	99,66	99,57	99,62
	0:25	50363	99,30	99,42	99,42	99,32	99,37
	0:30	50459	98,87	99,02	99,06	98,91	98,97
	0:35	50555	98,19	98,37	98,41	98,14	98,28
	0:40	50650	96,44	96,63	96,73	96,52	96,58
	0:45	50746	95,12	95,38	95,52	95,25	95,32
	0:50	50842	93,40	93,75	94,00	93,64	93,70
	0:55	50937	90,73	91,21	91,66	91,18	91,20
	1:00	51033	87,61	88,18	88,81	88,20	88,20
	1:05	51129	83,16	83,88	84,75	83,93	83,93
	1:10	51224	76,13	77,00	79,26	77,23	77,41
	1:15	51320	56,55	57,05	59,64	58,86	58,03
	1:30	51416	6,55	7,05	9,64	8,86	8,03
descarreg.	1:35	50842	6,82	8,27	9,78	9,03	8,48
	1:40	50459	7,20	8,65	10,13	9,36	8,84
	1:45	50172	7,74	9,20	10,62	9,82	9,35
	1:50	49885	10,14	11,69	13,25	12,33	11,85

**Quadro IV.6 – Características gerais e leituras dos extensômetros
(estaca escavada SCP-3)**

Estaca escavada SCP-3 Diâmetro: 32 cm Comprimento: 10 m			Ensaio rápido Instrumentação: <i>Tell-tales</i> fls. 1/1				
Data	Tempo min.	Carga µe	Re 1 (mm)	Re 2 (mm)	Re 3 (mm)	Re 4 (mm)	Média (mm)
07/10/99	0:00	49885	99,88	99,67	99,80	99,97	99,83
	0:05	49981	99,88	99,66	99,80	99,94	99,82
	0:10	50076	99,75	99,53	99,71	99,78	99,69
	0:15	50172	99,33	99,13	99,33	99,37	99,29
	0:20	50268	98,78	98,59	98,76	98,81	98,74
	0:25	50363	98,16	97,96	98,12	98,14	98,10
	0:30	50459	97,41	97,26	97,35	97,34	97,34
	0:35	50555	96,08	95,99	96,10	96,02	96,05
	0:40	50650	95,08	95,01	95,13	95,02	95,06
	0:45	50746	93,83	93,81	93,91	93,75	93,83
	0:50	50842	91,97	91,90	92,05	91,84	91,94
	0:55	50937	89,69	89,75	89,75	89,53	89,68
	1:00	51033	85,60	85,68	85,75	85,30	85,58
	1:05	51129	77,30	78,35	78,12	77,80	77,89
	1:10	51224	53,43	56,05	55,95	51,94	54,34
	1:15	51320	10,73	15,43	11,68	5,51	10,84
Descarreg.	1:30	50842	10,73	15,43	12,65	5,51	11,08
	1:35	50555	10,74	15,57	12,79	5,74	11,21
	1:40	50268	10,49	15,91	13,19	6,20	11,45
	1:45	49885	14,62	20,05	17,33	10,24	15,56

ANEXO V

**Cargas, recalques
encurtamento do elemento estrutural
e deslocamento da ponta das estacas escavadas
durante a realização das provas de carga.**

Quadro V.1 – Cargas, recalques e encurtamento da estaca escavada CON-1

Carga (mm)	Recalque (mm)	Deslocamento da ponta	Encurtamentos		
			0-3m	0-7m	0-10m
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
60	0,02	-0,02	0,02	0,03	0,04
90	0,06	-0,02	0,03	0,06	0,08
120	0,18	0,07	0,05	0,09	0,11
150	0,37	0,23	0,07	0,10	0,14
180	0,55	0,38	0,07	0,14	0,17
210	0,92	0,72	0,10	0,16	0,20
240	1,20	0,98	0,16	0,17	0,22
270	1,40	1,10	0,18	0,25	0,30
300	1,83	1,50	0,20	0,27	0,33
330	2,32	1,98	0,20	0,28	0,34
360	2,80	2,40	0,22	0,33	0,40
390	3,34	2,89	0,25	0,37	0,45
420	4,27	3,78	0,27	0,41	0,49
450	5,80	5,27	0,30	0,44	0,53
480	8,83	8,26	0,31	0,47	0,57
510	17,44	16,80	0,36	0,53	0,64
540	36,91	36,25	0,37	0,54	0,66
570	91,44	90,72	0,40	0,60	0,72
450	91,43	90,83	0,37	0,49	0,60
400	91,21	90,79	0,26	0,35	0,42
300	91,05	90,87	0,14	0,15	0,18
150	90,65	90,64	0,00	0,01	0,01
0	90,65	90,65	0,00	0,00	0,00

Quadro V.2 – Cargas, recalques e encurtamento da estaca escavada CON-2

Carga (kN)	Recalque (mm)	Deslocamento da ponta (mm)	Encurtamentos		
			0-3m	0-7m	0-10m
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20	0,01	0,00	0,00	0,02	0,01
40	0,03	-0,01	0,01	0,04	0,04
60	0,05	-0,03	0,02	0,07	0,08
80	0,09	-0,02	0,05	0,10	0,11
100	0,17	0,02	0,05	0,12	0,15
120	0,29	0,11	0,05	0,15	0,18
140	0,42	0,20	0,06	0,18	0,22
160	0,56	0,31	0,07	0,21	0,25
180	0,75	0,46	0,08	0,26	0,29
200	0,97	0,64	0,08	0,28	0,33
220	1,37	0,96	0,09	0,35	0,41
240	1,50	1,07	0,09	0,37	0,43
260	1,76	1,28	0,10	0,41	0,48
280	2,13	1,61	0,11	0,44	0,52
300	2,59	2,01	0,12	0,49	0,58
320	3,02	2,39	0,12	0,52	0,63
340	3,60	2,92	0,13	0,56	0,68
360	4,31	3,58	0,14	0,60	0,73
380	5,13	4,35	0,15	0,65	0,78
400	6,26	5,43	0,17	0,67	0,83
420	7,75	6,87	0,17	0,72	0,88
440	11,77	10,82	0,18	0,78	0,95
460	18,10	17,12	0,18	0,78	0,98
480	27,33	26,24	0,23	0,82	1,09
500	47,43	46,28	0,27	0,85	1,15
520	95,11	93,89	0,28	0,90	1,22
400	96,10	95,00	0,27	0,81	1,10
280	95,96	95,03	0,20	0,64	0,93
140	95,73	95,08	0,10	0,38	0,65
0	95,73	95,43	0,00	0,09	0,30

Quadro V.3 – Cargas, recalques e encurtamento da estaca escavada CON-3

Carga (mm)	Recalque (mm)	Deslocamento da ponta (mm)	Encurtamentos		
			0-3m	0-7m	0-10m
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20	0,00	-0,01	0,00	0,01	0,01
40	0,01	-0,02	0,01	0,02	0,03
60	0,04	-0,02	0,02	0,04	0,06
80	0,10	0,01	0,03	0,06	0,09
100	0,13	0,01	0,05	0,08	0,12
120	0,19	0,05	0,06	0,11	0,14
140	0,28	0,11	0,07	0,13	0,17
160	0,38	0,18	0,10	0,15	0,20
180	0,45	0,22	0,11	0,17	0,23
200	0,60	0,34	0,12	0,20	0,26
220	0,79	0,49	0,13	0,23	0,30
240	0,98	0,65	0,15	0,26	0,33
260	1,19	0,83	0,16	0,29	0,36
280	1,44	1,04	0,18	0,33	0,40
300	1,71	1,29	0,19	0,35	0,42
320	2,04	1,58	0,20	0,38	0,46
340	2,39	1,89	0,22	0,41	0,50
360	2,82	2,28	0,23	0,44	0,54
380	3,32	2,74	0,25	0,48	0,58
400	3,90	3,28	0,27	0,52	0,62
420	4,59	3,93	0,28	0,56	0,66
440	5,52	4,82	0,30	0,58	0,70
460	6,82	6,07	0,33	0,62	0,75
480	8,57	7,78	0,36	0,65	0,79
500	11,18	10,34	0,37	0,69	0,84
520	15,68	14,81	0,39	0,73	0,87
540	22,82	21,92	0,41	0,76	0,90
560	34,22	33,28	0,43	0,82	0,94
580	47,00	46,02	0,45	0,86	0,98
600	66,83	65,80	0,47	0,92	1,03
620	96,37	95,31	0,49	0,96	1,06
480	96,31	95,31	0,43	0,90	1,00
320	95,96	95,22	0,22	0,77	0,74
160	95,77	95,37	0,07	0,43	0,40
0	95,34	95,24	0,00	0,18	0,10

Quadro V.4 – Cargas, recalques e encurtamento da estaca escavada SCP-1

Carga (mm)	Recalque (mm)	Deslocamento da ponta (mm)	Encurtamentos		
			0-3m	0-7m	0-10m
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
30	0,04	-0,05	0,08	0,05	0,09
60	0,17	-0,09	0,18	0,18	0,26
90	0,40	-0,10	0,30	0,38	0,50
120	0,62	-0,17	0,44	0,62	0,79
150	0,89	-0,22	0,62	0,89	1,11
180	1,59	-0,15	1,09	1,46	1,74
210	2,50	-0,15	1,79	2,27	2,64
240	3,68	-0,15	2,72	3,37	3,83
270	5,38	-0,22	4,23	5,08	5,60
300	7,98	-0,20	6,45	7,54	8,18
330	12,03	-0,18	10,09	11,34	12,21
360	27,62	0,33	25,14	26,95	27,29
390	81,80	1,18	76,98	80,57	80,62
210	81,78	2,17	76,59	79,28	79,61
120	81,47	1,82	76,33	79,28	79,65
0	74,23	-5,38	69,57	79,16	79,61

Quadro V.5 – Cargas, recalques e encurtamento da estaca escavada SCP-2

Carga (kN)	Recalque (mm)	Deslocamento da ponta (mm)	Encurtamentos		
			0-3 m	0-7 m	0-10 m
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20	0,01	-0,01	0,00	0,03	0,02
40	0,10	0,01	0,07	0,10	0,09
60	0,22	0,03	0,16	0,19	0,19
80	0,40	0,02	0,29	0,36	0,38
100	0,66	0,04	0,47	0,62	0,62
120	1,06	0,03	0,82	1,00	1,03
140	1,75	0,07	1,40	1,65	1,68
160	3,44	0,05	3,07	3,36	3,39
180	4,71	0,09	4,18	4,56	4,62
200	6,33	0,10	5,60	6,14	6,23
220	8,83	0,12	7,90	8,62	8,71
240	11,82	0,18	10,70	11,45	11,64
260	16,09	0,22	14,84	15,69	15,87
280	22,62	0,33	21,64	22,49	22,29
300	42,00	0,41	40,94	41,62	41,59
320	92,00	10,86	78,03	78,25	81,14
200	91,55	10,71	77,84	78,06	80,84
120	91,19	10,38	77,77	78,06	80,81
60	90,68	9,97	77,61	77,99	80,71
0	88,17	9,04	76,14	76,86	79,13

Quadro V.6 – Cargas, recalques e encurtamento da estaca escavada SCP-3

Carga (kN)	Recalques (mm)	Deslocamento da ponta (mm)	Encurtamentos		
			0-3 m	0-7 m	0-10 m
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20	0,01	-0,04	0,02	0,04	0,05
40	0,14	-0,07	0,15	0,19	0,21
60	0,54	-0,07	0,54	0,59	0,61
80	1,10	-0,05	1,04	1,13	1,15
100	1,74	-0,08	1,60	1,78	1,82
120	2,49	-0,09	2,26	2,51	2,58
140	3,78	-0,11	3,45	3,77	3,89
160	4,77	-0,11	4,36	4,72	4,88
180	6,01	-0,11	5,47	5,91	6,12
200	7,89	-0,13	7,29	7,77	8,02
220	10,15	-0,16	9,39	10,05	10,31
240	14,25	-0,22	13,21	14,12	14,47
260	21,94	-0,78	20,78	21,94	22,72
280	45,49	-0,93	43,72	45,37	46,42
300	88,99	10,46	72,36	85,60	78,53
200	88,75	10,22	72,22	85,72	78,53
140	88,62	10,09	72,19	85,72	78,53
80	88,38	9,90	71,95	85,72	78,48
0	84,27	6,89	68,22	83,33	77,38