

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE
CONSTRUÇÃO CIVIL - PPGECC**

LAÍSA BERNO BENETTI

**ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA EXECUTADAS EM SOLOS DA FORMAÇÃO
GUABIROTUBA: ESTUDO DO COMPORTAMENTO E REAVALIAÇÃO DE
MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS DE PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA**

CURITIBA

2016

LAÍSA BERNO BENETTI

**ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA EXECUTADAS EM SOLOS DA FORMAÇÃO
GUABIROTUBA: ESTUDO DO COMPORTAMENTO E REAVALIAÇÃO DE
MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS DE PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil da Universidade Federal do Paraná, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Construção Civil, área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Eng. Alessandro C. Morales Kormann.

CURITIBA

2016

Benetti, Laísa Berno

Estacas hélice contínua executadas em solos da formação
Guabirota: estudo do comportamento e reavaliação de métodos
semiempíricos de previsão da capacidade de carga / . – Curitiba, 2016
257 f. : il.; grafs., tabs.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Paraná, Setor
de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia da
Construção Civil.

Orientador: Alessander C. Morales Kormann
Bibliografia: 181-189

1. Solos - Formação. 2. Estacas hélice contínua. 3. Carga
estática. I. Kormann, Alessander C. Morales. II. Título.

CDD 624.1536

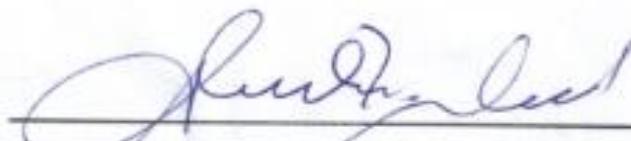
TERMO DE APROVAÇÃO

LAÍSA BERNO BENETTI

ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA EXECUTADAS EM SOLOS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA: ESTUDO DO COMPORTAMENTO E REAValiaÇÃO DE MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS DE PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

Dissertação aprovada como requisito parcial para obtenção de grau de Mestre no Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Área de Concentração de Geotecnia, Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná, pela seguinte banca examinadora:

Orientador:



Prof. Dr. Alessander C. Morales Kormann
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção
Civil da UFPR

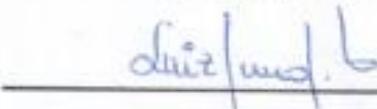
Examinadores:



Prof. Dr. Sidnei Helder Cardoso Teixeira
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção
Civil da UFPR



Prof. Dr. Larissa de Brum Passini
Bolsista Pós-Doc do PPGECC da UFPR.



Prof. Dr. Luiz Russo Neto
Departamento de Engenharia Civil da Universidade PUCPR

Curitiba, 30 de Maio de 2016.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Alessandro C. Morales Kormann pela orientação, estímulo e oportunidades.

Aos meus pais pelo incentivo e carinho incondicionais.

À minha irmã pelos conselhos, suporte e amizade.

Aos meus amigos por representarem uma verdadeira família.

Aos colegas do Geomonitoramento pela amizade e compreensão.

À empresa Fugro In Situ Geotecnia Ltda. pela cessão dos dados utilizados neste trabalho.

RESUMO

O presente trabalho apresenta a reavaliação de métodos semiempíricos de previsão da capacidade de carga para estacas do tipo hélice contínua executadas em solos da Formação Guabirota, a principal unidade estratigráfica da Bacia Sedimentar de Curitiba. Para tanto, dispôs-se de um banco de dados com provas de carga estática vertical conduzidas em estacas hélice contínua executadas em Curitiba e Região Metropolitana. Inicialmente, procedeu-se um estudo do comportamento das estacas quanto à transferência de carga ao longo do fuste e da ponta, e ao recalque necessário para o esgotamento do atrito lateral. Adicionalmente, algumas peculiaridades dos solos da Formação Guabirota, como a ocorrência de ruptura progressiva e do efeito de escala, foram discutidas. O estudo foi baseado em 26 provas de carga estática vertical, sendo uma instrumentada em profundidade. Com esse conjunto de provas de carga interpretadas, procedeu-se a reavaliação dos métodos de Alonso, de Décourt & Quaresma e de Aoki & Velloso, os quais foram selecionados a partir de uma análise estatística do desempenho de métodos semiempíricos disponíveis na literatura. A reavaliação consistiu, principalmente, em adequar os coeficientes função do solo para a região geotécnica em questão, por meio da retroanálise das provas de carga. Os métodos reavaliados foram aplicados para validação a um conjunto de 103 estacas hélice contínua executadas em Curitiba e Região Metropolitana, as quais foram submetidas à prova de carga estática. A validação foi pautada nas recomendações da NBR 6122 (2010) quanto à segurança de fundações profundas. O estudo do comportamento somado à reavaliação dos métodos semiempíricos, proporcionaram a identificação de referências práticas para o dimensionamento de estacas hélice contínua executadas em solos da Formação Guabirota.

Palavras-Chave: Formação Guabirota, Estaca Hélice Contínua, Prova de Carga Estática.

ABSTRACT

This research presents the reassessment of semi-empirical methods for prediction of pile bearing capacity to continuous flight auger (CFA) piles executed at Guabirota Formation, the main stratigraphic unit of Curitiba Sedimentary Basin. For that, it was compiled a data base with axial static load tests carried out at CFA piles executed in Curitiba and its Metropolitan Region. Initially, it was conducted a study about CFA pile behavior as the shaft and tip load transfer and the set for running out shaft resistance. Additionally, some peculiarities about Guabirota Formation soils, like the occurrence of progressive rupture and scale effects, were discussed. This study was based on 26 axial static load tests, one instrumented in depth. With this group of interpreted load tests, it was executed the reassessment of the methods of Alonso, Décourt & Quaresma and Aoki & Velloso, which were selected by an statistical analysis of the performance of methods available in literature. The calibration consisted mainly in adapting the soil coefficients to the geotechnical region in question, by means of load tests back-analysis. The reassessed methods were applied for validation to a group of 103 CFA piles executed in Curitiba and its Metropolitan Region, which were submitted to load test. The validation was based on NBR 6122 (2010) recommendations for security of deep foundations. The study about CFA piles behavior added to the reassessment of semi-empirical methods provided the identification of practical references for design of CFA piles executed in Guabirota Formation soils.

Keywords: Guabirota Formation, Continuous Flight Auger Pile, Static Load Test.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Equilíbrio estático da fundação.	25
Figura 2 - Fases da execução da estaca hélice contínua: a) Introdução do trado helicoidal contínuo; b) Injeção do concreto com retirada do trado; c) Instalação da armadura.....	27
Figura 3 - Extensômetro do tipo A-9 de fabricação da Geokon: Peça para ancoragem (à frente), dois extensômetros completos (centro) e haste conectora (ao fundo).	36
Figura 4 - Transferência de carga em estaca raiz executada em solo de diabásio.....	38
Figura 5 - Modelo de ruptura de Terzaghi (1943).....	45
Figura 6 - Interpretação do embutimento dos métodos semiempíricos a partir dos métodos teóricos de: a) Terzaghi (1943); b) De Beer (1945) e Meyerhof (1953); c) Berezantzev (1961); d) Skempton e Yassin (1953). .	49
Figura 7 - Relação entre o atrito local e a resistência de ponta do cone de acordo com Begemann (1965).....	50
Figura 8 - Carga de ruptura segundo o método de Van der Veen (1953).	67
Figura 9 - Exemplo de fundação que rompe (a) e que não rompe (b).....	68
Figura 10 - Diagramas de dispersão.	71
Figura 11 - Localização da Bacia Sedimentar de Curitiba.....	74
Figura 12 - Perfis geotécnicos da Formação Guabirota – não intemperizados.	77
Figura 13 - Perfil geotécnico da Formação Guabirota - intemperizado.	77
Figura 14 - Resultados da prova de carga nas estacas CFA-1 e CFA-2.....	84
Figura 15 - Porcentagem de estacas com determinado diâmetro.	87
Figura 16 - Porcentagem de estacas com comprimento em determinado intervalo.....	88
Figura 17 - Perfis de N_{SPT} de referência das estacas selecionadas e perfil médio.	88
Figura 18 - Tipos de solo ao longo do fuste das estacas selecionadas.	89
Figura 19 - Tipos de solo encontrados na região da ponta das estacas selecionadas.	90
Figura 20 - Curva "carga <i>versus</i> recalque" da estaca E.01.....	91

Figura 21 - Croqui de locação da instrumentação e perfil de sondagem SPT.	91
Figura 22 - Curva “carga <i>versus</i> recalque” da estaca E.25.	92
Figura 23 - Curva “carga <i>versus</i> recalque” da estaca E.26.	93
Figura 24 - Perfil de sondagem SPT da estaca E.25.	93
Figura 25 - Perfil de sondagem SPT da estaca E.26.	94
Figura 26 - Fluxograma.	95
Figura 27 - Exemplo de análise de desempenho.	101
Figura 28 - Gráfico da rigidez a) Estaca E.13 e b) Estaca E.15.	109
Figura 29 - Gráfico da rigidez a) Estaca E.02, b) Estaca E.04, c) Estaca E.05 e d) Estaca E.06.	110
Figura 30 - Carga de ruptura.	111
Figura 31 - Carga admissível.	111
Figura 32 - Modelo esquemático de mobilização da capacidade de carga axial de uma estaca.	113
Figura 33 - Resultado da interpretação da prova de carga à tração na estaca a) E.25 e b) E.26.	114
Figura 34 - Curva “tensão <i>versus</i> deformação específica” – Seção de referência.	116
Figura 35 - Curvas “tensão <i>versus</i> deformação específica”.	117
Figura 36 - Curvas “tensão tangencial <i>versus</i> deslocamento horizontal”.	118
Figura 37 - Ruptura progressiva.	118
Figura 38 - Curva “ Δ tensão <i>versus</i> Δ deformação específica”.	119
Figura 39 - Módulo de elasticidade.	120
Figura 40 - Transferência de carga na estaca E.01.	121
Figura 41 - Curvas “carga lateral, de ponta e total <i>versus</i> deslocamento de topo”.	122
Figura 42 - Gráfico da rigidez - E.01.	123
Figura 43 - “Atrito lateral e N_{SPT} <i>versus</i> profundidade”.	123
Figura 44 - a) Modelo esquemático de mobilização da capacidade de carga axial de uma estaca, b) Modelo esquemático de mobilização do atrito lateral em solo que apresenta <i>strain-softening</i> .	125
Figura 45 - Recalque para o esgotamento do atrito lateral.	128
Figura 46 - Método simplificado para o cálculo do encurtamento elástico.	128

Figura 47 - Recalque de topo para o esgotamento do atrito lateral e encurtamento elástico.	130
Figura 48 - Porcentagens de carga lateral e de ponta.	131
Figura 49 - Efeito de escala - Resistência lateral.	134
Figura 50 - Efeito de escala - Resistência de ponta.	135
Figura 51 - Média da resistência por atrito lateral e ponta.	137
Figura 52 - Média da resistência de ponta.	138
Figura 53 - " $T_{máx}$ versus N_{SPT} "	144
Figura 54 - Coeficiente α_{AL}	146
Figura 55 - Gráfico de frequências - α_{AL}	146
Figura 56 - "Atrito lateral versus N "	147
Figura 57 - "Atrito lateral versus N_{SPT} médio de todo o fuste"	148
Figura 58 - Coeficiente $F2$	151
Figura 59 - Gráfico de frequências - $F2$	152
Figura 60 - " T_{res} versus N_{SPT} "	154
Figura 61 - Coeficiente $F1$	158
Figura 62 - Análise de desempenho – Resistência lateral - AL.	160
Figura 63 - Análise de desempenho – Resistência lateral - DQ(I).	161
Figura 64 - Análise de desempenho – Resistência lateral - DQ(II).	161
Figura 65 - Análise de desempenho – Resistência lateral - AV.	162
Figura 66 - Análise de desempenho - Resistência de ponta - AL.	162
Figura 67 - Análise de desempenho - Resistência de ponta - DQ.	163
Figura 68 - Análise de desempenho - Resistência de ponta - AV.	163
Figura 69 - Análise de desempenho - Carga de ruptura - AL.	164
Figura 70 - Análise de desempenho - Carga de ruptura - DQ(I).	165
Figura 71 - Análise de desempenho - Carga de ruptura - DQ(II).	165
Figura 72 - Análise de desempenho - Carga de ruptura - AV.	166
Figura 73 - Gráfico da rigidez - Domínio da ponta.	168
Figura 74 - Porcentagem de estacas com determinado diâmetro.	191
Figura 75 - Porcentagem de estacas conforme comprimento definido em intervalos.	191

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Metodologia aplicada ao atrito lateral e à ponta (embutimento) em cada método.	48
Tabela 2 - Valores de k e α_{AV}	51
Tabela 3 - Valores de k e α_{AV} propostos por Alonso (1980).....	52
Tabela 4 - Valores de $F1$ e $F2$ propostos por Aoki & Velloso (1975) e atualizações.	53
Tabela 5 - Valores de $F1$ e $F2$ propostos por Laprovitera (1988) & Benegas (1993) e por Monteiro (1997).	54
Tabela 6 - Valores do coeficiente C	56
Tabela 7 - Valores de adesão para estimativa da resistência lateral.	56
Tabela 8 - Valores atribuídos ao coeficiente α_{DQ}	57
Tabela 9 - Valores atribuídos ao coeficiente β_{DQ}	57
Tabela 10 - Parâmetros β_1 e β_2	61
Tabela 11 - Propriedades de sedimentos não intemperizados da Formação Guabirota.	78
Tabela 12 - Características gerais das estacas selecionadas.....	86
Tabela 13 - Carga admissível estrutural de estacas hélice contínua.	100
Tabela 14 - Análise de desempenho - Resistência lateral.	139
Tabela 15 - Análise de desempenho - Resistência de ponta.	141
Tabela 16 - Análise de desempenho - Carga de ruptura.....	142
Tabela 17 - Coeficientes k e α_{AV}	150
Tabela 18 - Coeficiente β_{AL}	156
Tabela 19 - Coeficientes $\alpha_{DQ}C$	157
Tabela 20 - Coeficientes $F1$	159
Tabela 21 - Banco de dados para aferição.	192
Tabela 22 - Banco de dados para aferição - Continuação.	193

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Estados de compacidade e consistência.	32
Quadro 2 - Solos que compõem os grupos propostos por Danziger (1982). ...	65
Quadro 3 - Definições de c_l e N em cada método.....	104
Quadro 4 - Definições de c_p e N em cada método.....	105
Quadro 5 - Equações para o cálculo da capacidade de carga - Método de Alonso.	175
Quadro 6 - Comparação entre o método de Alonso (2000) e a reavaliação proposta no presente trabalho.	176
Quadro 7 - Equações para o cálculo da capacidade de carga - Método de Décourt & Quaresma.....	176
Quadro 8 - Comparação entre o método de Décourt & Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996) e a reavaliação proposta no presente trabalho.	177
Quadro 9 - Equações para o cálculo da capacidade de carga - Método de Aoki & Velloso.	178
Quadro 10 - Comparação entre o método de Aoki & Velloso (1975) e a reavaliação proposta no presente trabalho.	178

LISTA DE ABREVIATURAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials;</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas;
BSI	<i>British Standards Institution;</i>
CIU	<i>Consolidated Isotropic Undrained;</i>
COBRAMSEG	Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica;
COPPE	Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia;
CPT	<i>Cone Penetration Test;</i>
ES	Espírito Santo;
EUA	Estados Unidos da América;
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas;
ISSMFE	<i>International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering;</i>
SIG	Sistema de Informações Geográficas;
SPT	<i>Standard Penetration Test;</i>
SPT-T	<i>Standard Penetration Test with Torque Measurements;</i>
UFPR	Universidade Federal do Paraná;
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro;
UNICAMP	Universidade Estadual de Campinas.

LISTA DE SÍMBOLOS

N_{SPT}	índice de resistência à penetração;
T	momento de torque aplicado às hastes;
f_s	resistência de atrito lateral entre o amostrador e o solo;
h	altura total de cravação do amostrador;
$T_{máx}$	máximo valor de torque;
T_{res}	valor de torque medido depois da ruptura da ligação solo-amostrador ou torque residual;
R	raio externo do amostrador;
r	raio mínimo da boca do amostrador;
h_0	altura do chanfro tronco-cônico;
Hz	<i>hertz</i> ;
D_C	deslocamento calculado;
R_1	leitura em um dado tempo;
R_0	leitura inicial;
G	fator de calibração;
Q	carga;
ε	deformação específica;
E	módulo de elasticidade;
E_c	módulo de elasticidade do concreto;
A	área da seção transversal da estaca;
f_c	resistência à compressão de um corpo de prova de concreto;
s_B	recalque da ponta da estaca;
s	recalque;
R	rigidez;
D	diâmetro ou lado da estaca;
P	capacidade de carga de um sistema estaca-solo;
P_l	resistência lateral;
P_p	resistência de ponta;
P_u	capacidade de carga última da estaca;

A_b	área da seção transversal da ponta/base da estaca;
c	coesão do solo;
γ	peso específico;
γ_{nat}	peso específico natural do solo;
γ_{sub}	peso específico submerso do solo;
σ_{vp}	tensão vertical do solo na cota de apoio da estaca;
N_c	coeficiente de capacidade de carga em função do ângulo de atrito do solo;
N_γ	coeficiente de capacidade de carga em função da compressibilidade relativa do solo;
N_q	coeficiente de capacidade de carga em função da geometria da estaca;
U	perímetro da seção transversal do fuste da estaca;
L	comprimento do fuste da estaca;
ϕ_a	ângulo de atrito fuste-solo;
c_a	adesão inicial entre o fuste e o solo;
σ_v	tensão vertical;
k_s	coeficiente de empuxo lateral;
r_p	resistência de ponta unitária da estaca;
r_l	atrito lateral unitário solo-estaca;
q_c	resistência à penetração do cone do CPT;
$q_{c_{ponta}}$	q_c ao nível da ponta da estaca;
k	coeficiente de correlação entre q_c e N_{SPT} ;
$N_{SPT_{ponta}}$	N_{SPT} ao nível da ponta da estaca;
α_{AV}	coeficiente que correlaciona a resistência lateral unitária e a resistência de ponta do cone do CPT ou a calculada a partir do N_{SPT} ;
$q_{c_{fuste}}$	q_c de cada camada individual de solo ao longo do fuste da estaca;
$N_{SPT_{fuste}}$	N_{SPT} de cada camada individual de solo ao longo do fuste da estaca;

$F1$	coeficiente de correção da resistência de ponta do método de Aoki & Velloso (1975);
$F2$	coeficiente de correção da resistência por atrito lateral do método de Aoki & Velloso (1975);
ΔL	espessura da camada individual de solo;
Q_{AD}	carga admissível;
Q_R	carga de ruptura;
Q_{15mm}	carga referente a um recalque de 15 mm;
$Q_{m\acute{a}x.da\ prova\ de\ carga}$	carga máxima da prova de carga;
N_P	N_{SPT} médio entre o valor correspondente a ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior;
C	coeficiente do método de Décourt & Quaresma (1978) que relaciona r_p e N_P ;
\bar{N}	valor médio de N_{SPT} ao longo do fuste, desconsiderando os utilizados para o cálculo da resistência de ponta;
α_{DQ}	coeficiente de correção da resistência por ponta do método de Décourt & Quaresma (1996);
β_{DQ}	coeficiente de correção da resistência lateral do método de Décourt & Quaresma (1996);
α_{AL}	coeficiente função do solo da parcela de resistência lateral do método de Alonso (1996);
β_{AL}	coeficiente função do solo da parcela de resistência por ponta do método de Alonso (1996);
β_1	parâmetro função do tipo de solo para o cálculo do atrito lateral do método de Antunes & Cabral (1996);
β_2	parâmetro função do tipo de solo para o cálculo da resistência por ponta do método de Antunes & Cabral (1996);
P_{adm}	tensão admissível a ser aplicada no topo da estaca;
$SPT_{m\acute{e}dio\ da\ ponta}$	média dos valores de N_{SPT} obtidos no trecho compreendido por $8 D$, da ponta para cima e por $3 D$, da ponta para baixo;
$P_{(u)}$	carga de ruptura estimada da ponta da estaca;

N_l	média aritmética de todos os valores de N_{SPT} compreendidos ao longo do comprimento da estaca;
$Al_{(u)}$	carga de ruptura do atrito lateral estimada do fuste da estaca;
P_{ult}	carga de ruptura extrapolada pelo método de Van der Veen (1953);
Q_{uc}	carga de ruptura convencional estimada pelo método da Rigidez (1996);
Q_u	carga de ruptura extrapolada estimada pelo método da Rigidez (1996);
n	número de observações;
x	variável independente;
y	variável dependente;
a	coeficiente angular da reta;
R	coeficiente de correlação linear;
R^2	coeficiente de determinação;
w	umidade natural;
LP	limite de plasticidade;
LL	limite de liquidez;
IP	índice de plasticidade;
γ	peso específico;
γ_d	peso específico aparente seco;
δ	peso específico real dos grãos;
S	grau de saturação;
e_0	índice de vazios natural;
σ'	tensão efetiva;
e	índice de vazios;
σ'_{vm}	tensão de pré-adensamento;
C_c	índice de compressão;
K_0	coeficiente de empuxo no repouso;
c_l	coeficiente função do solo genérico inerente ao cálculo da resistência lateral;

N	representação genérica de como cada método considera o N_{SPT} em sua formulação;
c_p	coeficiente função do solo genérico inerente ao cálculo da resistência de ponta;
R_f	fator de redução – ruptura progressiva;
ξ	parâmetro referente ao <i>strain-softening</i> ;
K	parâmetro referente à compressibilidade da estaca;
Δw_{res}	deslocamento relativo entre a estaca e o solo (recalque) necessário para reduzir o valor de pico do atrito lateral para o valor residual;
τ_{peak}	tensão cisalhante de pico;
τ_{res}	tensão cisalhante residual;
L_o	trecho da estaca livre de atrito lateral;
L_f	trecho da estaca aonde o atrito lateral atua;
Δ_1	encurtamento elástico do trecho da estaca livre de atrito lateral;
Δ_2	encurtamento elástico do trecho da estaca aonde o atrito lateral atua;
P_T	carga aplicada;
K_E	parâmetro que define a posição do centroide da zona onde ocorre atrito lateral.

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	3
RESUMO.....	4
ABSTRACT	5
LISTA DE ILUSTRAÇÕES.....	6
LISTA DE TABELAS.....	9
LISTA DE QUADROS	10
LISTA DE ABREVIATURAS	11
LISTA DE SÍMBOLOS	12
1. INTRODUÇÃO.....	21
1.1. JUSTIFICATIVA E OBJETIVOS.....	22
1.2. ESTRUTURAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	24
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	25
2.1. PROJETO DE FUNDAÇÕES POR ESTACAS.....	25
2.1.1. Estaca hélice contínua.....	26
2.1.2. Sondagem SPT	29
2.1.2.1. Procedimentos de ensaio	30
2.1.2.2. Interpretação do ensaio	31
2.1.2.3. O SPT-T	32
2.1.3. PROVA DE CARGA ESTÁTICA.....	33
2.1.3.1. Prova de carga estática com carregamento lento	34
2.1.3.2. Prova de carga estática instrumentada em profundidade	35
2.2. CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS.....	39
2.2.1. Transferência de carga	40
2.3. MÉTODOS DE PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS.....	43
2.3.1. Métodos semiempíricos.....	46
2.3.1.1. Método de Aoki & Velloso (1975).....	49
2.3.1.2. Método de Décourt & Quaresma (1978)	55
2.3.1.3. Método de Alonso (1996, 2000).....	58
2.3.1.4. Método de Antunes & Cabral (1996).....	60
2.3.1.5. Método de Gotlieb <i>et al.</i> (2000)	61

2.3.1.6.	Método de Kárez & Rocha (2000).....	63
2.3.1.7.	Método de Vorcaro & Velloso (2000)	64
2.4.	INTERPRETAÇÃO DA CURVA “CARGA <i>VERSUS</i> RECALQUE”	66
2.4.1.	Critério de Terzaghi (1943).....	66
2.4.2.	Método de Van der Veen (1953).....	67
2.4.3.	Método da Rigidez ou método de Décourt (1996, 2008)	68
2.5.	ANÁLISE ESTATÍSTICA	70
2.5.1.	Diagrama de dispersão	71
2.5.2.	Correlação linear	72
2.5.3.	Regressão linear	73
2.6.	FORMAÇÃO GUABIROTUBA.....	74
2.6.1.	Contexto geológico	75
2.6.2.	Aspectos geotécnicos	76
2.6.3.	Fundações profundas na Formação Guabiro tuba	82
3.	BANCO DE DADOS	86
3.1.	PROVA DE CARGA ESTÁTICA À COMPRESSÃO INSTRUMENTADA EM PROFUNDIDADE.....	90
3.2.	PROVAS DE CARGA ESTÁTICA À TRAÇÃO	92
4.	MÉTODOS.....	95
4.1.	ANÁLISE DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA.....	95
4.2.	ANÁLISE DE DESEMPENHO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS	97
4.3.	REAVALIAÇÃO DOS MÉTODOS COM MELHOR DESEMPENHO	102
4.4.	VALIDAÇÃO DOS MÉTODOS REAVALIADOS	107
5.	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	109
5.1.	RESULTADO DA INTERPRETAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA À COMPRESSÃO	109
5.2.	RESULTADO DA INTERPRETAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA À TRAÇÃO.....	114
5.3.	ANÁLISE DE TRANSFERENCIA DE CARGA.....	115
5.3.1.	Interpretação da prova de carga instrumentada	115
5.3.1.1.	Procedimento de ensaio	115
5.3.1.2.	Definição do módulo de elasticidade da estaca	116

	19
5.3.1.3. Transferência de carga em profundidade	121
5.3.1.4. Discussões	124
5.3.2. Esgotamento do atrito lateral	127
5.3.3. Porcentagem de carga lateral e de ponta	130
5.3.4. Efeito de escala	133
5.4. RESULTADO DA APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS	136
5.5. ANÁLISE DE DESEMPENHO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS	138
5.5.1. Resistência lateral	139
5.5.2. Resistência de ponta.....	140
5.5.3. Carga de ruptura	142
5.6. REAVALIAÇÃO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS	143
5.6.1. Resistência lateral	143
5.6.1.1. Método de Alonso.....	144
5.6.1.2. Método de Décourt & Quaresma	147
5.6.1.3. Método de Aoki & Velloso.....	149
5.6.2. Resistência de ponta.....	152
5.6.2.1. Método de Alonso.....	153
5.6.2.2. Método de Décourt & Quaresma	156
5.6.2.3. Método de Aoki & Velloso.....	157
5.7. ANÁLISE DE DESEMPENHO DOS MÉTODOS REAVALIADOS.....	159
5.7.1. Resistência lateral	160
5.7.2. Resistência de ponta.....	162
5.7.3. Carga de ruptura	164
5.8. CONSIDERAÇÕES SOBRE A APLICAÇÃO DOS MÉTODOS REAVALIADOS.....	166
5.9. VALIDAÇÃO DOS MÉTODOS REAVALIADOS	170
6. CONCLUSÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS..	172
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	181
APÊNDICE 1 – BANCO DE DADOS PARA AFERIÇÃO	190
APÊNDICE 2 – RESULTADO DA APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS	194

APÊNDICE 3 – RESULTADO DA INTERPRETAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA.	205
APÊNDICE 4 – GRÁFICOS DE DISPERSÃO – ANÁLISE DE DESEMPENHO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS	208
ANEXO 1 – CURVAS “CARGA <i>VERSUS</i> RECALQUE”	224
ANEXO 2 – SONDAgens SPT	233
ANEXO 3 – SONDAgens SPT-T	247

1. INTRODUÇÃO

O presente trabalho apresenta a reavaliação de métodos de previsão da capacidade de carga para estacas do tipo hélice contínua executadas em solos da Formação Guabirotuba.

O expressivo crescimento da opção por esse tipo de estaca como solução de fundação, somado a relevante área de abrangência dos solos da Formação Guabirotuba, a qual inclui a cidade de Curitiba e sua Região Metropolitana, justifica o estudo.

Para reavaliação dos métodos procedeu-se um estudo do comportamento das estacas quanto à transferência de carga e o recalque necessário para o esgotamento do atrito lateral, assim como de algumas peculiaridades do solo em questão, como a ocorrência de ruptura progressiva e do efeito de escala. Este estudo é baseado em 26 provas de carga estática vertical, conduzidas em estacas hélice contínua executadas na região geotécnica em questão, sendo 24 provas de carga estática vertical à compressão, uma delas instrumentada em profundidade e 2 provas de carga estática vertical à tração.

Com esse banco de dados efetuou-se uma análise, baseada em conceitos estatísticos, do desempenho dos métodos semiempíricos disponíveis na literatura para previsão da capacidade de carga de estacas.

A observação conjunta dos perfis de sondagem SPT e da análise estatística fundamentou a reavaliação dos métodos com melhor desempenho.

A reavaliação consistiu, principalmente, em adequar os coeficientes função do solo para a região geotécnica em questão, por meio da retroanálise das provas de carga. Adicionalmente, verificou-se a necessidade de proceder a uma aferição baseada em conceitos estatísticos, a fim de diminuir a dispersão de desempenho dos métodos reavaliados.

Por fim, os métodos reavaliados foram aplicados para validação a 103 estacas hélice contínua executadas em solos da Formação Guabirotuba, as quais foram submetidas à prova de carga estática vertical à compressão. A validação foi pautada nas recomendações da NBR 6122 (2010) quanto à segurança de fundações profundas.

1.1. JUSTIFICATIVA E OBJETIVOS

Aoki & Alonso (1993) alertam que:

Embora seja “óbvio”, cabe lembrar que os métodos semiempíricos para cálculo da capacidade de carga só devem ser aplicados aos tipos de estacas e regiões geotécnicas para os quais foram estabelecidos. A aplicação para outras regiões deve ser feita com ressalvas.

Essa advertência é sustentada pela seguinte recomendação da NBR 6122 (2010) quanto aos métodos semiempíricos: “Devem ser observados os domínios de validade de suas aplicações, bem como as dispersões dos dados e as limitações regionais associadas a cada um dos métodos”.

Ainda que seja evidente que os métodos semiempíricos devem ser regionalizados, pois como reitera Alonso (2000): “(...) em engenharia de solos não existem soluções universais”, observa-se que é comum à utilização indiscriminada dos mesmos.

Posto isso, o presente trabalho visa adequar métodos de previsão da capacidade de carga para estacas hélice contínua executadas em solos da Formação Guabirotuba.

Amann (2010) constata que as várias publicações técnicas brasileiras têm se restringido à simples classificação dos métodos em “conservadores” ou “contra a segurança” e, raramente, investigações acerca das causas deste comportamento e adequações dos métodos a solos de regiões específicas são propostas.

Dessa forma, neste trabalho, da análise de desempenho dos métodos existentes, buscou-se identificar os motivos dos resultados encontrados ao avaliá-los em conjunto com as sondagens SPT e procedeu-se a reavaliação dos métodos com melhor desempenho para a região geotécnica em questão.

A necessidade de se estudar fundações executadas nessa formação é ressaltada pelas suas peculiaridades, a citar: expansibilidade, erodibilidade, sobreadensamento, descontinuidades, *strain-softening*, entre outras, as quais vêm sendo objeto de estudos. Nesse âmbito, destaca-se o livro *Twin Cities: Solos das Regiões Metropolitanas de São Paulo e Curitiba* (NEGRO *et al.*, 2012), que reúne grande parte do conhecimento atual acerca dos solos da

Formação Guabirota e da Bacia Sedimentar de São Paulo, os quais se assemelham geologicamente.

Soma-se a esse fato a relevante área de abrangência dos solos da Formação Guabirota, a qual inclui a cidade de Curitiba e sua Região Metropolitana.

Há de se observar também que o expressivo crescimento da opção pelas estacas hélice contínua como solução de fundação justifica seu estudo. A evolução tecnológica no seu processo executivo, a grande velocidade de execução e, uma de suas principais vantagens, o baixo nível de vibração e ruídos que proporciona quando comparada às demais técnicas, justifica sua ampla utilização, principalmente em obras realizadas em espaços densamente ocupados, como é o caso das principais cidades do país.

Da mesma forma, estudos sobre o comportamento desse tipo de fundação também têm crescido (LÁZARO & WOLLE, 2004; DANZIGER, 2012). Fato importante e necessário, pois nota-se que a maior parte do conhecimento sobre o comportamento de estacas se refere às estacas cravadas e escavadas.

Dessa forma, o presente trabalho vem somar ao conhecimento atual no que diz respeito às estacas hélice contínua.

Em vista do discutido acima, os objetivos do presente trabalho podem ser resumidos da seguinte forma:

- Avaliar a transferência de carga em estacas hélice contínua executadas em solos da Formação Guabirota, por meio de provas de carga estática vertical à compressão, provas de carga estática vertical à tração e uma prova de carga estática vertical à compressão instrumentada em profundidade;
- Avaliar o desempenho de métodos semiempíricos, disponíveis na literatura para previsão da capacidade de carga, quanto à estimativa das parcelas de resistência lateral e de ponta separadamente, assim como da carga de ruptura de estacas hélice contínua executadas em solos da Formação Guabirota;
- Identificar os métodos semiempíricos com melhor desempenho e reavaliar os coeficientes função do solo dos mesmos;
- Por meio de conceitos estatísticos, propor correção adicional que reduza a dispersão de desempenho dos métodos reavaliados (se necessário);

- Validar os métodos reavaliados com base nas recomendações da NBR 6122 (2010) quanto à segurança de fundações profundas.

1.2. ESTRUTURAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho é dividido em seis capítulos. No primeiro capítulo é apresentada uma visão ampla da finalidade do trabalho e de como o mesmo foi concebido. Neste mesmo capítulo são explanados os objetivos e as justificativas.

No segundo capítulo é apresentada a revisão bibliográfica, na qual se discorre sobre temas fundamentais ao entendimento do trabalho.

No terceiro capítulo, o banco de dados utilizado no trabalho é caracterizado e no quarto capítulo, o método para que os objetivos sejam alcançados é explanado.

Os resultados do estudo do comportamento das estacas hélice contínua executadas no solo em questão são discutidos no quinto capítulo. Neste mesmo capítulo são apresentadas as análises de desempenho dos métodos de previsão da capacidade de carga de estacas, assim como a reavaliação e validação dos métodos de melhor desempenho.

No sexto capítulo estão presentes as conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A revisão bibliográfica inicia com uma breve explanação sobre a elaboração de projetos de fundações por estacas, na qual se discorre com maior ênfase sobre os elementos deste processo pertinentes ao presente trabalho (estacas hélice contínua, sondagem SPT e SPT-T e provas de carga estática).

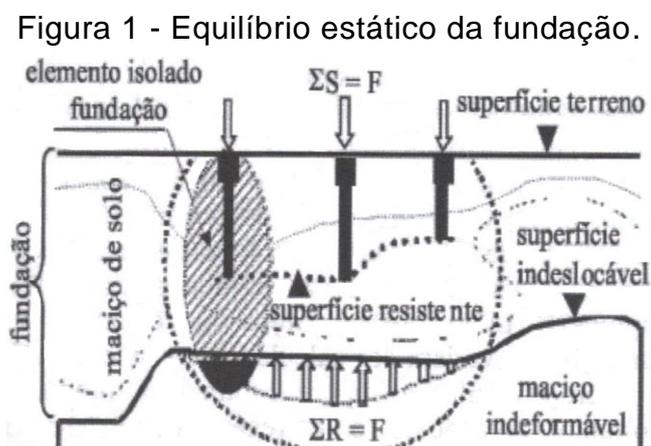
Na sequência são apresentadas proposições relativas à capacidade de carga e à transferência de carga em estacas, além de prescrições da NBR 6122 (2010). São apresentados os métodos semiempíricos de previsão da capacidade de carga de estacas avaliados no trabalho e os métodos para interpretação das provas de carga utilizados.

Noções básicas sobre análise estatística são abordadas resumidamente.

Por fim, buscou-se caracterizar a Formação Guabirotuba quanto aos seus aspectos geológicos e geotécnicos. Também são apresentados relatos do comportamento de fundações profundas nos solos dessa formação.

2.1. PROJETO DE FUNDAÇÕES POR ESTACAS

Do ponto de vista geotécnico, Aoki (2005) define fundação como um sistema formado pela subestrutura (elementos estruturais de fundação) e o maciço de solo que o envolve, conforme Figura 1. Nessa figura, a área hachurada caracteriza um elemento isolado de fundação que compõe esse sistema.



Fonte: Aoki (2005).

Danziger (2007) explica que a função de uma fundação é transmitir cargas ao terreno. A transmissão deve atender a dois requisitos preconizados pela NBR 6122 (2010): segurança com relação à ruptura e recalques compatíveis com a estrutura. O primeiro conceito significa que o solo de fundação não pode entrar em colapso, ou ruptura. O segundo significa que, mesmo que as cargas a aplicar à fundação apresentem segurança com relação à ruptura, os recalques precisam ser compatíveis com aqueles tolerados pela estrutura.

Segundo Velloso & Lopes (1998), a escolha da alternativa de fundação é, em alguns casos, imposta pelas características da obra e em outros há possibilidade de uma variedade de soluções. Os elementos necessários para sua escolha e projeto são: topografia da área, dados geológico-geotécnicos, dados da estrutura a construir (tipo e uso, sistema estrutural e cargas) e informações sobre as construções vizinhas. Segundo Aoki & Cintra (2000), os dados geotécnicos, na maioria das vezes, se resumem às informações de sondagens SPT.

A capacidade de carga de cada elemento isolado de fundação¹ pode ser estimada através de métodos estáticos (teóricos ou semiempíricos) e métodos dinâmicos. Também há possibilidade de se obter a capacidade de carga de estacas por meio de prova(s) de carga executada(s) na fase de projeto. Para tanto, a NBR 6122 (2010) preconiza que a(s) prova(s) de carga seja(m) estática(s) e levada(s) até uma carga de no mínimo duas vezes a carga admissível prevista em projeto. Além disso, a(s) mesma(s) deve(m) ser especificada(s) e executada(s) no início da obra, de modo que o projeto possa ser adequado para as demais estacas.

2.1.1. Estaca hélice contínua

As estacas hélice contínua foram criadas nos EUA e disseminadas em todo o Japão e a Europa no final da segunda metade do século 20, seu primeiro uso no Brasil foi realizado em 1987 (ANTUNES & TAROZZO, 1998).

¹ Na sequência do texto o termo “elemento de fundação isolado” será substituído pelo termo “estaca”.

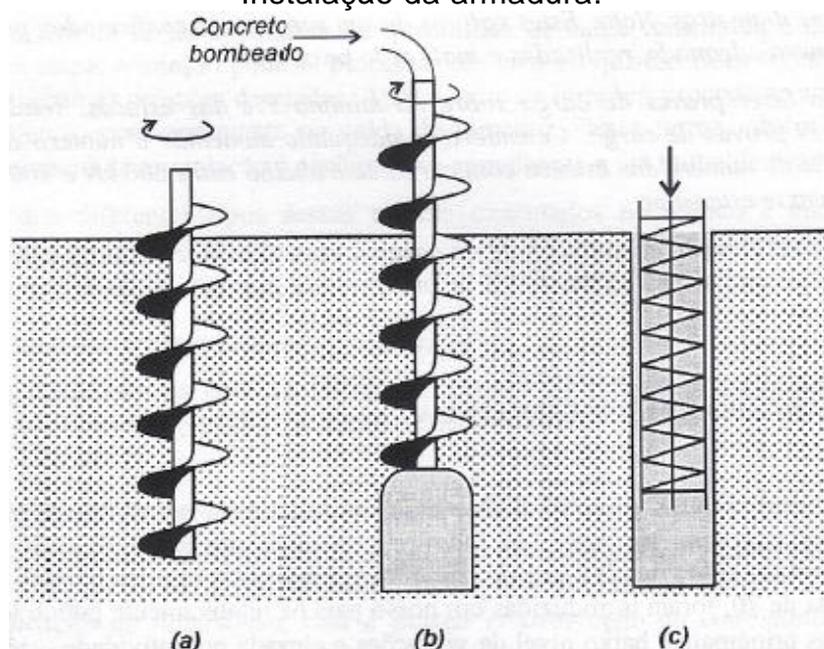
Lázaro & Wolle (2004) notam a crescente utilização e estudo desse tipo de estaca nos últimos anos. Segundo os autores, através da realização de provas de carga, inclusive instrumentadas, têm se buscado estabelecer os mecanismos de transferência de carga ao longo do fuste e na ponta das estacas hélice contínua, permitindo a elaboração de métodos para a previsão da carga de ruptura e dos recalques decorrentes dos carregamentos. Como exemplo, Danziger (2012) relata que a maior parte dos artigos relacionados a fundações selecionados para o COBRAMSEG XVI, um dos mais importantes eventos da comunidade geotécnica brasileira, envolviam o estudo desse tipo de estaca. O autor justifica a sua expressiva utilização ao avanço tecnológico no seu processo executivo e à reduzida interferência nas edificações vizinhas, caracterizada pela ausência de vibração ou ruído durante a execução.

A NBR 6122 (2010) define que as estacas hélice contínua são:

Estacas de concreto moldadas *in loco*, executadas mediante introdução no terreno, por rotação, de um trado helicoidal contínuo. A injeção de concreto é feita pela haste central do trado simultaneamente à sua retirada. A armadura é sempre colocada após a concretagem.

A Figura 2 ilustra as etapas executivas da estaca hélice contínua.

Figura 2 - Fases da execução da estaca hélice contínua: a) Introdução do trado helicoidal contínuo; b) Injeção do concreto com retirada do trado; c) Instalação da armadura.



Fonte: Velloso & Lopes (2002).

Alonso (1996) relata que no início de sua utilização enfrentaram-se dificuldades na coordenação entre o fluxo de concreto a injetar e a velocidade de extração do trado. Se o trado fosse levantado mais rapidamente que o fluxo de concreto que era injetado na estaca, poderia ocorrer diminuição da seção do fuste ou mesmo seu seccionamento. Por outro lado, se o trado fosse retirado muito lentamente, poderia ocorrer segregação ou contaminação do concreto com o solo contido nas hélices do trado.

Outro problema consistia no baixo valor de torque máximo disponível, que limitava o diâmetro das estacas e criava dificuldades para o operador manter uma velocidade de penetração adequada em certos tipos de terreno.

Em função desses problemas, foram desenvolvidos equipamentos com maior capacidade, dotados de instrumentação para monitoramento e registro da execução das estacas. Esse avanço tecnológico permitiu o controle, entre outras coisas, da pressão de injeção e da velocidade de avanço e subida do trado, informações importantes para tomada de decisões rápidas em todas as fases do processo.

Quanto à aplicabilidade dessa solução, Antunes & Tarozzo (1998) destacam que as estacas hélice contínua adaptam-se a maioria dos tipos de terreno, exceto os que apresentam matacões e rochas.

Brown (2005) ressalta que esse tipo de fundação é uma boa solução em projetos que possuem grande número de estacas e requerem velocidade na execução, além de ser uma ótima solução para terrenos relativamente uniformes, onde a taxa de penetração da hélice pode ser estabelecida e mantida. O autor cita perfis geológicos em que essa solução é adequada, são eles: argila média a rija e areias cimentadas; solos residuais, particularmente os siltosos e argilosos; e areia siltosa média a densa ou areias bem graduadas, nesse caso, especialmente se o lençol freático for profundo.

Neto (2002), por sua vez, relata que em certos tipos de terreno algumas dificuldades executivas têm sido encontradas e, dessa forma, requerem cautela por parte dos executores. Em solos muito resistentes e solos porosos não saturados, o autor relata que há dificuldade no avanço do trado e especial atenção é necessária para garantir o comprimento previsto. Em perfis que possuem camadas de argila mole confinada, segundo o autor, é comum ocorrer elevado sobreconsumo e ruptura do solo em razão da pressão de

concreto. Em perfis que possuem camadas de areia pura na região da ponta, o autor sugere que o giro do trado seja lento para minimizar o efeito de transporte de grãos, evitando o desconfinamento do solo e não comprometendo a resistência de ponta.

Segundo Neto & Kochen (2003), atualmente, é possível executar estacas hélice contínua de até 1200 mm de diâmetro e 32 m de comprimento. Os autores acreditam que com a evolução crescente dos equipamentos, a gama de opções de diâmetros e profundidades tende a aumentar.

2.1.2. Sondagem SPT

O *Standard Penetration Test* (SPT) é reconhecidamente a mais popular, rotineira e econômica ferramenta de investigação geotécnica em praticamente todo o mundo (SCHNAID, 2000).

No Brasil, Cavalcante (2002) relata que o SPT foi introduzido a partir de 1939, impulsionado pela experiência adquirida pelo engenheiro Odair Grillo em viagem à Universidade de Harvard para curso com o Prof. H. A. Morh, idealizador da medida de resistência à penetração dinâmica em sondagens com amostradores de 51,0 mm e 63,5 mm. A prática concretizou-se a partir de 1944, quando o Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT) iniciou o uso do amostrador-padrão de forma sistemática e houve a criação da primeira empresa particular brasileira de sondagens, a Geotecnia S.A. Em 1977 o ensaio foi normalizado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) com a denominação “Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos”, tendo posteriormente recebido a denominação NBR 6484 (1980) e sido revisada e republicada em 2001.

O ensaio tem como princípio a perfuração e cravação dinâmica de um amostrador-padrão a cada metro, resultando na determinação do tipo de solo e de um índice de resistência, bem como da observação do nível do lençol freático (NBR 6484, 2001).

As vantagens desse ensaio, elencadas por Schnaid (2000), são: simplicidade do equipamento, baixo custo e obtenção de um valor numérico de ensaio que pode ser relacionado com regras empíricas de projeto.

Pelo fato da corrente utilização desse ensaio, estudos que buscam entendê-lo melhor e aperfeiçoar tanto sua execução quanto a aplicabilidade de seus resultados são apresentados frequentemente na literatura nacional e internacional, sinal indubitável da importância do tema.

Cavalcante (2002) identifica que sua popularização elevou o grau de experiência prática, levando a formação de numerosas bases de dados em todo o mundo e ao desenvolvimento de correlações empíricas e parâmetros usados para identificação e classificação dos solos. No entanto, observa que a diversidade de equipamentos e procedimentos utilizados evidencia que a padronização do ensaio é algo distante da realidade, embora o mesmo seja normalizado em diversos países e haja um procedimento internacional de referência (*International Reference Test Procedure* da ISSMFE).

2.1.2.1. Procedimentos de ensaio

A perfuração do solo inicia com o emprego de trado-concha ou cavadeira manual até a profundidade de 1 m (deve ser coletada amostra para exame posterior) prossegue-se com a perfuração, agora com trado helicoidal, até se atingir o nível d'água freático, quando então passa-se a utilizar trépano de lavagem como ferramenta de escavação. Durante a operação de perfuração, a NBR 6484 (2001) ressalta que devem ser anotadas as profundidades das transições de camadas e da mudança de coloração de materiais trazidos à boca do furo pelo trado helicoidal ou pela água de circulação, detectadas por meio de exame tátil-visual.

A perfuração é intercalada a ensaios e amostragens. A cada metro de perfuração, a partir de 1 m de profundidade, são colhidas amostras do solo por meio do amostrador-padrão, tipo Terzaghi-Peck, com diâmetro interno de 34,9 mm e diâmetro externo de 50,8 mm, com execução de SPT.

O ensaio compreende na cravação desse amostrador-padrão no fundo da escavação (revestida caso a parede do furo se mostre instável) usando um peso de 65 kg, caindo de uma altura de 750 mm. O N_{SPT} é o número de golpes necessários para fazer o amostrador-padrão penetrar 300 mm, após uma cravação inicial de 150 mm.

Considera-se correspondente a zero golpe, o caso de ocorrer penetração igual ou superior a 45 cm, no ato do apoio do martelo suavemente sobre a cabeça de bater. Se a aplicação do primeiro golpe do martelo ocasionar uma penetração superior a 45 cm, esse resultado deve ser expresso pela relação deste golpe com a respectiva penetração. No caso de penetração incompleta, o resultado deve ser apresentado pelas relações entre número de golpes para cada 15 cm de penetração.

A NBR 6484 (2001) prescreve o acondicionamento imediato das amostras colhidas do amostrador-padrão, de forma a preservar as condições de campo.

Alguns critérios de paralisação do ensaio são sugeridos pela NBR 6484 (2001), no entanto, Quaresma *et al.* (1998) alertam que a resistência dos solos, o tipo de obra e as características do projeto podem exigir sondagens mais profundas ou critérios mais rígidos de paralisação do que os preconizados por norma, por conseguinte, recomendam o acompanhamento do trabalho pelo profissional responsável pelo projeto de fundações.

2.1.2.2. Interpretação do ensaio

A classificação do tipo de material encontrado na sondagem é feita através da identificação tátil-visual, onde são observadas: granulometria, plasticidade, cor e origem do solo. A NBR 6484 (2001) propõe correlações entre o N_{SPT} , sem qualquer correção quanto à energia de cravação e nível de tensões, com os estados de compacidade, no caso de areias, e consistência, no caso das argilas, apresentadas no Quadro 1.

Quadro 1 - Estados de compactidade e consistência.

Solo	N_{SPT}	Designação
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa
	5 a 8	Pouca compacta
	9 a 18	Mediamente compacta
	19 a 40	Compacta
	> 40	Muito compacta
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média
	11 a 19	Rija
	> 19	Dura

Fonte: NBR 6484 (2001).

2.1.2.3. O SPT-T

Ranzini (1988) sugere que, após a determinação da resistência à penetração no ensaio SPT, com o amostrador cravado na posição final, seja aplicado um momento de torque às hastes (T), por meio de um torquímetro, de tal modo que seja medida a resistência de atrito lateral entre o amostrador e o solo (f_s).

Ao girar o torquímetro são obtidos dois parâmetros: $T_{máx}$ que é o máximo valor de torque e T_{res} que é o valor medido após a ruptura da ligação solo-amostrador (ALBUQUERQUE *et al.*, 2006).

A expressão para o cálculo do atrito lateral entre o amostrador e o solo, Equação (2.1) deduzida por Ranzini (1988), considera a hipótese de tensão de atrito lateral constante, tanto na face lateral do amostrador como na abertura inferior. Da condição de equilíbrio entre o momento aplicado por meio do torquímetro e do momento resistente do atrito lateral, tomando-se como parâmetro a profundidade de cravação (h), geralmente igual a 45 cm, tem-se:

$$f_s = \frac{T}{2\pi \left\{ R^2 h - \frac{1}{3} [h_0 (R - r)(2R + r) - r^3] \right\}} \quad (2.1)$$

Onde:

f_s é a resistência de atrito lateral entre o amostrador e o solo;

T é o momento de torção aplicado às hastes;

R é o raio externo do amostrador;

r é o raio mínimo da boca do amostrador;

h_0 é a altura do chanfro tronco-cônico.

Substituindo R por 2,54 cm, r por 1,905 cm e h_0 por 1,90 cm, tem-se:

$$f_s = \frac{T}{40,5366h - 3,1711} \quad (2.2)$$

O autor considera que o valor de f_s obtido dessa forma é mais confiável e mais próximo da tensão lateral de ruptura de uma estaca, por não ser afetado pelas conhecidas fontes de erro do ensaio SPT e sugere sua adoção no cálculo da capacidade de carga de estacas, mediante aplicação de um fator de correção para cada tipo de solo e de rugosidade da superfície lateral da estaca, a ser determinado a partir de provas de carga instrumentadas.

2.1.3. PROVA DE CARGA ESTÁTICA

De forma simplificada, Alonso (1998) explica que a prova de carga estática ou ensaio de carregamento estático é realizada aplicando-se cargas à fundação (ou protótipo, como ocorre nos ensaios de prova de carga em placa), concomitantemente a medida dos recalques correspondentes. Os esforços aplicados podem ser axiais de tração, compressão ou transversais.

A prova de carga estática convencional resulta na curva “carga *versus* recalque”, com a qual é possível verificar, entre outras coisas, se mediante a carga de trabalho da estaca as deformações estão enquadradas no estado limite de serviço.

Rodriguez & Ramos (2012) comentam que, atualmente, provas de carga estática têm deixado de ser exclusividade de grandes obras e pesquisas acadêmicas para se tornar prática comum em todo o Brasil. Isso por conta da revisão da NBR 6122 em 2010, que passou a exigir a realização do ensaio visando reduzir as incertezas inerentes ao processo executivo e de projeto.

O emprego desse ensaio no Brasil data, provavelmente, de 1928 (NIYAMA *et al.* 1998). Conquanto, esse procedimento de controle da capacidade de carga, para Alonso (1998), ainda é a melhor maneira de se

comprovar a resistência limite de uma fundação isolada, principalmente para fundações profundas. Hachich (1998) assinala ainda que esse ensaio é o que mais se aproxima das condições a que a estaca será submetida ao ser solicitada pela edificação.

Segundo a NBR 12131 (2006), na execução do ensaio a estaca é carregada até a carga definida pelo projetista, o qual define também se o carregamento será lento ou rápido. Neste trabalho foram consideradas provas de carga com carregamento lento, o procedimento de ensaio é explanado a seguir.

2.1.3.1. Prova de carga estática com carregamento lento

O carregamento é feito em estágios iguais e sucessivos, observando-se que a carga aplicada em cada um não deve ser superior a 20% da carga de trabalho prevista e deve ser mantida até a estabilização dos deslocamentos e por no mínimo 30 min.

Em cada estágio os deslocamentos devem ser lidos imediatamente após a aplicação da carga correspondente, prosseguindo com leituras decorridos 2 min, 4 min, 8 min, 15 min e 30 min, contados a partir do início do estágio e posteriormente a cada 60 min até se atingir a estabilização.

A estabilização dos deslocamentos está atendida quando a diferença entre duas leituras consecutivas corresponder a no máximo 5% do deslocamento ocorrido no mesmo estágio (entre o deslocamento da estabilização do estágio anterior e o deslocamento atual).

Se a carga de ruptura não for atingida, a carga máxima do ensaio deve ser mantida durante um tempo mínimo de 12 h entre a estabilização dos recalques e o início do descarregamento.

O descarregamento deve ser feito em no mínimo 4 estágios, mantidos até a estabilização dos deslocamentos, considerando os mesmos critérios de estabilização do carregamento supracitados. O tempo mínimo de cada estágio é de 15 min.

Após o descarregamento total, as leituras dos deslocamentos devem continuar até a estabilização dos recalques.

2.1.3.2. Prova de carga estática instrumentada em profundidade

Provas de carga estática instrumentadas, geralmente, objetivam detalhar as parcelas de resistência por atrito lateral ao longo do fuste e, ou apenas, separar a resistência por atrito lateral da resistência de ponta.

A quantidade, arranjo e tipo de instrumentação dependem do propósito da mesma. Como instrumentação ao longo do fuste podem ser utilizados: extensômetros (*strain-gages*) elétricos de resistência, extensômetros de corda vibrante e hastes medidoras de deslocamentos (*tell-tales*).

Recentemente, fibra ótica tem sido utilizada, no entanto, é comparativamente mais cara, especialmente o equipamento de aquisição de dados, e muito cuidado é necessário no manuseio dos cabos durante sua instalação (HAYES & SIMMONDS, 2002).

Outra opção é executar uma prova de carga bidirecional com célula expansiva hidrodinâmica. Instalada, geralmente, próxima à ponta da estaca, essa célula é capaz de expandir nas duas direções: para cima, mobilizando o atrito lateral e para baixo, mobilizando a resistência de ponta, o que permite medir essas parcelas de carga separadamente (SCHMERTMANN *et al.*, 1998). Brown & Shi (2001) relatam o uso de células em vários níveis do fuste da estaca, de forma a promover testes em diferentes porções do mesmo.

Segundo Hayes & Simmonds (2002), a distribuição de carga ao longo de uma estaca, normalmente, é medida por *strain-gages* incorporados à mesma. Especificamente em provas de carga estática, os autores afirmam que os *strain-gages* de corda vibrante são geralmente utilizados por serem robustos, de rápida e simples instalação. Outra vantagem é que o sinal de saída em frequência, dada em *Hertz (Hz)*, não é afetado por umidade, alongamento ou encurtamento dos cabos, quedas de tensão causadas por corrosão dos terminais de contato ou efeitos de temperatura nos cabos.

No presente trabalho é apresentado o resultado de uma prova de carga instrumentada na qual foram utilizados extensômetros elétricos de corda vibrante (extensômetros recuperáveis modelo A-9 fabricados pela Geokon).

Em estacas moldadas *in loco* a instalação desse tipo de extensômetro em seções de interesse ao longo do fuste da estaca é feita no interior de um tubo guia de aço, o qual é introduzido na estaca durante sua execução.

Os extensômetros são ancorados no tubo através de ventosas de aço expansíveis a gás (ar comprimido, dióxido de carbono ou nitrogênio) e ligados uns aos outros, em série, através de hastes de aço, fibra de vidro ou carbono (GEOKON, 2011).

A leitura dos dados dos extensômetros é realizada por meio de uma unidade leitora do tipo GK-404, ou similares. A unidade de saída dos dados de vibração é o *digit*, cujo cálculo é baseado na seguinte equação:

$$digit = \frac{Hz^2}{1000} \quad (2.3)$$

A unidade leitora ainda fornece dados de temperatura em graus centígrados.

Figura 3 - Extensômetro do tipo A-9 de fabricação da Geokon: Peça para ancoragem (à frente), dois extensômetros completos (centro) e haste conectora (ao fundo).



Fonte Geokon (2014).

Os dados de vibração em *digit* são convertidos em deslocamento por meio da seguinte equação:

$$D_c = (R_1 - R_0)G \quad (2.4)$$

Onde:

D_c é o deslocamento calculado (mm);

R_1 é a leitura em um dado tempo (*digit*);

R_0 é a leitura inicial (*digit*);

G é o fator de calibração (mm/*digit*).

Os valores de deformação específica (ε) são obtidos da divisão do deslocamento calculado pela distância entre ancoragens.

Tipicamente, a carga em cada seção instrumentada (Q) é estimada através da deformação medida e do módulo de elasticidade da estaca (HAYES & SIMMONDS, 2002). Considerando-se a relação entre carga (carga de topo) e deformação específica através da teoria da elasticidade (Lei de Hooke), tem-se:

$$Q = \varepsilon EA \quad (2.5)$$

Onde:

ε é a deformação específica medida na seção instrumentada;

E é o módulo de elasticidade da estaca na seção instrumentada;

A é a área da seção transversal da estaca na seção instrumentada.

O módulo de elasticidade de estacas metálicas é constante e conhecido com bastante precisão e é, aproximadamente, igual a 205 GPa (FELLENIOUS, 2006).

No caso de estacas de concreto, moldadas *in loco* ou pré-moldadas, o módulo de elasticidade (E_c) pode ser calculado a partir da resistência à compressão de corpos de prova, por meio da Equação (2.6). Baseada na resistência à compressão de um corpo de prova de concreto (f_c), a equação proporciona valores razoáveis de E_c , porém há discussões acerca da variação da constante k conforme o traço e da diferença entre a resistência do concreto à compressão desconfiada e a resistência à compressão do concreto do fuste da estaca (HAYES & SIMMONDS, 2002).

$$E_c = k\sqrt{f_c} \quad (2.6)$$

Fellenius (2001) também discute o fato de que o módulo de elasticidade do concreto, ao contrário do aço, não é constante e sim função do carregamento imposto, ou melhor, da deformação imposta.

O autor explica que em uma prova de carga, normalmente, o módulo diminui com o aumento da carga ou tensão aplicada. Isso significa que, quando

a carga é aplicada a uma estaca a relação tensão-deformação segue uma curva, não uma reta.

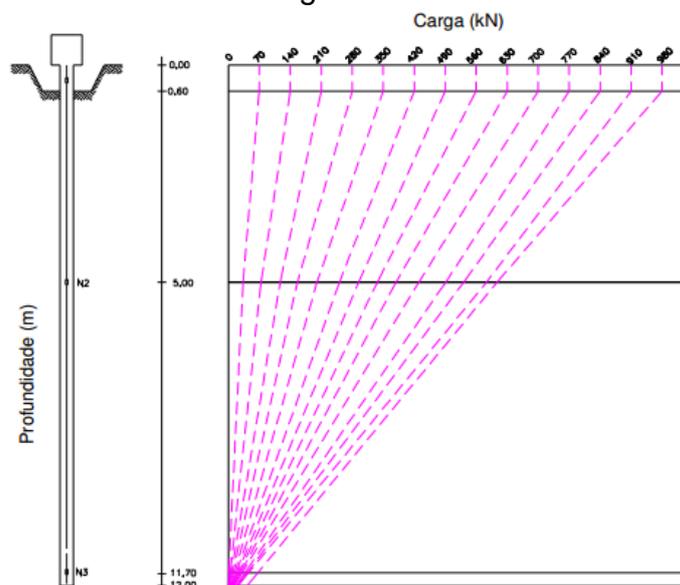
Fellenius (2001) afirma que a curva “tensão *versus* deformação” pode, com acurácia suficiente, ser definida por uma equação de segundo grau, na qual a variável dependente é a tensão e a independente a deformação. Essa abordagem se baseia no fato de que a tensão pode ser tomada como o módulo secante multiplicado pela deformação.

Segundo o autor, essa relação pode ser determinada diretamente a partir dos dados de carga-deformação de uma seção próxima ao topo da estaca (livre de atrito lateral) na qual são locados *strain-gages*. É possível também determinar o módulo de elasticidade com dados das demais seções instrumentadas. Nesse caso, o módulo é calculado a partir da deformação medida resultante de incrementos de carga subsequentes ao esgotamento do atrito lateral, na seção em que se deseja obter o parâmetro.

Sabendo a relação tensão-deformação definida pela equação de segundo grau, a deformação medida pode ser convertida em tensão em cada seção instrumentada. A carga é obtida multiplicando a tensão pela seção transversal da estaca.

A Figura 4 mostra o resultado de uma prova de carga instrumentada, onde se observa uma distribuição esquemática do atrito lateral e da resistência de ponta para os diversos incrementos de carga.

Figura 4 - Transferência de carga em estaca raiz em solo de diabásio.



Fonte: Garcia *et al.* (2012).

2.2. CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

Aoki & Cintra (2000) definem capacidade de carga (carga de ruptura) de uma estaca como a carga que provoca a ruptura do elo mais fraco desse sistema, geralmente, o maciço de solo.

De Beer (1988 *apud* DÉCOURT, 2008) distingue dois tipos de ruptura: ruptura física e ruptura convencional. A ruptura física é definida pelo autor como o limite da relação entre o acréscimo do recalque da ponta da estaca (Δs_B) pelo acréscimo de carga (ΔQ), tendendo ao infinito, ou seja:

$$\frac{\Delta s_B}{\Delta Q} \rightarrow \infty \quad (2.7)$$

Para Décourt (1996), que analisou o comportamento das estacas à luz da rigidez, a ruptura física é definida como sendo o ponto de rigidez nula, ou seja:

$$R = \frac{Q}{s} \rightarrow zero \quad (2.8)$$

Quanto à carga de ruptura convencional, Van Impe (1991 *apud* AOKI, 2000) a define, para estacas cravadas, como aquela que correspondente a seguinte condição entre recalque (s) e diâmetro ou lado da estaca (D):

$$\frac{s}{D} = 10\% \quad (2.9)$$

Para Décourt (1998) a relação atribuída por Van Impe às estacas cravadas, também se aplica às estacas escavadas em solo argiloso. Para estacas escavadas em solo granular, o autor sugere que essa relação seja igual a 30%.

A carga admissível, por sua vez, é definida pela NBR 6122 (2010) como sendo a força aplicada sobre a estaca cujos recalques provocados sejam suportados pela construção sem inconvenientes e que ofereça, simultaneamente, segurança satisfatória contra a ruptura ou o escoamento do solo ou do elemento de fundação. Dessa forma, um projeto de fundação profunda precisa examinar a segurança com relação à perda da capacidade de carga e avaliar os recalques sob as cargas de serviço.

Para atender a condição de segurança à ruptura, a mesma norma prescreve a aplicação de fatores de segurança sobre os valores de capacidade de carga de ruptura, que por sua vez são obtidos experimentalmente ou por cálculo.

Atualmente, a NBR 6122 (2010) preconiza um coeficiente de segurança global de 2,0 no caso de obras em que não foram executadas provas de carga, e 1,6 no caso de obras em que foram executadas provas de carga. Quanto à estimativa da capacidade de carga, apresenta métodos estáticos (teóricos e semiempíricos), métodos dinâmicos e provas de carga.

2.2.1. Transferência de carga

A ruptura de um elemento de fundação faz parte do processo de transferência de carga da estaca para o solo, que depende das características de deformabilidade e de resistência da estaca propriamente dita e, principalmente, do solo adjacente (BENEGAS, 1993).

O modo como uma carga vertical atua em uma estaca e se distribui ao longo da mesma em função dos deslocamentos dos pontos na superfície de contato entre o elemento estrutural e o maciço de solo recebe o nome de mecanismo de transferência de carga (REIS, 2006). A determinação de como essa transferência de carga ocorre é um assunto recorrente em estudos e discussões da comunidade geotécnica nacional e internacional.

De forma simplificada, Vargas (1982) afirma que é amplamente conhecido o fato de que a carga aplicada a uma estaca divide-se entre uma parcela que é transmitida ao terreno ao longo do seu fuste e outra que o é pela ponta. Entretanto, tanto uma quanto a outra são mobilizadas diferentemente pelo recalque da estaca, isto é, pela interação entre a compressibilidade do solo e a da própria estaca.

Quanto à transferência de carga ao longo do fuste, denominada atrito lateral, Décourt (2006) comenta que há duas abordagens na literatura internacional: a primeira relaciona o diâmetro da estaca à deformação necessária para o pleno desenvolvimento do atrito lateral e a segunda sugere que a deformação independe das dimensões da estaca.

Dos primeiros, Hirayama (1990) cita Reese (1978) e De Beer (1988) os quais atribuem a mobilização plena da resistência por atrito lateral a um recalque da ordem de 0,5 a 2,0% do diâmetro da estaca, tanto em argilas quanto em areias, e Whitaker (1976) que sugere que essa relação seja de 1,0%.

Quanto aos últimos, Décourt (1998) relata que, com muita frequência, um recalque da ordem de 10 mm é considerado por diversos autores como suficiente para a plena mobilização do atrito lateral. Entretanto, o autor cita Jamiolkowsky & Lancellota (1988) que falam em valores entre 5 a 25 mm para o caso de estacas em areia.

Décourt (1995a) cita Vésic (1975) o qual propõe que a plena mobilização do atrito lateral requer deslocamentos entre a estaca e o solo adjacente da ordem de 8 mm, independentemente das dimensões da estaca. Na mesma linha de pensamento, Kezdi (1976 *apud* DÉCOURT, 1995a) propõe que esse deslocamento situa-se entre 10 e 20 mm, independente do tipo de solo e diâmetro da estaca.

Van Impe (1991 *apud* DÉCOURT, 1995a), reconhece a opinião de Jamiolkowsky & Lancellota (1988) supracitada, no entanto, acredita que haja relação entre a mobilização do atrito lateral e o tipo de estaca. A dependência estaria relacionada ao procedimento executivo e, dessa forma, para se atingir a resistência por atrito lateral de pico seriam necessários deslocamentos da ordem de 1,0 a 3,0% do diâmetro da estaca. Segundo o autor, deslocamentos além do de pico não teriam mais relação com o diâmetro da estaca.

Para Salgado (2013) a mobilização plena do atrito lateral se dá com deslocamentos da ordem de 0,25 a 1,0% do diâmetro da estaca.

Para De Mello (1969) os deslocamentos necessários para alcançar a resistência de pico por atrito lateral independem do diâmetro da estaca. Contudo, o autor reconhece que há influência do processo executivo da estaca nessa questão.

Décourt (1995b) sugere que, para solos argilosos, um recalque de 10 mm seja satisfatório para a maioria dos casos, porém ressalta que para solos não coesivos as deformações necessárias podem ser substancialmente maiores.

Décourt (1995a) salienta que o recalque necessário para a plena mobilização do atrito lateral depende do tipo de solo e da rigidez relativa estaca-solo. O conceito de rigidez envolve o comprimento, a área da seção transversal e o módulo de elasticidade do material da estaca e, conseqüentemente, as dimensões da estaca influenciam efetivamente na mobilização do atrito lateral.

Segundo Décourt (1995a), é a rigidez do solo da ponta da estaca que governa a taxa de mobilização da resistência por atrito lateral. O autor exemplifica: se a estaca e o solo na região da ponta são muito rígidos comparados ao solo que a envolve, a ponta começa a ser solicitada mesmo para pequenos recalques do topo, o que impede a mobilização do atrito lateral, ao passo que, como explica Reis (2006), caso a ponta esteja assente sobre material altamente compressível, toda a carga será transferida pela lateral da estaca.

Especificamente quanto às estacas hélice contínua, segundo Brown *et al.* (2007), a mobilização do atrito lateral se dá, tipicamente, com deslocamentos menores do que 10 mm, se enquadrando no que foi discutido acima.

Skinner & Powell (2013) executaram sete ensaios em estacas hélice contínua em solo argiloso de Londres. As estacas foram previstas para suportarem a carga essencialmente por atrito lateral, de forma que o comprimento e diâmetro foram calculados para isso. A ruptura foi alcançada com pequenos deslocamentos, da ordem de 5 a 6 mm para estacas com diâmetro entre 300 e 450 mm.

Burland & Cooke (1974 *apud* ANJOS, 2006) relatam que o atrito lateral em estacas escavadas na argila de Londres se desenvolve rapidamente e linearmente com o deslocamento e é, geralmente, totalmente mobilizado para valores de deslocamento de 0,5% do diâmetro da estaca.

No Brasil, Albuquerque *et al.* (2001) realizaram três provas de carga em estacas hélice contínua executadas no Campo Experimental da UNICAMP e constataram que as estacas atingiram a ruptura com deslocamentos da ordem de 4,8% do diâmetro. Foram necessários pequenos deslocamentos para a plena mobilização do atrito lateral, da ordem de 6,2 mm (estacas com diâmetro de 400 mm).

Alonso (1983) observa ainda que a resistência lateral é totalmente despertada, na maioria das estacas, sob a carga de trabalho. Tomlinson (1995 *apud* ANJOS, 2006) relata que na maioria dos casos, o deslocamento necessário à total mobilização do atrito lateral é menor do que os deslocamentos que a estrutura suportaria para cargas de trabalho.

Com relação à ponta, Fellenius (2006) é enfático ao dizer que “o conceito de capacidade de suporte última não se aplica à base”. O autor afirma que somente o fuste exibe ruptura física no estrito sentido da palavra.

Segundo Anjos (2006) a carga de ruptura física para a base não tem significado prático, sobretudo para estacas de grande diâmetro e tubulões, pois o deslocamento requerido para mobilizá-la é excessivo.

No entanto, Jamiolkowski (1984 *apud* ANJOS, 2006) relata que é geralmente aceito, para estacas escavadas (sem base alargada) e estacas hélice contínua, referir-se à resistência última da base chamando de resistência unitária de base crítica, associando-a a um valor de deslocamento relativo para a sua mobilização, em geral de 5 a 10% do diâmetro da base.

Décourt (1995a) cita Vésic (1975) o qual considera necessário para a mobilização da ponta um deslocamento da ordem de $10\%D$ para estacas de deslocamento e $30\%D$ para estacas escavadas. Décourt (1998), por sua vez, sugere um deslocamento de $10\%D$ para estacas de deslocamento e estacas escavadas em solo argiloso e $30\%D$ para escavadas em solos granulares.

A ISSMFE (1985) e o BSI (1986) sugerem deslocamentos da ordem de $10\%D$, independentemente do tipo de estaca e solo (ZHANG, 2012).

Especificamente quanto às estacas hélice contínua, Brown *et al.* (2007) citam Reese & O’Neil (1988) e a AASHTO (2006) que consideram que a capacidade de carga última da ponta é mobilizada com deslocamentos da ordem de $5\%D$.

2.3.MÉTODOS DE PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

De acordo com a NBR 6122 (2010) a capacidade de carga de uma estaca pode ser determinada através de métodos estáticos (teóricos ou semiempíricos), métodos dinâmicos ou provas de carga estática.

Amann (2010) cita Nielsen Neto (1991) o qual conceitua um método teórico como: “(...) aquele que se origina exclusivamente do intelecto humano quando se propõe a investigar um fenômeno observado e avaliar quais as variáveis a serem consideradas na sua explicação”. No caso dos métodos teóricos para previsão da capacidade de carga de estacas, pode-se dizer que as variáveis são os parâmetros de resistência representativos do comportamento real do solo, obtidos através de ensaios de laboratório ou *in situ*.

O raciocínio para elaboração destas formulações parte do seguinte princípio: a capacidade de carga de um sistema estaca-solo (P) submetido a um carregamento axial paralelo ao seu eixo é resultado da soma da resistência lateral (P_l) e da resistência por ponta (P_p). Dessa forma, a seguinte equação pode ser escrita:

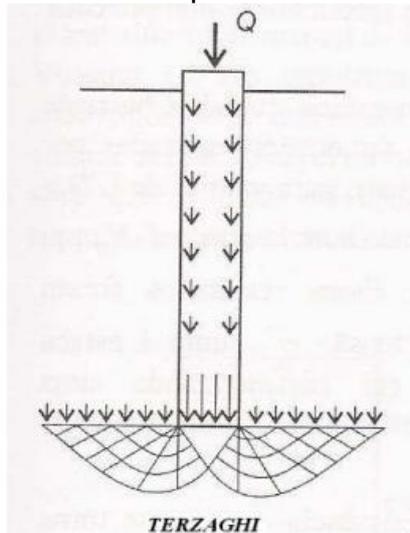
$$P = P_l + P_p \quad (2.10)$$

O tratamento teórico para a determinação do atrito lateral unitário é, em geral, análogo ao usado para analisar a resistência ao deslizamento de um sólido em contato com o solo (VELLOSO & LOPES, 2002). Dessa forma, segundo Poulos & Davis (1980), a integral da resistência ao cisalhamento do sistema solo-estaca, cuja expressão foi determinada utilizando-se a lei de Coulomb, na área do fuste da estaca, resulta na resistência lateral.

Quanto à resistência da ponta, Poulos & Davis (1980) afirmam que é, usualmente, aceito determiná-la através da fórmula para previsão da capacidade de carga de fundações rasas, proposta por Terzaghi (1943).

Terzaghi (1943) adaptou a Teoria da Plasticidade, aplicada por Prandtl (1920) na punção de metais, ao caso de fundações apoiadas no solo. Esse modelo, apresentado na Figura 5, considera que a ruptura se dá no solo abaixo da ponta que, excessivamente comprimido, desloca-se em direção à superfície (AMANN, 2010).

Figura 5 - Modelo de ruptura de Terzaghi (1943).



Fonte: Adaptado de Lobo (2005).

Desses conceitos, uma fórmula geral para determinação da capacidade de carga última de estacas (P_u) pode ser escrita. Poulos & Davis (1980) apresentam a seguinte expressão:

$$P_u = A_b(cN_c + \frac{1}{2}\gamma DN_\gamma + \sigma_{vp}N_q) + \int_0^L U(c_a + k_s\sigma_v \tan\phi_a)dz \quad (2.11)$$

Onde:

A_b é a área da seção transversal da ponta da estaca;

c é a coesão do solo;

γ é o peso específico solo, para camada submersa utiliza-se

$\gamma = \gamma_{nat} - \gamma_{sub}$, caso contrário $\gamma = \gamma_{nat}$;

D é o diâmetro da estaca;

σ_{vp} é a tensão vertical do solo na cota de apoio da estaca;

N_c, N_γ, N_q são coeficientes de capacidade de carga em função do ângulo de atrito do solo, da compressibilidade relativa do solo e da geometria da estaca;

U é o perímetro da estaca;

L é o comprimento do fuste da estaca;

ϕ_a é o ângulo de atrito fuste-solo;

c_a é a adesão inicial entre o fuste e solo;

σ_v é a tensão vertical;

k_s é o coeficiente de empuxo lateral.

Posto que os métodos semiempíricos têm origem nas formulações teóricas, faz-se necessário o entendimento destas últimas. Conquanto, nesta revisão são abordados com maior ênfase os métodos semiempíricos, foco desta pesquisa.

2.3.1. Métodos semiempíricos

Os métodos semiempíricos podem ser definidos como os que partem das formulações teóricas, complementando-as com o estabelecimento das tensões máxima de atrito e ponta obtidas a partir de correlações empíricas com ensaios de campo (AMANN, 2010).

Segundo Danziger (1982) a utilização de ensaios de campo evita alguns inconvenientes dos ensaios de laboratório, a citar:

- Na maioria dos casos, o número elevado de camadas de solo atravessadas pelas estacas e a variabilidade do perfil geotécnico (em planta), conduz a um grande número de amostras necessárias para se obter uma representatividade considerável;

- A modificação do estado de tensões inicial do solo, decorrente do processo de instalação das estacas, cuja consideração teórica da maneira pela qual esta modificação influencia a capacidade de carga da estaca parece ser de extrema complexidade;

- A dificuldade (ou a dúvida) de se proceder a uma análise em termos de tensões totais ou tensões efetivas.

Assim sendo, a maneira mais vantajosa de se estimar a capacidade de carga de estacas parece ser a utilização de ensaios de campo. Salgado & Lee (1999) notam que a maioria dos métodos diretos (empíricos e semiempíricos) são baseados nos ensaios CPT e, principalmente, no ensaio SPT. No Brasil, como assinalam Lobo *et al.* (2009), a prática de projetos de fundações é fortemente baseada no ensaio SPT.

Quanto ao ensaio CPT, como observam Velloso e Lopes (2002), é fácil compreender a semelhança entre os modos de trabalho de uma estaca cravada e do cone do CPT. Averbek (1996) explicita essa relação:

O cone do CPT pode ser considerado como uma estaca metálica de pequeno diâmetro com ponta cônica a qual é cravada continuamente medindo-se a resistência de ponta que corresponde à ruptura da estaca (q_c) e o atrito lateral (f_s) a diversas profundidades, obtendo-se assim, um perfil de resistência do solo.

A extrapolação dos resultados desse ensaio pode ser considerada na previsão da capacidade de carga de estacas, desde que avaliados os efeitos de instalação e escala, entre outros (AVERBECK, 1996; AOKI & VELLOSO, 1975).

Amann (2010) relata que após diversos autores proporem correlações entre os resultados de ensaios CPT e SPT, demonstrando que o SPT, além de servir para reconhecimento do perfil do solo e sua caracterização, também pode ser um indicador da resistência esperada do solo, possibilitaram o desenvolvimento de métodos semiempíricos com base no SPT ou ainda, adaptações dos métodos com base no CPT.

Assim como nos métodos teóricos, nos métodos semiempíricos a carga de ruptura de uma estaca, do ponto de vista geotécnico, é admitida como a soma da parcela de carga resistida pelo solo sob a ponta da estaca e pela parcela de carga resistida pelo solo ao longo de seu fuste, conforme Equação (2.10).

O cálculo das parcelas de resistência lateral (P_l) e de ponta (P_p) de uma estaca com perímetro U , área de base A_b e comprimento L , segue o raciocínio expresso nas Equações (2.12) e (2.13):

$$P_p = A_b \cdot r_p \quad (2.12)$$

$$P_l = \int_0^L U \cdot \Delta L \cdot r_l \quad (2.13)$$

Onde:

r_p é a resistência de ponta unitária da estaca;

r_l é o atrito lateral unitário solo-estaca.

Conforme Aoki & Alonso (1993), a diferença entre os diversos métodos de previsão da capacidade de carga está na estimativa de r_p e r_l .

Em geral, Salgado & Lee (1999) observam que, na maioria dos métodos que se baseiam no ensaio SPT, a capacidade de carga das estacas é definida em termos de número de golpes do SPT, que é relacionado com a resistência de ponta e lateral através de um fator empírico. Nos métodos que consideram o CPT, a resistência de ponta e a resistência lateral são relacionadas com a resistência à penetração do cone (q_c) também através de coeficientes empíricos obtidos através da correlação entre resultados de provas de carga e dos ensaios de campo. Os coeficientes consideram empiricamente fatores como tipo de estaca, procedimentos de instalação, tipo de solo, entre outros (LOBO *et al.*, 2009).

Amann (2010) faz um resumo das metodologias aplicadas para a ponta e para o atrito lateral em cada método, apresentado na Tabela 1.

Tabela 1 - Metodologia aplicada ao atrito lateral e à ponta (embutimento) em cada método.

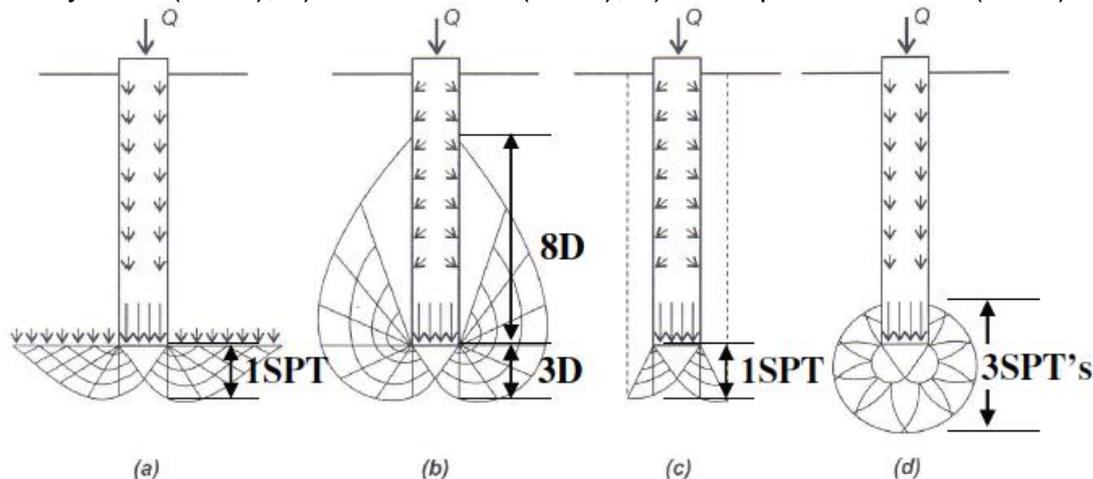
Método	Modelo aplicado ao atrito lateral	Modelo aplicado à ponta
Décourt & Quaresma (1996)	N_{SPT} médio ao longo do fuste (desconsiderando os N_{SPT} utilizados para o cálculo da resistência de ponta)	Média de $3N_{SPT}$ entorno da ponta
Gotlieb <i>et al.</i> (2000)	N_{SPT} médio ao longo do fuste	Média do N_{SPT} entre o trecho $8D$ acima e $3D$ abaixo da ponta
Alonso (1996)	$T_{máx}$ médio ao longo do fuste	T_{res} médio no trecho $8D$ acima e $3D$ abaixo da ponta
Aoki & Velloso (1975); Antunes & Cabral (1996)	N_{SPT} de cada camada individual	N_{SPT} ao nível da ponta
Kárez & Rocha (2000)	N_{SPT} médio ao longo do fuste	N_{SPT} ao nível da ponta

Fonte: Adaptado de Amann (2010).

Quanto ao atrito lateral, há métodos que consideram no cálculo o valor de resistência média ao longo do fuste e outros distinguem camadas individuais de solo. Nesse último caso, à resistência média das camadas é aplicado ao menos um coeficiente referente ao tipo de solo.

Quanto à formulação utilizada nos métodos semiempíricos para a estimativa da parcela de ponta, Amann (2010) as considera oriundas dos métodos teóricos. Conforme Figura 6, é possível reconhecer a ligação conceitual entre elas.

Figura 6 - Interpretação do embutimento dos métodos semiempíricos a partir dos métodos teóricos de: a) Terzaghi (1943); b) De Beer (1945) e Meyerhof (1953); c) Berezantzev (1961); d) Skempton e Yassin (1953).



Fonte: Amann (2010).

A seguir são apresentados com mais detalhes os métodos semiempíricos para previsão da capacidade de carga de estacas de Aoki e Velloso (1975) e suas variações, de Décourt & Quaresma (1978) e suas variações, e de Alonso (1996, 2000). São apresentados resumidamente os métodos de Antunes & Cabral (1996), Gotlieb *et al.* (2000), Kárez & Rocha (2000) e Vorcaro & Velloso (2000).

2.3.1.1. Método de Aoki & Velloso (1975)

O método de Aoki & Velloso (1975) foi desenvolvido a partir de um estudo comparativo entre resultados de provas de carga em estacas e de sondagens SPT (Velloso & Lopes, 2002). No entanto, o princípio da previsão da capacidade de carga é baseado no ensaio CPT (AVERBECK, 1996).

A fundamentação do método parte do mesmo princípio dos métodos teóricos, expresso na Equação (2.10).

Devido a sobrejacente utilização do ensaio SPT com relação ao ensaio CPT na engenharia de fundações brasileira, para que o primeiro pudesse ser utilizado, os autores incorporaram ao método as correlações estabelecidas para os solos brasileiros entre o N_{SPT} e a resistência de ponta do cone do CPT (q_c), publicadas por Costa Nunes & Velloso (1969). Dessa forma, para a resistência de ponta unitária (r_p), sugerem:

$$r_p = q_{c_{ponta}} = k \cdot N_{SPT_{ponta}} \quad (2.14)$$

Onde:

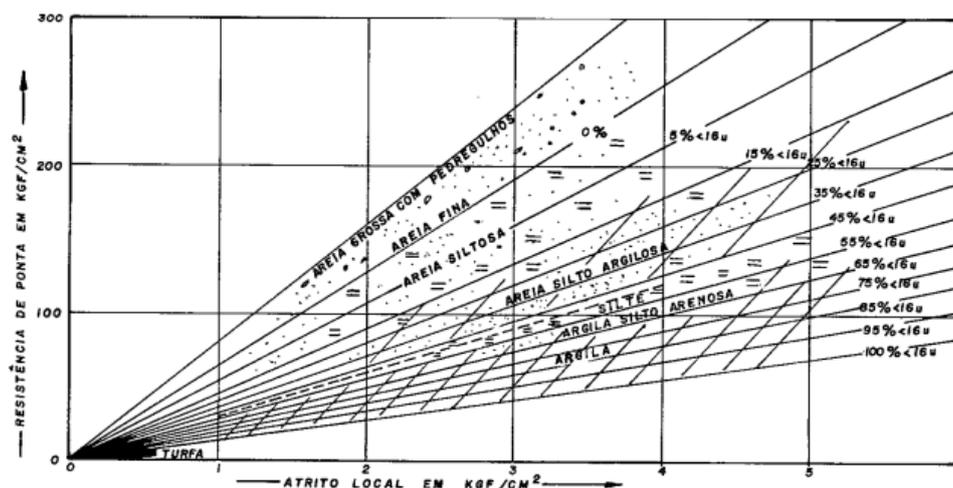
$q_{c_{ponta}}$ é o q_c ao nível da ponta da estaca;

k é o coeficiente de correlação entre q_c e N_{SPT} ;

$N_{SPT_{ponta}}$ é o N_{SPT} ao nível da ponta da estaca.

Para a determinação do atrito lateral unitário, os autores basearam-se nos trabalhos de Begemann (1965) que concluiu que os valores de atrito lateral local são função do tipo de solo e da resistência de ponta do cone, conforme pode ser visualizado na Figura 7.

Figura 7 - Relação entre o atrito local e a resistência de ponta do cone de acordo com Begemann (1965).



Fonte: Danziger (1982).

Dessa forma, os autores sugerem a seguinte equação para determinação da resistência lateral unitária (r_l):

$$r_l = \alpha_{AV} \cdot q_{c_{fuste}} = \alpha_{AV} \cdot k \cdot N_{SPT_{fuste}} \quad (2.15)$$

Onde:

$q_{c_{fuste}}$ é o q_c de cada camada individual de solo ao longo do fuste da estaca;

$N_{SPT_{fuste}}$ é o N_{SPT} de cada camada individual de solo ao longo do fuste da estaca;

α_{AV} é o coeficiente que correlaciona a resistência lateral unitária e a resistência de ponta do cone do CPT ou a calculada a partir do N_{SPT} .

Tanto os valores determinados por Begemann (1965) como os determinados por Costa Nunes & Velloso (1969) contemplam apenas alguns tipos de solo, de forma que os autores interpolaram os valores de k e α_{AV} para englobar uma ampla faixa de materiais (DANZIGER, 1982).

Na Tabela 2, além dos valores originais, são apresentados os valores sugeridos na dissertação de Laprovitera (1988) e da experiência de Monteiro (1997) na empresa Estacas Franki Ltda.

Tabela 2 - Valores de k e α_{AV} .

Tipo de Solo	Aoki & Velloso (1975)		Laprovitera (1988)		Monteiro (1997)	
	$k(\text{MPa})$	$\alpha_{AV}(\%)$	$k(\text{MPa})$	$\alpha_{AV}(\%)$	$k(\text{MPa})$	$\alpha_{AV}(\%)$
Areia	1,00	1,4	0,60	1,4	0,73	2,1
Areia Siltosa	0,80	2,0	0,53	1,9	0,68	2,3
Areia Silto-argilosa	0,70	2,4	0,53	2,4	0,63	2,4
Areia Argilosa	0,60	3,0	0,53	3,0	0,54	2,8
Areia Argilo-siltosa	0,50	2,8	0,53	2,8	0,57	2,9
Silte	0,40	3,0	0,48	3,0	0,48	3,2
Silte Arenoso	0,55	2,2	0,48	3,0	0,50	3,0
Silte Areno-argiloso	0,45	2,8	0,38	3,0	0,45	3,2
Silte Argiloso	0,23	3,4	0,30	3,4	0,32	3,6
Silte Argilo-arenoso	0,25	3,0	0,38	3,0	0,40	3,3
Argila	0,20	6,0	0,25	6,0	0,25	5,5
Argila Arenosa	0,35	2,4	0,48	4,0	0,44	3,2
Argila Areno-siltosa	0,30	2,8	0,30	4,5	0,30	3,8
Argila Siltosa	0,22	4,0	0,25	5,5	0,26	4,5
Argila Silto-arenosa	0,33	3,0	0,30	5,0	0,33	4,1

Fonte: Adaptado de Velloso & Lopes (2002).

Coeficientes k e α_{AV} para os solos de diferentes regiões da cidade de São Paulo foram propostos por Alonso (1980) e são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 - Valores de k e α_{AV} propostos por Alonso (1980).

Região	Tipo de solo	$k(\text{MPa})$	$\alpha_{AV}(\%)$
1	Silte arenoso pouco argiloso (residual)	0,31	3,1
2	Silte arenoso pouco argiloso (residual)	0,34	2,5
	Argila siltosa pouco arenosa	0,33	2,4
3	Areia pouco argilosa e siltosa	0,94	2,0
	Silte argilo-arenoso (residual)	0,60	-
	Silte argilo-arenoso (residual)	0,33	3,0
	Areia argilosa	0,56	-
4	Areia fina argilosa pouco siltosa	0,64	1,4
	Silte arenoso (residual)	0,52	1,3
	Silte pouco areno-argiloso (residual)	0,26	3,2
	Silte pouco argilo-arenoso (residual)	0,50	-
	Argila arenosa	0,27	2,9
	Argila siltosa (residual)	0,72	2,7
	Argila siltosa pouco arenosa	0,28	2,3
5	Areia argilosa e siltosa	0,61	2,2
	Argila siltosa e arenosa	0,35	-
6	Silte argiloso c/ areia fina	0,21	-
7	Areia argilosa pouco siltosa	0,38	-
	Silte arenoso pouco argiloso (residual)	0,33	3,0

Fonte: Averbek (1996).

De posse dessas correlações, determina-se a capacidade de carga última da estaca (P_u em kN) a partir da Equação (2.16):

$$P_u = A_b \cdot \frac{r_p}{F1} + \sum U \cdot \Delta L \cdot \frac{r_l}{F2} \quad (2.16)$$

Onde:

A_b é a área da seção transversal da ponta da estaca (m^2);

U é o perímetro da seção transversal do fuste da estaca (m);

ΔL é a espessura da camada individual de solo (m);

O N_{SPT} é limitado a 50 golpes.

O método possui ainda coeficientes de correção que levam em consideração a diferença de comportamento entre a estaca e o cone do CPT para a parcela de ponta ($F1$) e para a parcela de atrito lateral ($F2$).

Velloso e Lopes (2002) relatam que os valores destes coeficientes foram obtidos a partir de retroanálises de provas de carga em estacas cuja carga

última foi determinada através do método de Van der Veen (1943). Foram consideradas 63 provas de carga estática executadas em diferentes regiões do Brasil, das quais 11 foram levadas à ruptura. Com a Equação (2.16), conhecidas todas as variáveis a partir de ensaios SPT e da Tabela 2, foi possível calcular esses coeficientes.

Segundo Aoki & Alonso (1993), como não se dispunha de provas de carga instrumentadas, que permitiriam separar a capacidade do fuste da capacidade da ponta, só seria possível obter um dos fatores. Como os autores já percebiam, à época da apresentação do método, que os valores de α_{AV} propostos por Begemann eram elevados, reduziram-nos à metade adotando $F2 = 2F1$.

Inicialmente os coeficientes foram determinados para estacas Franki, metálicas e pré-moldadas de concreto. Para o caso de estacas escavadas os valores dos coeficientes não constam no trabalho original, mas foram publicados posteriormente por Fontoura, Aoki & Pedrosa (1982).

Na Tabela 4, além dos valores originais, são apresentadas atualizações sugeridas pelos autores e publicadas posteriormente.

Tabela 4 - Valores de $F1$ e $F2$ propostos por Aoki & Velloso (1975) e atualizações.

Tipo de Estaca	$F1$	$F2$
Franki	2,50	5,00
Metálica	1,75	3,50
Escavada ⁽²⁾	3,50	7,00
Raiz ⁽³⁾	2,00	4,00
Hélice Contínua ⁽³⁾	2,00	4,00
Ômega ⁽³⁾	2,00	4,00

Fonte: A Autora (2016).

⁽¹⁾Aoki (1985) fez nova proposta para o coeficiente F_1 para estacas pré-moldadas de concreto: $F1 = 1 + \frac{D}{0,8}$ (D em metros), sendo $F2 = 2F1$ (CINTRA & AOKI, 2010);

⁽²⁾De acordo com Cintra & Aoki (2010) a prática acabou incorporando os valores $F1 = 3,0$ e $F2 = 6,0$ para estacas escavadas, propostos por Aoki & Alonso (1991);

⁽³⁾Os valores de $F1$ e $F2$ para estacas raiz, hélice contínua e ômega foram introduzidos por Velloso & Lopes (2002) (CINTRA & AOKI, 2010).

Na Tabela 5 são apresentados os valores sugeridos nas dissertações de Laprovitera (1988) e de Benegas (1993) e por Monteiro (1997) em suas reavaliações do método.

Tabela 5 - Valores de $F1$ e $F2$ propostos por Laprovitera (1988) & Benegas (1993) e por Monteiro (1997).

Tipo de Estaca	Laprovitera (1988) & Benegas (1993)		Monteiro (1997)	
	$F1$	$F2$	$F1$	$F2$
Franki de fuste apilado			2,30	3,00
Franki de fuste fibrado	2,50	3,00	2,30	3,20
Metálica	2,40	3,40	1,75	3,50
Pré-moldada de concreto cravada à percussão			2,50	3,50
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem	2,00	3,50	1,20	2,30
Escavada com lama bentonítica			3,50	4,50
Strauss	4,50	4,50	4,20	3,90
Raiz	-	-	2,20	2,40
Hélice Contínua	-	-	3,00	3,80

Fonte: Adaptado de Velloso & Lopes (2002).

Na dissertação de Laprovitera (1988) o método de Aoki & Velloso (1975) foi reavaliado com base no banco de dados da COPPE-UFRJ constituído por 172 provas de carga realizadas em estacas de diversos tipos, interpretadas com o método de Van der Veen (1953), e de ensaios SPT. O autor concluiu que o método conduz a uma resistência lateral subestimada e uma resistência de ponta superestimada. Dessa forma, propôs os coeficientes apresentados na Tabela 2 e na Tabela 5 e para a resistência de ponta sugeriu que a mesma seja calculada tomando-se o N_{SPT} médio na faixa que compreende um diâmetro da estaca para cima e um para baixo da base da estaca.

A dissertação de Benegas (1993) foi baseada no mesmo banco de dados da COPPE-UFRJ, porém expandido, utilizando os mesmos princípios de Laprovitera (1988) para correção dos valores de $F1$ e $F2$.

Monteiro (1997 *apud* VELLOSO & LOPES, 2002) recomenda que o método com os coeficientes reavaliados por ele, seja aplicado com o valor de N_{SPT} limitado a 40 golpes e para o cálculo da resistência de ponta última sejam considerados os valores de q_c ao longo de espessuras iguais a 7,0 e 3,5 vezes o diâmetro da base, para cima e para baixo da profundidade da base, respectivamente. O autor alerta ainda, que os valores indicados para estacas do tipo hélice contínua requerem reserva, pois foram determinados a partir de um número reduzido de provas de carga.

2.3.1.2. Método de Décourt & Quaresma (1978)

Décourt (2007 *apud* AMANN, 2010) revela que a origem do método veio do desejo de tornar prática as proposições teóricas e conceituais de Vésic. O método estabelecido para se poder avaliar tanto a resistência por atrito lateral, quanto a resistência de ponta de estacas através dos resultados de ensaios SPT foi, num primeiro momento, fruto apenas da experiência profissional de Décourt.

Posteriormente, para aferição e publicação da proposta os autores utilizaram 41 provas de carga, das quais 13 apresentaram dados de ruptura. Ao confrontar os valores calculados com os medidos nas provas de carga os coeficientes considerados na proposição original de Décourt puderam ser ajustados. Ressalta-se que, para poder utilizar todo o banco de dados os autores trabalharam com os valores de carga admissível (Q_{AD}) e não de ruptura (Q_R), definidos da seguinte forma:

-Se atingida a ruptura, então: $Q_{AD} = Q_R/2$, sendo que a carga de ruptura foi definida pelo critério de Terzaghi (1943);

-Se atingida apenas a deformação de 15 mm, então: $Q_{AD} = Q_{15mm}/1,5$;

-Se nenhuma das hipóteses anteriores ocorrer, então:
 $Q_{AD} \geq Q_{m\acute{a}x.da\ prova\ de\ carga}/1,5$.

Segundo os autores, parte das discrepâncias encontradas no confronto entre valores calculados e medidos é atribuída a esse processo que teve que ser utilizado pelo fato de que, na grande maioria dos casos, as provas de carga não atingiram a ruptura. No método, a resistência de ponta unitária (r_p) é dada por:

$$r_p = C \cdot N_p \quad (2.17)$$

Onde N_p é o número de golpes do SPT média entre o valor correspondente a ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior. Os valores do coeficiente C são fruto da aferição supracitada e são apresentados na Tabela 6.

Embora o estudo tenha sido efetuado basicamente para estacas pré-moldadas de concreto, os autores consideraram-no aplicável a estacas do tipo

Franki, Strauss e escavadas. Em 1986, porém, Décourt recomendou novos valores para o cálculo da resistência de ponta de estacas escavadas com lama bentonítica (VELLOSO & LOPES, 2002). Seus valores também são apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 - Valores do coeficiente C .

Tipo de Solo	C (kPa)	$C^{(1)}$ (kPa)
Argila	120	100
Silte Argiloso (solo residual)	200	140
Silte Arenoso (solo residual)	250	200
Areia	400	120

Fonte: Adaptado de Aoki & Alonso (1993).

⁽¹⁾ Valores do coeficiente C para estacas escavadas com lama bentonítica.

O atrito lateral na concepção original era calculado considerando a média dos valores de N_{SPT} ao longo do fuste, sem levar em conta aqueles utilizados para estimativa da resistência de ponta, em correspondência com uma determinada adesão média ao longo do fuste tabelada (Tabela 7), cujo valor independe do tipo de solo.

Tabela 7 - Valores de adesão para estimativa da resistência lateral.

$\bar{N}^{(1)}$	Adesão (tf/m ²)
<3	2
6	3
9	4
12	5
≥15	6

Fonte: Décourt & Quaresma (1978).

⁽¹⁾ N_{SPT} médio ao longo do fuste, desconsiderando aqueles utilizados no cálculo de r_p .

No entanto, buscando aperfeiçoar o método com relação à estimativa do atrito lateral unitário (r_l), em 1982, Décourt apresentou a seguinte contribuição (VELLOSO & LOPES, 2002):

$$r_l = \frac{\bar{N}}{3} + 1 \quad (2.18)$$

Em 1996, foram introduzidos os coeficientes α_{DQ} e β_{DQ} de majoração ou de minoração, para a resistência de ponta unitária e para o atrito lateral unitário, respectivamente, que permitem estender os cálculos efetuados para a

estaca padrão (pré-moldada) para outros tipos de estaca (DÉCOURT, 1998). Seus valores são apresentados na Tabela 8 e na Tabela 9.

Tabela 8 - Valores atribuídos ao coeficiente α_{DQ} .

Solo/ Estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,0	0,85	0,85	0,30	0,85	1,0
Solos Residuais	1,0	0,60	0,60	0,30	0,60	1,0
Areias	1,0	0,50	0,50	0,30	0,50	1,0

Fonte: Décourt (1998).

Tabela 9 - Valores atribuídos ao coeficiente β_{DQ} .

Solo/ Estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,0	0,80	0,90	1,0	1,5	3,0
Solos Residuais	1,0	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Areias	1,0	0,50	0,60	1,0	1,5	3,0

Fonte: Décourt (1998).

Salienta-se que os valores sugeridos para estacas hélice contínua, raiz e injetada são, segundo Décourt (1998), apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponível para sua determinação.

A equação final para a estimativa da capacidade de carga última (P_u em kN) é apresentada na Equação (2.19).

$$P_u = \alpha_{DQ} C N_P A_b + \beta_{DQ} \sum 10 \left(\frac{\bar{N}}{3} + 1 \right) U \Delta L \quad (2.19)$$

Onde:

A_b é a área da seção transversal da ponta da estaca (m²);

U é o perímetro da seção transversal do fuste da estaca (m);

ΔL é a espessura da camada individual de solo (m).

O valor limite superior de N_{SPT} é igual a 50 golpes e o inferior é igual a 3 golpes.

2.3.1.3. Método de Alonso (1996, 2000)

O autor apresenta um método semiempírico para a previsão da capacidade de carga de estacas do tipo hélice contínua, baseado em resultados de ensaios SPT-T. Apresenta também, correlações entre o ensaio SPT tradicional e o ensaio SPT-T inicialmente, em 1996, para a Bacia Sedimentar Terciária da cidade de São Paulo e arredores e posteriormente, em 2000, para duas novas regiões geotécnicas: a Formação Guabirota e os solos da cidade de Serra-ES.

A capacidade de carga última (P_u em kN) é definida como a soma das parcelas de resistência lateral (P_l), Equação (2.20), e de ponta (P_p), Equação (2.21).

$$P_l = \int_0^L U \cdot \Delta L \cdot r_l \quad (2.20)$$

$$P_p = A_b \cdot r_p \quad (2.21)$$

Onde:

A_b é a área da seção transversal da ponta da estaca (m^2);

U é o perímetro da seção transversal do fuste da estaca (m);

ΔL é a espessura da camada individual de solo (m);

r_l é o atrito lateral unitário (kPa);

r_p é a resistência de ponta unitária (kPa).

No método original, para a Bacia Sedimentar Terciária da cidade de São Paulo e arredores, o atrito lateral unitário (r_l) é determinado pela Equação (2.22).

$$r_l = \alpha_{AL} f_s \leq 200 \text{ kPa} \quad (2.22)$$

A adesão máxima, ou a resistência por atrito lateral entre o amostrador e o solo (f_s), é calculada a partir do torque ($T_{m\acute{a}x}$ em kgf.m) e da penetração total do amostrador (h), geralmente igual a 45 cm, através da Equação (2.23) deduzida por Ranzini (1988), anteriormente apresentada no item 2.1.2.3.

Observa-se que o autor introduziu o coeficiente α_{AL} para levar em consideração as peculiaridades das estacas do tipo hélice contínua, assim como sugerido por Ranzini (1988). Para o solo da Bacia Sedimentar Terciária da cidade de São Paulo e arredores, α_{AL} é igual a 0,65.

$$f_s = \frac{100T_{m\acute{a}x}}{0,42h - 0,032} \quad (2.23)$$

A resistência de ponta unitária (r_p) é calculada a partir da média aritmética dos valores de T_{res} compreendidos no trecho referente a 8D da ponta para cima ($T_{min}^{(1)}$ em kgf.m) e 3D da ponta para baixo ($T_{min}^{(2)}$ em kgf.m), conforme Equação (2.24).

$$r_p = \beta_{AL} \frac{T_{min}^{(1)} + T_{min}^{(2)}}{2} \quad (2.24)$$

O valor de T_{res} é limitado a 40 kgf.m. O coeficiente β_{AL} é função do solo na região de influência da resistência de ponta. Para o solo da Bacia Sedimentar Terciária da cidade de São Paulo e arredores o valor de β_{AL} é de 200 kPa/kgf.m para areia, 150 kPa/kgf.m para silte e 100 kPa/kgf.m para argila.

A reavaliação para as demais regiões geotécnicas manteve a mesma sistemática do método original. Foram reavaliados apenas o limite da adesão lateral e os coeficientes α_{AL} e β_{AL} .

A reavaliação da correlação entre os valores de torque e os valores de N_{SPT} não foi realizada para o solo da cidade de Serra, pois no local onde foram realizadas as provas de carga consideradas não se dispunha de ensaios SPT-T. Dessa forma, o autor sugere que sejam admitidas as correlações determinadas no método original. Para os solos da Formação Guabirotuba, o autor obteve as seguintes correlações: $T_{m\acute{a}x}=1,13N_{SPT}$ e $T_{res}=0,98N_{SPT}$ e sugeriu, por conta da proximidade com os valores originais, que os mesmos sejam mantidos.

O limite da adesão lateral e o valor dos coeficientes α_{AL} e β_{AL} foram aferidos com base em provas de carga estática.

A carga de ruptura (denominada pelo autor como carga de ruptura “medida”) foi extrapolada pelos métodos de Van der Veen (1953) e de Décourt

(1996) e o menor valor entre essas estimativas foi o adotado para a aferição do método.

Para a Formação Guabirota, o autor dispunha de três provas de carga estática à compressão. Da comparação entre a carga de ruptura “medida” e a resultante da aplicação do método original, o autor constatou que para dois dos casos o método foi arrojado. Por questões de prudência, sugeriu a redução da resistência de adesão lateral e de ponta baseado no caso mais desfavorável.

Desse modo, a adesão lateral foi limitada a 80 kPa e o coeficiente β_{AL} foi reduzido para 80 kPa/kgf.m para argila e 100 kPa/kgf.m para silte. O autor não propôs aferição para esse coeficiente para areia. O valor do coeficiente α_{AL} foi mantido igual a 0,65.

Para o solo da cidade de Serra, o autor dispunha de uma prova de carga estática à compressão e uma à tração.

A prova de carga à tração foi levada à ruptura segundo o critério considerado pelo autor, ou seja, o topo da estaca foi deslocado de um valor superior a $10\%D$. Comparando a carga de ruptura estimada pelo método original e a “medida”, nesse caso, a carga correspondente ao recalque igual a $10\%D$, foi possível reavaliar de imediato a adesão lateral. O método mostrou-se conservador, dessa forma, com base na razão entre o valor “medido” e o calculado, o autor majorou o valor de α_{AL} em 17%, ou seja, para a região geotécnica em questão, α_{AL} é igual a 0,76. O limite da adesão lateral do método original (200 kPa) foi mantido.

Mesmo aplicando a aferição constatada na avaliação do ensaio à tração, no cálculo da capacidade de carga da estaca ensaiada à compressão o valor medido não foi alcançado. Assim sendo, o autor propôs a aferição da parcela de ponta, majorando-a em 30%. Dessa forma, os valores do coeficiente β_{AL} para essa região geotécnica são iguais a: 260 kPa/kgf.m para areia, 195 kPa/kgf.m para silte e 130 kPa/kgf.m para argila.

2.3.1.4. Método de Antunes & Cabral (1996)

Os autores propõem um método para previsão da capacidade de carga de estacas hélice contínua desenvolvido a partir da comparação entre o

resultado de nove provas de carga e a previsão da capacidade de carga pelos métodos de Aoki & Velloso (1975) e de Décourt & Quaresma (1978).

Os autores propuseram as seguintes correlações com o N_{SPT} para a estimativa da capacidade de carga última (P_u em kgf):

$$P_u = U \sum \beta_1 N_{SPT_{fuste}} \Delta L + \beta_2 N_{SPT_{ponta}} A_b \quad (2.25)$$

Sendo:

$\beta_1 N_{SPT_{fuste}}$ e $\beta_2 N_{SPT_{ponta}}$ em kfg/cm² ;

$\beta_2 N_{SPT_{ponta}} \leq 40$ kfg/cm².

Onde:

$N_{SPT_{fuste}}$ é o N_{SPT} de cada camada individual de solo ao longo do fuste da estaca;

$N_{SPT_{ponta}}$ é o N_{SPT} ao nível da ponta da estaca;

A_b é a área da seção transversal da ponta da estaca (cm²);

U é a perímetro da seção transversal do fuste da estaca (cm);

ΔL é a espessura de camada individual de solo (cm).

β_1 e β_2 são os parâmetros função do tipo de solo para o cálculo do atrito lateral e da resistência de ponta, respectivamente, apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 - Parâmetros β_1 e β_2 .

Solo	β_1 (%)	β_2
Areia	4,0 a 5,0	2,0 a 2,5
Silte	2,5 a 3,5	1,0 a 2,0
Argila	2,0 a 3,5	1,0 a 1,5

Fonte: Antunes & Cabral (1996).

2.3.1.5. Método de Gotlieb *et al.* (2000)

A partir da análise de 48 provas de carga estática à compressão em estacas do tipo hélice contínua, os autores desenvolveram um método baseado em ensaios SPT para estimar diretamente a tensão admissível no topo da estaca.

A escolha por determinar a tensão admissível ao invés da carga de ruptura evita, segundo os autores, desenvolver uma estimativa baseada em outra, como acontece quando métodos são baseados na carga de ruptura obtida da avaliação dos resultados de provas de carga, que frequentemente não chegam a atingir a ruptura, por processos matemáticos ou gráficos.

O método propõe que a tensão admissível a ser aplicada no topo da estaca (P_{adm} em kN/m²) seja obtida através da soma das parcelas de tensão admissível na ponta da estaca e da tensão admissível lateral, apresentada na Equação (2.26):

$$P_{adm} = (SPT_{m\u00e9dio\ da\ ponta} \cdot 60) + \frac{N_l}{0,125 \cdot D} \quad (2.26)$$

Onde:

D é o diâmetro da estaca (m);

$SPT_{m\u00e9dio\ da\ ponta}$ é a média dos valores de N_{SPT} obtidos no trecho compreendido por $8D$ da ponta para cima e por $3D$ da ponta para baixo;

N_l é a média aritmética de todos os valores de N_{SPT} compreendidos ao longo do comprimento da estaca;

O N_{SPT} é limitado a 50 golpes.

A consideração de se admitir um único fator para a ponta foi resultado das tentativas realizadas pelos autores com fatores diferentes entre si para areia, silte e argila. Tais tentativas mostraram que as capacidades encontradas para as estacas não eram coerentes com os resultados das provas de carga. Os autores entenderam que neste tipo de estaca não ocorre uma densificação no caso das areias, nem uma modificação sensível na resistência das argilas, quer por acréscimos de pressão neutra, quer por questões de sensibilidade das mesmas.

Os autores recomendam, baseados na experiência em estacas hélice contínua e na análise da aplicação do método proposto, que a tensão admissível no topo seja limitada em 5000 kN/m².

O método foi validado através da verificação dos recalques correspondentes à tensão admissível calculada e ao dobro dela. Nos casos em que a tensão correspondente ao dobro da de utilização superou a máxima

alcançada na prova de carga, foram feitas extrapolação pelo método de Van der Veen (1943).

O método se mostrou válido em 100% dos casos analisados, no tocante à ocorrência de recalques inferiores a 15 mm para a carga admissível. Os recalques medidos ou estimados para o dobro da tensão de utilização foram sempre inferiores a 10%D.

2.3.1.6. Método de Kárez & Rocha (2000)

O método é baseado na análise de 38 provas de carga estática à compressão realizadas em estacas hélice contínua nas regiões Sul e Sudeste do Brasil.

As provas de carga foram analisadas visando à estimativa das cargas de ponta e atrito lateral, por meio de procedimentos de cálculo propostos por Kee (1970), Kee (1972) e Zeevaert (1972). O método de Mazurkiewicz (1972) foi utilizado para a estimativa da carga de ruptura, visto que a mesma, de modo geral, não se apresentou configurada nas provas de carga.

Os autores determinaram correlações entre o N_{SPT} e o atrito lateral, Equação (2.27), e a resistência de ponta, Equação (2.28), permitindo a previsão da capacidade de carga das estacas.

$$Al_{(u)} = 0,49\pi D \sum N_{SPT_{fuste}} \quad (2.27)$$

$$P_{(u)} = \begin{aligned} &21N_{SPT_{ponta}} \text{ (argila)} \\ &25N_{SPT_{ponta}} \text{ (silte)} \\ &29N_{SPT_{ponta}} \text{ (areia)} \end{aligned} \quad (2.28)$$

Onde:

$N_{SPT_{ponta}}$ é o N_{SPT} ao nível da ponta da estaca;

$N_{SPT_{fuste}}$ é o N_{SPT} de cada individual de solo ao longo do fuste da estaca;

D é o diâmetro da estaca (m);

$P_{(u)}$ é a carga de ruptura estimada da ponta da estaca (tf/m²);

$Al_{(u)}$ é a carga de ruptura do atrito lateral estimada do fuste da estaca (tf).

2.3.1.7. Método de Vorcaro & Velloso (2000)

O método estabelecido probabilisticamente permite prever a carga última de estacas do tipo Franki, pré-moldada, escavada e hélice contínua.

A capacidade de carga última foi equacionada pelos autores mediante análise probabilística de dados de provas de carga, utilizando o princípio da regressão linear múltipla, separadamente, para cada tipo de estaca citada anteriormente.

Neste princípio ajustam-se, simultaneamente, várias equações que descrevem cada uma a resposta medida durante o carregamento de um sistema estaca-solo.

Como variável dependente, foi tomada a capacidade de carga última medida por provas de carga e como variáveis independentes, a geometria e a resistência da interface estaca-solo avaliada por meio de sondagens SPT.

Confirmam-se ou são rejeitados modelos a partir da avaliação de como e em quanto as respostas medidas de um determinado fenômeno se devem a causas que supõem-se que hajam simultaneamente. Em caso de aprovação, resultados de casos similares podem ser previstos utilizando a mesma idealização.

A formulação do método para estacas hélice contínua foi baseada em 26 provas de carga estática, sendo que 18 foram executadas no estado de São Paulo, 4 em Minas Gerais, 3 no Paraná, 2 no Rio de Janeiro e 1 em cada um dos seguintes estados: Espírito Santo, Rio Grande do Sul e Pernambuco.

Como critérios para a seleção do banco de dados, os autores determinaram como válidas para utilização no estudo as estacas cuja maior carga aplicada durante o ensaio atingiu no mínimo $0,7P_{ult}$, sendo P_{ult} a carga de ruptura extrapolada pelo método de Van der Veen (1953).

A formulação obtida para estimativa da capacidade de carga última (P_u em kN) é a apresentada na Equação (2.29).

O valor do número de golpes do SPT é limitado da seguinte forma:

$$N_{SPT_{ponta}} \leq 75 \text{ e } N_{SPT_{fuste}} \leq 50.$$

$$P_u = e^{(1,96\ln x_P - 0,34\ln x_P \ln x_F + 1,36\ln x_F \pm 0,29)} \quad (2.29)$$

Onde:

$$x_p = A_b N_{SPT_{ponta}} ;$$

$$x_F = U \sum N_{SPT_{fuste}} ;$$

$N_{SPT_{ponta}}$ é o N_{SPT} ao nível da ponta da estaca;

$N_{SPT_{fuste}}$ é o N_{SPT} de cada camada individual de solo ao longo do fuste da estaca;

A_b é a área da seção transversal da ponta da estaca (m²);

U é o perímetro da seção transversal do fuste da estaca (m).

Na equação não há uma variável que descreva a influência das diferentes camadas de solo ao longo do fuste. Para alguns tipos de estaca a contribuição do tipo de solo ao redor da ponta da estaca foi considerada determinando diferentes equações para cada grupo de solo do Quadro 2. Os autores adotaram os 6 grupos descritos por Danziger (1982), obtidos em função das diferenças de comportamento que mostram quando relacionados a fundações profundas. Os grupos 5 e 6 foram reunidos por serem poucas as estacas do banco de dados do estudo que neles se apoiam. Para estacas hélice contínua, no entanto, a Equação (2.29) é aplicável para qualquer tipo de solo, sem distinção.

Quadro 2 - Solos que compõem os grupos propostos por Danziger (1982).

Grupos	Solos
1	Areia
2	Areia siltosa
	Areia siltosa-argilosa
	Areia argilosa
	Areia argilo-siltosa
3	Silte
	Silte arenoso
	Argila arenosa
4	Silte areno-srgiloso
	Silte argilo-arenoso
	Argila areno-siltosa
	Argila silto-arenosa
5	Silte argiloso
	Argila
	Argila siltosa

Fonte: Adaptado de Vorcaro (2000).

2.4. INTERPRETAÇÃO DA CURVA “CARGA *VERSUS* RECALQUE”

Segundo Niyama *et al.* (1998) o gráfico “carga *versus* recalque” resultante de uma prova de carga estática sobre estaca individual, pode ser dividido em três regiões: a primeira, de quase proporcionalidade entre a carga e o recalque correspondente; a segunda, de deformação viscoplástica, onde não há possibilidade de relacionamento teórico carga-recalque, pois a velocidade de carregamento influi muito sobre os recalques; e a terceira, de ruptura, na qual se define a capacidade de carga da estaca, quando o recalque aumenta indefinidamente com pequenos, ou nenhum, acréscimo de carga.

Amann (2010) ressalta que a forma da curva varia com a rigidez do sistema e com a velocidade do ensaio (lento, rápido, misto ou cíclico, conforme NBR 12131, 2006).

Havendo dados de provas de carga, deseja-se conhecer a carga de ruptura da estaca, porém, na imensa maioria das vezes, como observado por Décourt (2008), a mesma não fica claramente definida, além disso, especialmente no caso de estacas escavadas, é de extrema importância poder separar-se o atrito lateral da reação de ponta.

Existem diversos métodos para a determinação da carga de ruptura através da interpretação da curva “carga *versus* recalque”. É indispensável, portanto, referenciar o utilizado, visto que os resultados de cada processo podem ser diferentes.

A seguir são apresentados alguns deles: o critério de Terzaghi (1943), o método de Van der Veen (1953) e o método da Rigidez ou método de Décourt (1996, 2008).

2.4.1. Critério de Terzaghi (1943)

No critério de Terzaghi (1943), adotado pela BSI (*British Standards Institution*), a carga de ruptura é determinada diretamente na curva “carga *versus* recalque” como a carga correspondente ao recalque igual a 10% do diâmetro da ponta da estaca.

2.4.2. Método de Van der Veen (1953)

O método proposto por Van der Veen (1953) é uma representação matemática exponencial da curva “carga *versus* recalque”, dada pela Equação (2.30).

$$P = P_{m\acute{a}x}(1 - e^{-\alpha z}) \quad (2.30)$$

Onde:

P é a carga correspondente a um recalque z ;

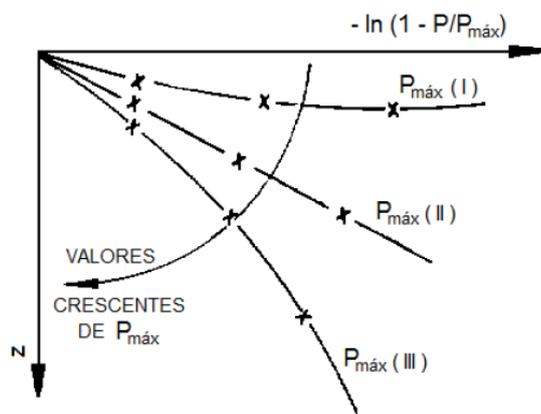
$P_{m\acute{a}x}$ é a resistência última da estaca ou carga de ruptura;

α é o coeficiente de forma da curva “carga *versus* recalque”.

A carga de ruptura é obtida por tentativas através dos pares de pontos (P , z) da prova de carga. Deve-se experimentar valores diferentes de $P_{m\acute{a}x}$ até obter uma reta no gráfico “ z *versus* $-\ln(1 - \frac{P}{P_{m\acute{a}x}})$ ”.

A Figura 8 ilustra a aplicação do método. A $P_{m\acute{a}x}(II)$, cuja adoção forma uma reta, é a carga de ruptura correta.

Figura 8 - Carga de ruptura segundo o método de Van der Veen (1953).



Fonte: Alonso (1991 *apud* MELO, 2009)

Aoki (1976) propôs uma modificação para não impor que a curva “carga *versus* recalque” ajustada passe pela origem, resultando na Equação (2.31) (VIANNA & CINTRA, 2000).

$$P = P_{m\acute{a}x}[1 - e^{-(\alpha z + b)}] \quad (2.31)$$

Sendo, b o intercepto no eixo dos recalques.

2.4.3. Método da Rigidez ou método de Décourt (1996, 2008)

O critério apresentado por Décourt (1996) propõe a avaliação da carga de ruptura de uma fundação, tanto para ruptura física quanto para ruptura convencional, baseada no conceito de rigidez.

Define-se rigidez de uma fundação (R) como a relação entre a carga a ela aplicada (Q) e o recalque (s) que ela provoca:

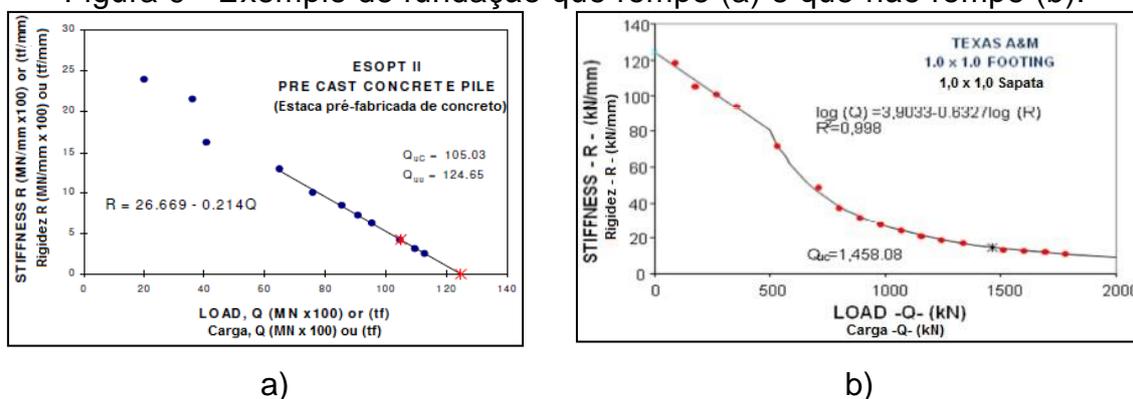
$$R = \frac{Q}{s} \quad (2.32)$$

A ruptura por rigidez é definida por Décourt (1996) como sendo a carga correspondente a um valor de rigidez nulo, ou seja: $Q_u =$ limite de Q/s quando $s \rightarrow \infty$ e, portanto, $Q/s \rightarrow zero$.

Conhecidos os dados de uma prova de carga convencional, o método permite obter: a curva completa “carga versus recalque” até a carga de ruptura convencional e a separação aproximada da carga total, entre carga de ponta e por atrito lateral (DÉCOURT, 2008).

Segundo o autor, para a execução prática do método, conhecidos os dados de uma prova de carga, coloca-se em um gráfico, denominado “gráfico da rigidez”, os valores de rigidez em ordenadas e os valores de carga em abscissas. O aspecto da curva resultante pode revelar duas situações distintas possíveis: fundações que rompem e fundações que praticamente não rompem.

Figura 9 - Exemplo de fundação que rompe (a) e que não rompe (b).



Fonte: Adaptado de Décourt (2015).

A primeira situação é o caso das estacas de deslocamento. Se a prova de carga for bem projetada e executada é possível definir, com razoável

precisão, a partir da curva “carga *versus* recalque”, tanto a ruptura física quanto a convencional, sendo que a diferença entre elas é relativamente pequena (20%) (DÉCOURT, 2008).

A segunda é o caso, por exemplo, das estacas escavadas. É possível observar no gráfico da rigidez que na medida em que as cargas vão aumentando na prova de carga, a rigidez vai reduzindo não de forma linear, mas com uma nítida tendência de procura de uma assíntota sub-horizontal. Esse comportamento não caracteriza ruptura física, que só seria alcançada se a prova de carga fosse levada até grandes deformações, o que não tem interesse prático.

Se o carregamento for conduzido até deformações suficientemente grandes, dois domínios serão facilmente identificados: o domínio da ponta e o domínio do atrito lateral. No trecho onde a transferência por ponta é preponderante, a relação entre carga e rigidez é uma curva, tornando-se linear em um gráfico bi-logarítmico. No trecho onde o atrito lateral é dominante, essa relação é, nitidamente, linear (DÉCOURT, 2008).

Massad (2008 *apud* ALLEDI, 2013) mostra que o método da Rigidez (2008) se aplica bem ao primeiro carregamento de estacas escavadas rígidas e nessas condições o atrito lateral praticamente se esgota com a reação de ponta ainda pequena.

Para determinação dos domínios de ponta e atrito lateral, como explica Décourt (2008), colocam-se os pares de valores Q e s em ordem decrescente e se estabelecem correlações lineares “ $\log Q$ *versus* $\log s$ ” a fim de identificar o ponto de regressão, que é o ponto a partir do qual ocorre nítida redução de R^2 , o que constitui a transição entre domínios.

A partir do ponto de regressão se estabelecem correlações lineares “ Q *versus* R ” com os demais pontos, sendo que o domínio do atrito lateral corresponde à correlação linear com maior número de pontos e maior valor de R^2 . Décourt (2008) caracteriza o trecho correspondente ao domínio do atrito lateral através de limites. O limite inferior refere-se às deformações mínimas, da ordem de grandeza de recalques elásticos e o limite superior refere-se às deformações máximas, próximas ao ponto de transição para o domínio da ponta. O autor afirma que o valor exato do atrito lateral jamais será conhecido, porém deve estar situado, obrigatoriamente, entre esses limites.

A carga de ruptura convencional corresponde à carga relativa a um recalque de $10\%D$, Equação (2.33).

$$Q_{uc} = 10^{\text{Log}\left(\frac{D}{10}\right)b-a} \quad (2.33)$$

O coeficiente angular (a) e o coeficiente linear (b) são os coeficientes da correlação linear ("log Q versus log s ") que definiu o domínio da ponta.

A carga de ruptura convencional também pode ser obtida através do gráfico da rigidez, corresponde à rigidez do recalque de $10\%D$. Para tanto, Amann (2010) sugere a Equação (2.34).

$$Q_{uc} = \left(\frac{D}{10} \cdot 10^{\frac{b}{a}}\right)^{\left(\frac{1}{\frac{1}{a}+1}\right)} \quad (2.34)$$

Para as fundações que não apresentam ruptura física, Fellenius (2001 *apud* MELO, 2009) define a carga de ruptura extrapolada como a relação entre a interseção com o eixo da rigidez (c_2) e a inclinação da reta (c_1), coeficientes da equação de regressão que define o domínio da ponta no gráfico da rigidez.

$$Q_u = \frac{c_2}{c_1} \quad (2.35)$$

Na sequência do trabalho o método será denominado método da Rigidez (2008).

2.5. ANÁLISE ESTATÍSTICA

Frequentemente é necessário estudar o relacionamento entre duas ou mais variáveis, esse estudo é denominado correlação e regressão. Se o estudo tratar apenas de duas variáveis tem-se a correlação e a regressão simples.

O objetivo do estudo correlacional é determinar a força, ou grau, de relacionamento entre duas observações. Já a análise de regressão fornece uma equação que descreve o relacionamento em termos matemáticos.

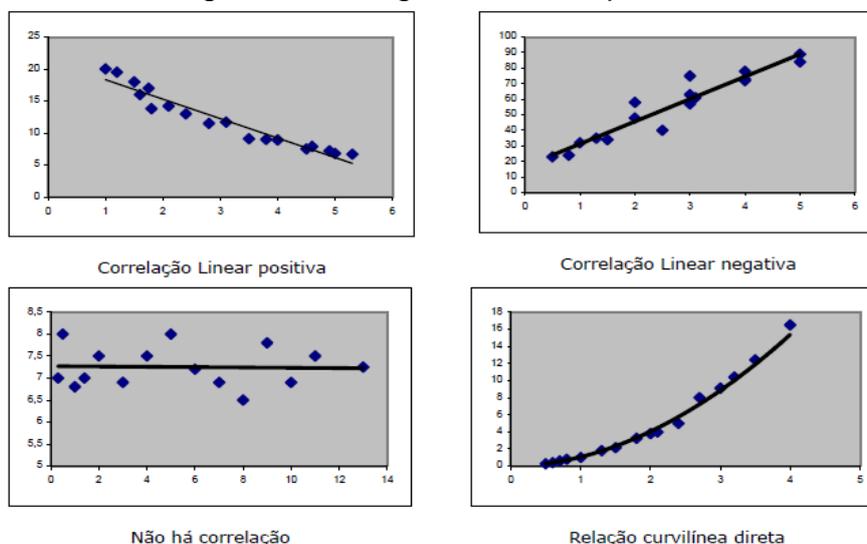
2.5.1. Diagrama de dispersão

Se dois conjuntos de dados têm o mesmo número de entradas e cada entrada do primeiro corresponde a uma entrada do segundo, eles são chamados de conjunto de dados emparelhados. Uma maneira de representar esse conjunto é usando um gráfico de dispersão, no qual os pares ordenados (x, y) são representados como pontos em um plano de coordenadas. A variável independente x (variável associada ou explanatória) é medida pelo eixo horizontal, e a variável dependente y (variável resposta) é medida pelo eixo vertical (LARSON & FARBER, 2010).

Se os pontos nesse diagrama se localizarem próximos a uma reta, a relação é dita linear e uma equação linear torna-se apropriada para os fins de análise de correlação entre duas variáveis. O modelo linear simples, portanto, pode ser utilizado quando se está interessado ou nas relações entre duas variáveis, ou mesmo entre dois eventos, ou quando se quer prever a ocorrência de uma delas, ou de um deles, em relação ao outro (LANDIM, 2003).

A configuração geométrica do diagrama pode estar associada ainda a uma linha curva (correlação curvilínea) ou ter os pontos dispersos de maneira que não definam nenhuma configuração, nessa última situação, não há correlação (CORRÊA, 2003). A Figura 10 ilustra as possíveis configurações.

Figura 10 - Diagramas de dispersão.



Fonte: Corrêa (2003).

2.5.2. Correlação linear

A correlação entre duas variáveis cujo gráfico se aproxima de uma linha, e esta é uma linha reta, é denominada correlação linear. É uma linha de tendência, pois procura acompanhar a tendência da distribuição de pontos. Por outro lado, é, também, uma linha média, pois procura deixar a mesma quantidade de pontos abaixo e acima da linha.

Segundo Larson & Farber (2010), a determinação da correlação entre duas variáveis por meio de uma inspeção nos pares anotados ou no diagrama de dispersão correspondente é pouco precisa. Uma forma de contornar essa dificuldade é procurar uma medida que caracterize essa correlação linear. O instrumento empregado é o coeficiente de correlação ou “*R* de Pearson”, que indica o grau de intensidade da correlação entre duas variáveis e o sentido dessa correlação (positiva ou negativa).

$$R = \frac{n \sum xy - (\sum x)(\sum y)}{\sqrt{[n \sum x^2 - (\sum x)^2] \cdot [n \sum y^2 - (\sum y)^2]}} \quad (2.36)$$

Sendo:

n o número de observações;

x variável independente;

y variável dependente.

A amplitude do coeficiente é de -1 para 1. De forma que, se *x* e *y* têm uma correlação linear positiva forte, *R* está próximo de 1. Se *x* e *y* têm uma correlação linear negativa forte, *R* está próximo de -1. Por outro lado, se não há correlação ou a correlação linear é fraca, *R* está próximo de zero. Isso não significa que não há relação entre *x* e *y*, e sim que não há relação linear.

Para que a relação seja sempre positiva, pode-se representá-la por R^2 , denominado coeficiente de determinação (SPIEGEL, 1985). O coeficiente de determinação é, simplesmente, igual ao quadrado do coeficiente de correlação linear (*R*).

2.5.3. Regressão linear

Uma vez constatado que existe correlação linear entre duas variáveis, pode-se tentar prever o comportamento de uma delas em função da variação da outra.

Esse é o objetivo principal da análise de regressão, prever o valor de uma variável (a variável resposta ou dependente), dado que seja conhecido o valor de uma ou mais variáveis associadas (variáveis independentes ou explanatórias). O relacionamento entre as duas variáveis é estabelecido através de uma equação matemática linear.

Segundo Viali (2012), o método mais utilizado para ajustar uma linha reta a um conjunto de pontos é conhecido como método dos mínimos quadrados.

A reta resultante tem duas características importantes: a soma dos desvios verticais dos pontos em relação à reta é zero e a soma dos quadrados desses desvios é mínima, isto é, nenhuma outra reta resultaria uma menor soma de quadrados de tais desvios.

A equação da reta que aproxima um conjunto de pontos pelo método dos mínimos quadrados é dada por:

$$y = ax + b \quad (2.37)$$

Onde:

$$a = \frac{\sum xy - n\bar{x}\bar{y}}{\sum x^2 - n(\bar{x})^2} \quad (2.38)$$

$$b = \bar{y} - a\bar{x} \quad (2.39)$$

Sendo que $\bar{x} = \frac{\sum x}{n}$ e $\bar{y} = \frac{\sum y}{n}$ são as médias aritméticas das variáveis independente (x) e dependente (y).

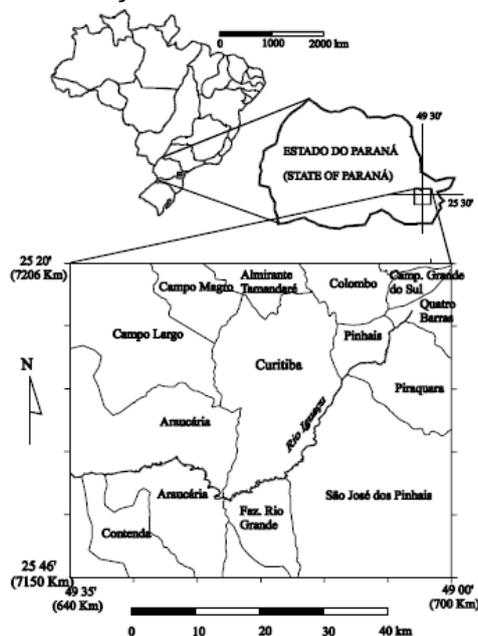
Após o ajuste da linha de regressão, com a obtenção dos coeficientes a e b , pode-se aplicar a Equação (2.37) para estimar y a partir de um determinado valor x .

2.6. FORMAÇÃO GUABIROTUBA

Segundo Salamuni & Salamuni (1999), a Formação Guabirota é a mais importante unidade estratigráfica da Bacia Sedimentar de Curitiba, a qual está localizada na porção centro sul do Primeiro Planalto ou Planalto de Curitiba.

Sobre as rochas cristalinas do embasamento da Bacia Sedimentar de Curitiba, o Complexo Atuba, a Formação Guabirota está assentada de forma discordante e irregular (FIORI & SALAMUNI, 2012). Segundo Salamuni & Salamuni (1999) e conforme a Figura 11 apresenta, os sedimentos dessa formação encontram-se limitados, aproximadamente, entre as coordenadas oeste 49°00' e 49°20' e sul 25°20' e 25°35', abrangendo parte significativa de Curitiba e de alguns municípios da Região Metropolitana (Pinhais, Araucária, Piraquara, São José do Pinhais, Campo Largo, Quatro Barras).

Figura 11 - Localização da Bacia Sedimentar de Curitiba.



Fonte: Kormann (2002).

Segundo Fiori e Salamuni (2012) a Formação Guabirota abrange toda a Bacia Sedimentar de Curitiba, cerca de 3000 km². Quanto à existência da Formação Tinguis proposta por Becker (1982), os autores afirmam que a mesma, até o momento, não foi delimitada formalmente. Depositada sobre a Formação Guabirota, é resultado do retrabalhamento da mesma, ou seja,

sua alteração, desagregação e posterior transporte. Ocorre na forma de depósitos inconsolidados e esparsos, com espessura média de 5 m, em geral, não ultrapassando 10 m.

2.6.1. Contexto geológico

Segundo Felipe (2011), na nomenclatura geológica, o termo Formação designa “uma unidade de rocha que, geneticamente, representa um intervalo de tempo, curto ou longo, e pode ser composta de materiais provenientes de fontes diversas”. O nome de uma Formação é dado em função da localidade em que foi descrita pela primeira vez a sua seção-tipo.

Dessa forma, o autor explica que o nome “Formação Guabirota” é dado aos sedimentos depositados em um intervalo de 23,0 a 1,8 milhões de anos, compreendendo os períodos Paleógeno ao Quaternário (Mioceno-Holoceno, respectivamente), em um abatimento de rocha gerado por falhas na forma de uma bacia, tendo início no Cretáceo (99 Ma) e descritos, primeiramente, no bairro denominado Guabirota localizado a leste de Curitiba, por Bigarella e Salamuni (1962).

Caracteriza-se por apresentar camadas relativamente pouco espessas, sendo que as maiores estão localizadas na porção central da Bacia, onde chegam a um máximo de 85 m de profundidade (KORMANN, 2002).

A Formação Guabirota é composta, predominantemente, por depósitos argilosos e sílticos esverdeados. O argilomineral predominante é a esmectita comparecendo, em menores proporções, a ilita e a caulinita (FIORI & SALAMUNI, 2012).

Salamuni & Salamuni (1999) caracterizam os depósitos argilosos por apresentarem-se na coloração cinza esverdeada a esbranquiçada, geralmente bem compactados e com granulometria fina. Quando alterados, apresentam colorações rosadas (mosqueadas) a ocre, resultantes da laterização incipiente.

Nestes depósitos há intercalações de areias arcólicas e, mais raramente, de cascalheiras pouco espessas compostas de seixos de quartzo com matriz argilosa (FIORI & SALAMUNI, 2012). Os arcólios e areias

arcosianas são depósitos levemente consolidados com granulometria variada, compostos por clastos de quartzo, quartzito e feldspatos. A matriz é areno-siltosa e, por vezes, argilosa. Sua coloração é variegada, desde tonalidades avermelhadas até esbranquiçadas (SALAMUNI & SALAMUNI, 1999).

Segundo Fiori & Salamuni (2012), os depósitos argilosos também podem apresentar lentes siltosas esparsas, além de caliche sob a forma de impregnações de carbonato de cálcio em quantidades subsidiárias.

Os autores descrevem que estes depósitos carbonáticos (caliches e areias carbonáticas) apresentam-se dispersos lateralmente em profundidades rasas. São bancos descontínuos, tabulares ou como vênulas, de cor esbranquiçada a creme, com espessuras centimétricas a métricas, geralmente maciços, mas podendo ocorrer de forma foliar.

2.6.2. Aspectos geotécnicos

Talamini Neto (2001) realizou um mapeamento tridimensional das principais unidades geotécnicas do município de Curitiba por meio de dados geotécnicos (sondagens, poços e mapas topográficos) existentes, que foram reunidos em um sistema de informações geográficas (SIG).

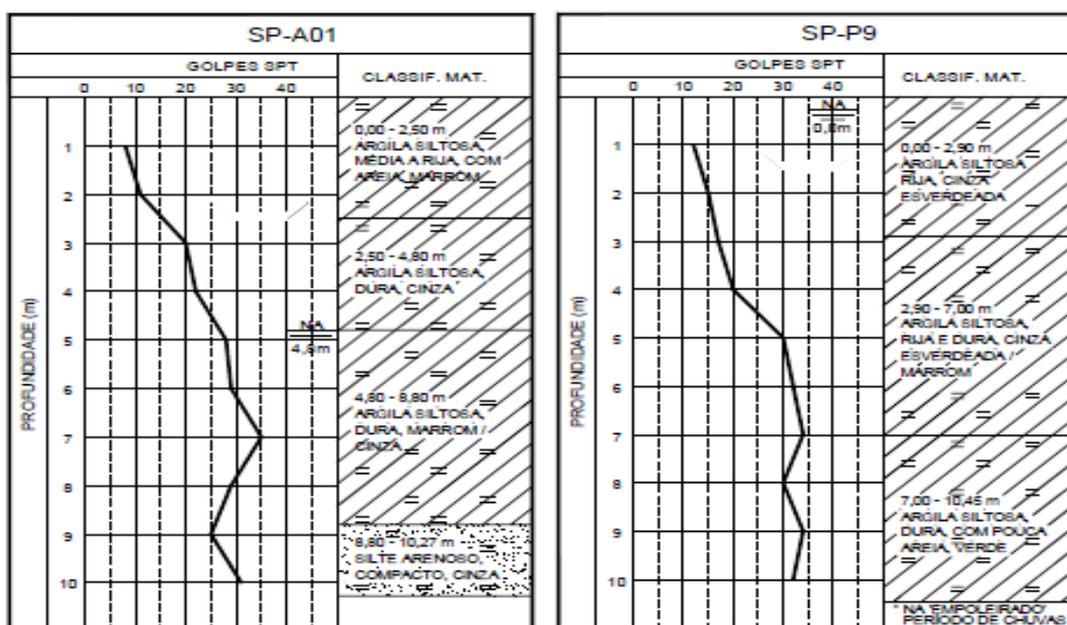
A análise das sondagens de simples reconhecimento executadas em solos da Formação Guabirota presentes nesse banco de dados, mostrou valores de N_{SPT} variando de 2 golpes até o impenetrável ao SPT (> 60 golpes). Nessa faixa, os valores mais comuns situam-se entre 10 e 30 golpes. O autor notou que é comum a impenetrabilidade à lavagem por trépano ser atingida com profundidades entorno de 20 m.

O nível do lençol freático, segundo o autor constatou, oscila entre 0 e 10 m de profundidade, ocorrendo com maior frequência entre 1 e 5 m. Kormann (2002) ressalta que é comum a presença de lençóis suspensos, provavelmente devido à baixa permeabilidade da matriz argilosa do terreno, o que pode levar a uma incorreta interpretação da posição do lençol freático.

Kormann (2002) apresenta perfis típicos da Formação Guabirota. Na Figura 12, os perfis apresentam camadas argilosas, com colorações que gradam entre cinza, verde e marrom, e lentes granulares. Nota-se que a

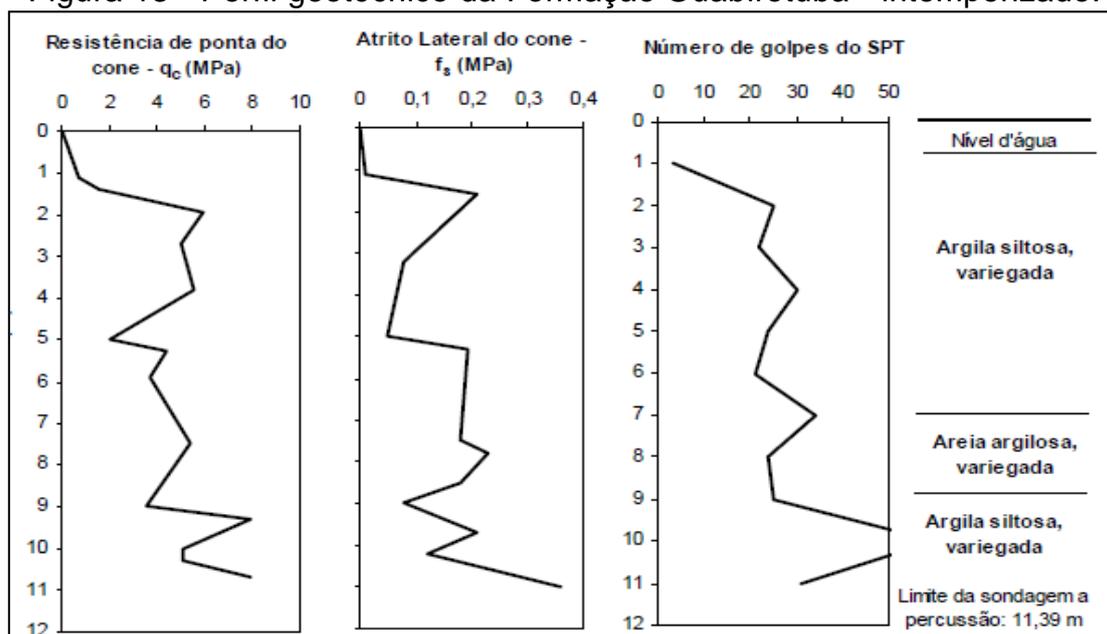
consistência das camadas que, mais superficialmente, pode ser média a rija, tende a aumentar com a profundidade. Na Figura 13, o perfil apresenta camadas superficiais de material alterado por intemperismo (plintificação ou laterização), o que torna sua coloração variegada, ou ainda avermelhada ou amarelada. Nesse caso a consistência não é tão elevada como a do primeiro perfil não intemperizado.

Figura 12 - Perfis geotécnicos da Formação Guabirotuba – não intemperizados.



Fonte: Kormann (2002).

Figura 13 - Perfil geotécnico da Formação Guabirotuba - intemperizado.



Fonte: Kormann (2002).

A Tabela 11 resume informações disponíveis na literatura, compiladas e analisadas por Kormann (2002) referentes a 24 amostras de argila não intemperizada da Formação Guabirota, provenientes de diferentes localidades da Bacia Sedimentar de Curitiba. Informações completas, incluindo os dados das argilas intemperizadas, são apresentadas no trabalho de Kormann (2002).

Tabela 11 - Propriedades de sedimentos não intemperizados da Formação Guabirota.

Propriedades Índice	Média	Desvio Padrão
w (%)	31,9	4,6
LP (%)	30	5,1
LL (%)	73	18,3
IP (%)	43	14,6
γ (kN/m ³)	18,4	0,7
γ_d (kN/m ³)	14,1	0,8
δ (kN/m ³)	26,5	0,6
S (%)	94,1	6,8
e_0	0,892	0,147
σ'_{vm} (kPa)	646	295
C_c	0,2	0,12

Fonte: Adaptado de Kormann (2002).

Da Tabela 11 cabe assinalar algumas características marcantes das argilas da Formação Guabirota identificadas pelo autor. A sua umidade natural elevada, que ocorre mesmo nas camadas superficiais, deve-se principalmente à condição climática da região, caracterizada pelo balanço hídrico positivo em todos os meses do ano. Em consequência disso, o grau de saturação é elevado e, frequentemente, as argilas encontram-se saturadas.

Uma característica importante a ser pontuada, devido ao fato dos depósitos serem em sua maioria argilosos, é a expansibilidade. As argilas alteradas e cinza-esverdeadas da Formação Guabirota pertencem ao grupo das esmectitas que são expansivas e higroscópicas, o que as torna também muito retrativas, atributos que lhes conferem uma alta erodibilidade (FELIPE, 2011).

Felipe (2011) observa que na condição em que se encontram na natureza, recobertas pelo solo residual ou transportado caulinítico estável, as argilas mantêm-se com sua umidade natural não manifestando instabilidade. No entanto, caso a camada de solo venha a ser retirada, a argila exposta

resseca e retrai apresentando empastilhamento e trincas. Após o ressecamento, se a argila entrar em contato com a água, irá se reidratar, expandir, desagregar e será facilmente transportada, dando origem à erosão laminar ou erosão por escoamento concentrado (ravinamento).

Em vista disso, Kormann (2012) alerta para a necessidade de cuidados especiais para proteger a face do terreno em escavações. Do ponto de vista de fundações, o autor relata que não há evidências de danos decorrentes da natureza expansiva do solo. No entanto, recomenda, no caso de fundações diretas, proceder à concretagem de um lastro tão logo a cava seja aberta.

Outra característica marcante das argilas da Formação Guabirotuba é o elevado sobreadensamento que podem apresentar, particularmente se os sedimentos não estiveram submetidos a processos de alteração por intemperismo (KORMANN *et al.*, 1999). A Tabela 11 apresenta valores médios para a pressão de pré-adensamento (σ'_{vm}) e para o índice de compressão (C_c) de 646 kN e 0,2, respectivamente. Segundo Kormann (2002), devido ao elevado sobreadensamento a estimativa de σ'_{vm} e C_c encontra dificuldades de ordem prática, pois as cargas máximas dos ensaios muitas vezes são insuficientes para caracterizar adequadamente o trecho virgem da curva “*e versus log σ'* ”. Isso conduz a uma ampla faixa de variação dessas propriedades e também embute erros nas estimativas. Para a σ'_{vm} os valores encontrados pelo autor variam de 300 até 1280 kPa e para o C_c entre 0,08 e 0,47.

Segundo o autor, as causas do sobreadensamento podem ser atribuídas à remoção de camadas de solo por processos erosivos e às diferenças de poropressões ocorridas entre o período de deposição e o atual, no entanto, outras possíveis causas ainda precisam ser melhor compreendidas como, por exemplo, os indícios de cimentação levantados por Boszczowski (2001) e a ação tectônica.

Como consequência do sobreadensamento, espera-se que os índices de tensões horizontais sejam elevados. Ensaio com pressiômetro autoperfurante executados no Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR indicaram valores de K_0 superiores a 3,0 (KORMANN, 2012).

Quanto à resistência ao cisalhamento das argilas da Formação Guabirotuba, Kormann *et al.* (1999) sugerem que a velocidade de deslocamento escolhida para o ensaio interfere na resistência de pico do solo em questão.

Os autores submeteram amostras extraídas do Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR a ensaios de cisalhamento direto com diferentes velocidades de deslocamento. Constataram que, quanto maiores as velocidades aplicadas, maiores resistências ao cisalhamento foram registradas. Esse fato foi associado, dentre outros fatores, à tendência do material aumentar de volume durante o cisalhamento, o que acarreta o desenvolvimento de poropressões negativas. Os autores citam que comportamento semelhante foi encontrado no estudo de Duarte (1986) sobre o assunto.

Dessa forma, recomendam para argilas altamente sobreandensadas o uso de velocidades de deslocamento reduzidas, caso contrário os parâmetros de resistência resultantes serão não conservadores. Advertem ainda que, em situações reais, as condições de carregamento costumam ser bem mais lentas que em qualquer tipo de ensaio.

Uma característica de solos sobreandensados é a queda de resistência após pico bem definido (*strain-softening*). Em particular, as argilas da Formação Guabirotuba apresentam resistência residual sensivelmente reduzida (KORMANN, 2002). Essa peculiaridade foi constatada em diferentes ensaios (cisalhamento direto com reversão múltipla, interface lisa e *ring-shear*) realizados por Massad *et al.* (1981) e Duarte (1986).

Kormann (2012) assinala que solos que apresentam *strain-softening* podem desencadear processos de ruptura progressiva, principalmente se houverem concentrações de tensão e deformações não uniformes, como por exemplo, no desenvolvimento de uma superfície de ruptura em um corte ou na perfuração do fuste de uma estaca.

Kormann (2002) salienta que é consenso na literatura que a resistência residual controla apenas os casos em que há reativação de movimento ao longo de superfícies de ruptura pré-existentes, causadas por escorregamentos anteriores ou agentes geológicos. No entanto, ressalta que devido às descontinuidades que as argilas sobreandensadas possuem os parâmetros de pico não são aplicáveis no dimensionamento de obras geotécnicas.

As discontinuidades são outra peculiaridade das argilas da Formação Guabirota. Kormann (2002) explica que argilas rijas e duras altamente sobreadensadas, por diversos fatores, raramente são encontradas em seu estado intacto na natureza. O autor divide essas feições em dois grupos: superfícies polidas, as quais aparecem na massa de solo segundo um padrão de difícil identificação; e fraturamentos tectônicos, que tendem a seguir padrões definidos e podem apresentar aspecto polido devido à movimentação cisalhante.

Posto que a presença de discontinuidades em argilas rijas e duras leva a uma redução da resistência ao cisalhamento, deve-se considerar essa característica na avaliação de parâmetros de resistência obtidos em laboratório para aplicação prática.

Nos ensaios de cisalhamento direto, por exemplo, a presença de superfícies polidas conduz a uma grande dispersão de resultados, pois, como explicam Kormann *et al.* (1999), caso o corpo de prova ensaiado possua uma discontinuidade orientada na direção do plano de ruptura, a resistência pode tender a um valor mínimo. Por outro lado, se o corpo de prova estiver intacto, ou seja, sem discontinuidades, a resistência corresponderia a um valor máximo.

Devido ao fraturamento, a resistência ao cisalhamento dos solos da Formação Guabirota é influenciada por efeitos de escala. Segundo Kormann *et al.* (1999) é de se esperar que a resistência medida em corpos de prova de pequenas dimensões, seja superior àquela obtida caso os ensaios envolvam amostras maiores. Como em campo as solicitações envolvem volumes inúmeras vezes maiores, a resistência disponível pode ser sensivelmente inferior a convencionalmente medida em laboratório.

As fraturas também influenciam os parâmetros de compressibilidade e deformabilidade, embora de forma menos intensa (KORMANN, 2002). Segundo Kormann (2002), estudos mostram que se as fraturas estiverem fechadas, a compressibilidade da massa de solo é similar a do material intacto e se estiverem abertas, essa será aumentada. O autor afirma que as superfícies polidas da Formação Guabirota estão, normalmente, fechadas. No entanto, quando da retirada de amostras indeformadas essa condição pode

não ser preservada. Quanto aos fraturamentos tectônicos, não se descarta a possibilidade de se apresentarem abertos.

2.6.3. Fundações profundas na Formação Guabirotuba

Olavo *et al.* (2012) fazem um relato em ordem cronológica a respeito das soluções de fundações profundas adotadas em Curitiba e sua Região Metropolitana. As estacas escavadas são apontadas pelos autores como as mais utilizadas na região. Relatam também casos de obras com fundações em estacas metálicas, pré-moldadas de concreto, estacas raiz e tirantes. Quanto às estacas hélice contínua, defendem a utilização de estacas escavadas ao invés dessa solução, por apresentarem um menor número de problemas de integridade. Observam a inexistência de provas de carga documentadas nesse tipo de estaca e, dessa forma, recomendam tal prática para que haja um acúmulo de experiência local sobre seu desempenho na unidade geotécnica em questão.

Interessante observar que em São Paulo e sua Região Metropolitana, cujo subsolo apresenta características semelhantes ao de Curitiba e arredores, as estacas hélice contínua constituem a principal solução de fundação utilizada. Cerca de 60% das obras prediais de São Paulo são executadas com esse tipo de fundação (FALCONI *et al.*, 2012).

Quanto ao desempenho de fundações profundas nos solos da Formação Guabirotuba, Olavo *et al.* (2013) apresentam o relato da execução e análise de provas de carga estática conduzidas em estacas escavadas executadas em obras localizadas em diferentes bairros de Curitiba.

Foram realizadas provas de carga estática com carregamento lento em quatro estacas com diâmetro entre 30 e 50 cm e comprimento na faixa de 8 a 12 m. O carregamento máximo aplicado variou entre 216 e 1230 kN. Também foram realizadas duas provas de carga estática com carregamento rápido em estacas de 40 cm de diâmetro e comprimento variando entre 11 e 12 m. O carregamento máximo ficou entre 246 kN e 400 kN.

A capacidade de carga das estacas foi prevista através do método de Décourt & Quaresma (1978). Apenas a parcela de atrito lateral foi analisada,

pois os deslocamentos alcançados nas provas de carga foram baixos, entre 0,64 mm e 5,6 mm nos ensaios lentos e entre 0,68 mm e não superiores a 1,85 mm nos ensaios rápidos. Dessa forma, a resistência de ponta não chegou a ser mobilizada e a carga lateral foi obtida através de extrapolação pelo método da Rigidez (1996).

Comparando o valor de atrito lateral medido com o calculado, Olavo *et al.* (2013) observaram uma grande dispersão. Na situação mais desfavorável, o atrito lateral máximo estimado a partir dos resultados da prova de carga mostrou-se 29% inferior ao previsto pelo método de Décourt & Quaresma (1978), fazendo com que o estaqueamento tivesse que ser reavaliado.

Os autores associam esse problema à tensão de aderência máxima estaca-solo, sugerindo que o valor de 80 kPa, citado por Alonso (1996) para as estaca hélice contínua na Formação Guabiro tuba, seja mais adequado.

Na opinião dos autores, há necessidade de se estudar mais detalhadamente os métodos de cálculo e seus parâmetros a serem calibrados. Sugerem ainda, que a calibração seja feita com base em conceitos estatísticos, buscando-se a menor dispersão entre valores previstos e medidos.

Kormann (2002) relata os resultados de ensaios de carregamento dinâmico em 12 estacas escavadas com trado, executadas no Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR, cujo terreno pertence à unidade geológica da Formação Guabiro tuba. O diâmetro nominal das estacas varia entre 25, 40 e 60 cm e o comprimento entre 11,0 e 11,5 m.

O autor relata que efeitos de escala, explanados no item 2.6.2, foram observados. As estacas de 25 e 40 cm de diâmetro apresentaram valores de atrito lateral unitário que excederam em pelo menos 40% os mobilizados nas estacas de 60 cm. Quanto à resistência de ponta, os dados obtidos não foram suficientes para precisar claramente tal fenômeno.

O efeito de escala também foi observado pelo autor em ensaios de cisalhamento direto drenado com corpos de prova de 50 e 100 mm de lado e triaxiais CIU (*Consolidated Isotropic Undrained*) com corpos de prova de 38, 50 e 70 mm de diâmetro, realizados com amostras indeformadas retiradas do mesmo local. No primeiro tipo de ensaio, a coesão efetiva e o ângulo de atrito do corpo de prova de 100 mm de lado mostraram-se inferiores aos do de

50 mm de lado, evidenciando o efeito de escala. O mesmo se manifestou nos ensaios triaxiais, a resistência dos elementos de 50 mm resultou em valores ligeiramente inferiores às dos corpos de prova de 38 mm de diâmetro, ocorrendo uma redução significativa nos elementos de 70 mm de diâmetro.

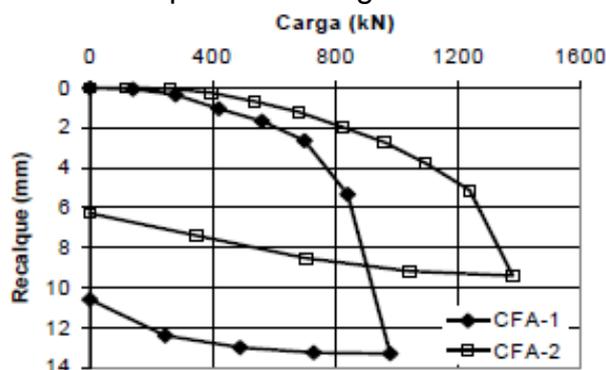
Kormann (2012) assinala que a capacidade de suporte de fundações profundas tende a ser afetada por efeitos de escala causados pelo fraturamento do terreno. Segundo Kormann (2002), as discontinuidades podem aumentar a variabilidade espacial dos maciços, o que explica pelo menos em parte, a dispersão observada em resultados de provas de carga.

Nessa questão, há também influência da heterogeneidade dos sedimentos, nos quais a matriz argilosa apresenta intercalações de lentes granulares.

Um exemplo do comportamento heterogêneo de fundações profundas foi observado por Kormann *et al.* (2000) ao analisar os resultados de provas de carga estática e dinâmica conduzidas em duas estacas hélice contínua (CFA-1 e CFA-2) executadas no Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR.

As estacas possuem 35 cm de diâmetro e comprimento entre 6 e 7 m. A curva “carga *versus* recalque” resultante do ensaio de prova de carga estática realizado em cada estaca é apresentada na Figura 14. Os autores utilizaram alguns métodos de extrapolação (e.g. Van der Veen) para determinar as cargas de ruptura, sugerindo valores entre 1006 kN e 1474 kN para a CFA-1 e CFA-2, respectivamente.

Figura 14 - Resultados da prova de carga nas estacas CFA-1 e CFA-2.



Fonte: Kormann *et al.* (2000).

Apesar das semelhanças entre as estacas, um comportamento distinto foi observado pelos autores. Dos ensaios estáticos, notou-se que a estaca

CFA-2 apresentou recalques sensivelmente inferiores aos da estaca CFA-1, além de exibir uma carga de ruptura elevada. Dos ensaios de carregamento dinâmico, notou-se que a estaca CFA-2 apresentou atrito lateral significativamente maior que o da CFA-1.

A elevada capacidade da estaca CFA-2 com relação à CFA-1, não foi justificada pela sondagem. As hipóteses levantadas foram a influência da pressão de injeção, que foi maior na estaca CFA-2, e a presença de lente de areia imediatamente acima da ponta, que pode ter ocasionado o alargamento do fuste nessa região.

Antoniutti Neto *et al.* (1999) também constataram o comportamento heterogêneo dos solos da Formação Guabirota quanto a capacidade de carga.

Os autores conduziram cinco ensaios de placa em um mesmo local, praticamente, em uma mesma camada e observaram variabilidade nos resultados. Além disso, as tensões admissíveis estimadas por meio de métodos teóricos, baseados em valores de resistência ao cisalhamento retirados de ensaios de laboratório, resultaram em valores não conservadores, quando comparados aos resultados de campo. Essa divergência foi atribuída às feições estruturais do solo em questão, as quais dificilmente seriam apontadas na escala dos ensaios de laboratório. A evidência deste fato corrobora com o até então discutido efeito de escala.

Os autores ressaltam que é necessário executar ensaios em escala real, visto que no estudo desenvolvido, tanto os critérios baseados nas sondagens a percussão quanto as formulações teóricas podem não conduzir a resultados compatíveis com as provas de carga.

Quanto aos métodos de previsão da capacidade de carga, alguns já foram desenvolvidos ou adaptados para os solos da Formação Guabirota. Destaca-se o método para o dimensionamento de estacas pré-moldadas baseado no ensaio SPT proposto, originalmente, por Amaral (1982) e reavaliado, posteriormente, por Amaral *et al.* (2000). E o método de Alonso (2000) para dimensionamento de estacas hélice contínua baseado no ensaio SPT-T que, originalmente em 1996, foi proposto para o solo da Bacia de Sedimentar de São Paulo e, em 2000, foi reavaliado para os solos da Formação Guabirota.

3. BANCO DE DADOS

Um banco de dados com 106 provas de carga estática vertical conduzidas em estacas hélice contínua executadas em Curitiba e Região Metropolitana foi compilado. Destas, 101 provas de carga estática vertical à compressão e 2 provas de carga estática vertical à tração, provêm do banco de dados da empresa Fugro In Situ Geotecnia Ltda. e 3 provas de carga estática vertical à compressão provêm do Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR.

Com base na literatura consultada (item 2.2.1), conclui-se que para estacas hélice contínua executadas em solo argiloso a ruptura é alcançada com deslocamentos da ordem de 5% a 10%*D*. Dessa forma, do banco de dados disponível, separou-se o conjunto de provas de carga que foram conduzidas até atingir um recalque mínimo adotado igual a 5%*D*. A Tabela 12 e a Tabela 13 apresentam as características gerais das 26 estacas submetidas às provas de carga selecionadas com base nesse critério.

Tabela 12 - Características gerais das estacas selecionadas.

Nº	Município	D (mm)	L (m)	Carga máxima de ensaio (kN)	Recalque (mm)
1	Araucária	500	9,60	1688	92,25
2	Araucária	400	13,00	1348	45,53
3	Araucária	400	10,90	1347	36,19
4	Curitiba	350	8,00	1200	54,56
5	Araucária	350	16,08	1290	29,27
6	Araucária	500	19,00	2602	48,71
7	Araucária	400	7,60	1203	22,83
8	Araucária	400	11,00	1650	27,47
9	Araucária	350	11,25	921	32,90
10	Araucária	350	8,80	1379	21,23
11	Araucária	400	11,50	1211	39,74
12	Araucária	400	11,40	1798	26,24
13	Araucária	350	11,18	1340	27,63
14	Curitiba	800	8,50	2784	71,86
15	Araucária	500	12,80	2994	24,03
16	Araucária	400	10,70	1606	19,75
17	Araucária	500	11,00	1401	46,60
18	Curitiba	500	10,70	1214	66,82
19	Curitiba	500	8,30	1635	41,16
20	Araucária	500	12,50	2094	40,79

Fonte: A Autora (2016).

Nota: D – Diâmetro nominal; L – Comprimento executado.

Tabela 13 - Características gerais das estacas selecionadas - Continuação.

Nº	Município	D (mm)	L (m)	Carga máxima de ensaio (kN)	Recalque (mm)
21	São José dos Pinhais	500	12,60	1632	87,09
22	São José dos Pinhais	500	13,60	1752	92,89
23	Araucária	500	11,00	1295	53,46
24	Curitiba	500	13,20	1406	31,13
25	São José dos Pinhais	500	14,31	1461	36,10
26	São José dos Pinhais	500	14,20	1492	30,41

Fonte: A Autora (2016).

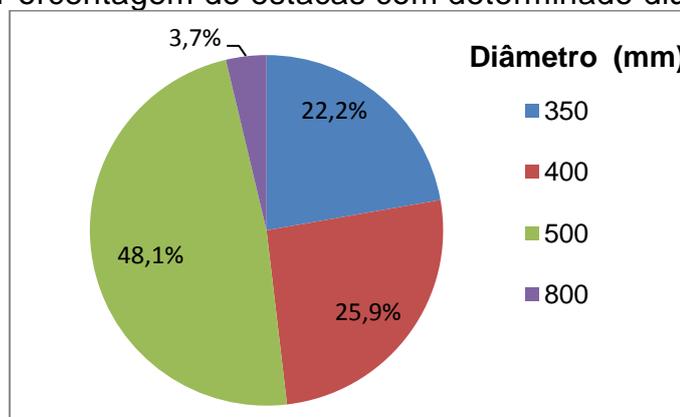
Nota: D – Diâmetro nominal; L – Comprimento executado.

O critério de deformação limite foi utilizado apenas para a seleção inicial das provas de carga. A carga de ruptura, porém, foi determinada por critérios baseados na interpretação matemática da curva “carga *versus* recalque”, como sugerido por Fellenius (2006), evitando métodos influenciados pela escala do desenho ou interpretação pessoal ou, ainda, os que não levam em consideração o formato da curva e a transferência de carga aplicada ao solo.

Uma segunda seleção foi realizada neste conjunto através da aplicação do método da Rigidez (2008). No gráfico da rigidez foi possível observar quais provas de carga chegaram a deslocamentos suficientes para o esgotamento do atrito lateral e mobilização efetiva da ponta, de forma a ser possível estimar a carga de ruptura e separar as parcelas de carga por esse método.

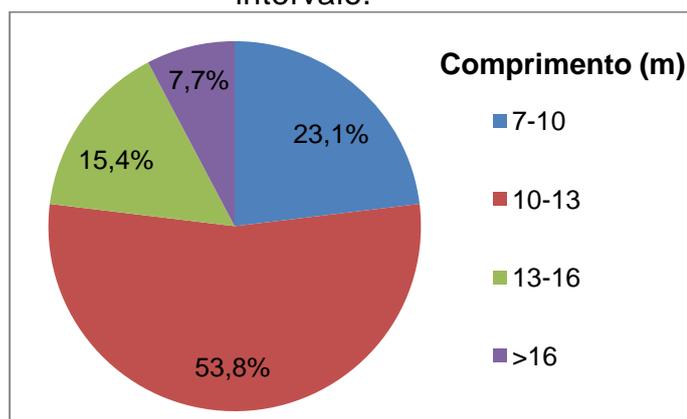
A Figura 15 apresenta a separação por diâmetro, expressa em porcentagem, das 26 estacas selecionadas. Na Figura 16 as estacas estão separadas em função de seu comprimento.

Figura 15 - Porcentagem de estacas com determinado diâmetro.



Fonte: A Autora (2016).

Figura 16 - Porcentagem de estacas com comprimento em determinado intervalo.

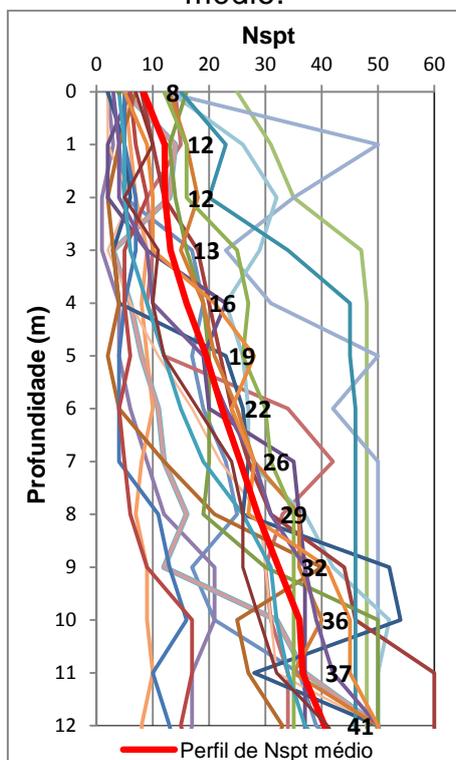


Fonte: A Autora (2016)

Desses gráficos, observa-se um predomínio de estacas com 500 mm de diâmetro e comprimento entre 10 e 13 m.

A Figura 17 apresenta os perfis de N_{SPT} de referência das estacas selecionadas e o perfil de N_{SPT} médio. Observa-se que os valores de N_{SPT} possuem valores significativos desde a superfície e crescem com a profundidade.

Figura 17 - Perfis de N_{SPT} de referência das estacas selecionadas e perfil médio.



Fonte: A Autora (2016).

A Figura 18 apresenta todos os tipos de solo encontrados nos perfis de sondagem de referência das estacas selecionadas e a porcentagem de estacas que possuem determinado tipo de solo ao longo de seu fuste.

De acordo com as sondagens, camadas espessas de solo argilo siltoso predominam. A Figura 18 mostra que 69% das estacas possuem esse tipo de solo ao longo do fuste.

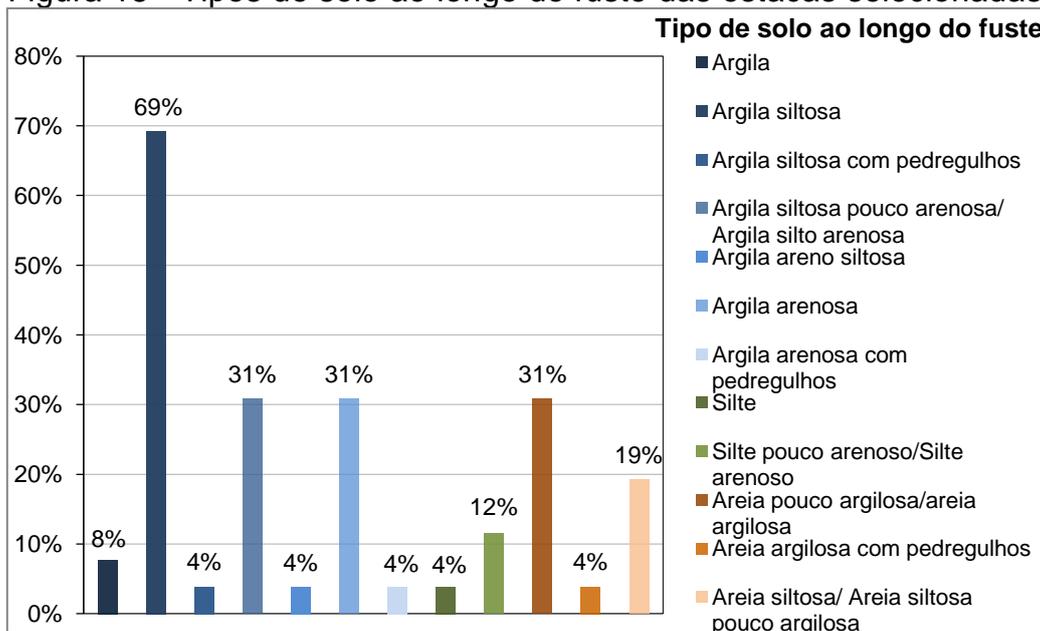
A presença de camadas espessas de solo argilo siltoso pouco arenoso ou argilo siltoso arenoso também é expressiva, o que também é possível constatar por meio da Figura 18, que aponta que 31% das estacas possuem esses tipos de solo ao longo do fuste.

Preenchendo essas camadas mais espessas há um predomínio de camadas delgadas de areia pouco argilosa ou areia argilosa e de argila arenosa. Conforme a Figura 18, 31% das estacas possuem esses tipos de solo ao longo do seu fuste.

Há pouca incidência de camadas com predomínio de solo siltoso e a espessura das mesmas é variável.

A presença de lentes arenosas é frequente, há um predomínio de lentes de areia pouco argilosa ou areia argilosa. Há também, ocorrência significativa de lentes de argila siltosa pouco arenosa ou argila siltosa arenosa e de argila arenosa.

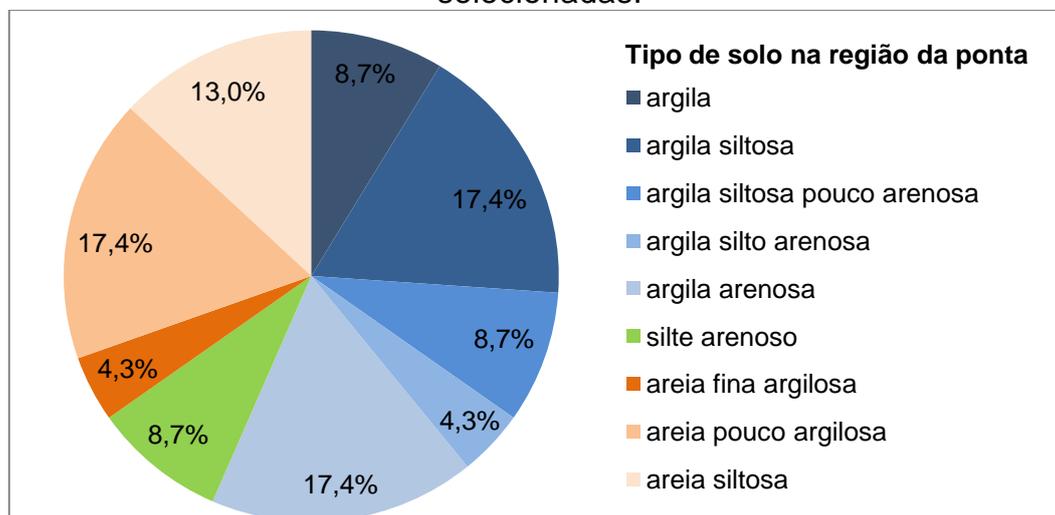
Figura 18 - Tipos de solo ao longo do fuste das estacas selecionadas.



Fonte: A Autora (2016).

A Figura 19 apresenta os diferentes tipos de solo encontrados na região da ponta das estacas selecionadas e a separação das estacas por tipo de solo na região da ponta expressa em porcentagem.

Figura 19 - Tipos de solo encontrados na região da ponta das estacas selecionadas.



Fonte: A Autora (2016).

Observa-se que o conjunto é dividido em estacas que apresentam solo predominantemente argiloso na região da ponta, totalizando 56,5% das estacas selecionadas e estacas que possuem solo predominantemente arenoso na região da ponta, totalizando 34,7% das estacas do conjunto. Apenas 8,7% das estacas selecionadas possuem solo predominantemente siltoso na região da ponta.

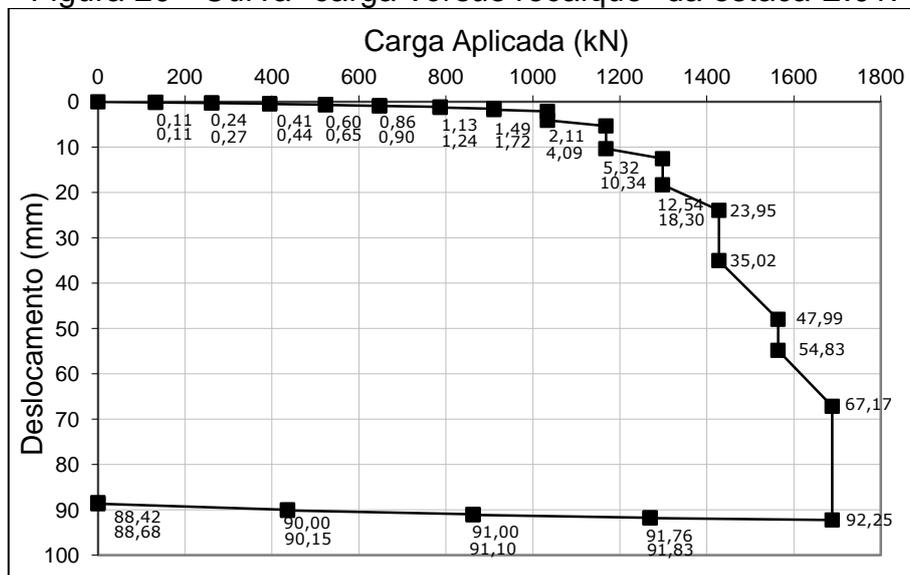
No Anexo 1 encontra-se a curva “carga *versus* recalque” e no Anexo 2 a sondagem SPT de referência de cada estaca da Tabela 12 e da Tabela 13, exceto da estaca E.01 (instrumentada em profundidade) e das estacas E.25 e E.26 (estacas submetidas à prova de carga à tração), cujos dados são apresentados nos itens 3.1 e 3.2, respectivamente. O Apêndice 1 apresenta as características gerais das demais estacas do banco de dados.

3.1. PROVA DE CARGA ESTÁTICA À COMPRESSÃO INSTRUMENTADA EM PROFUNDIDADE

A estaca E.01 foi submetida à prova de carga estática vertical à compressão instrumentada em profundidade. O carregamento máximo aplicado

foi de 1688 kN, o qual conferiu um deslocamento de topo de 92,25 mm , ou seja, 18,45%D. A Figura 20 apresenta a curva "carga versus recalque".

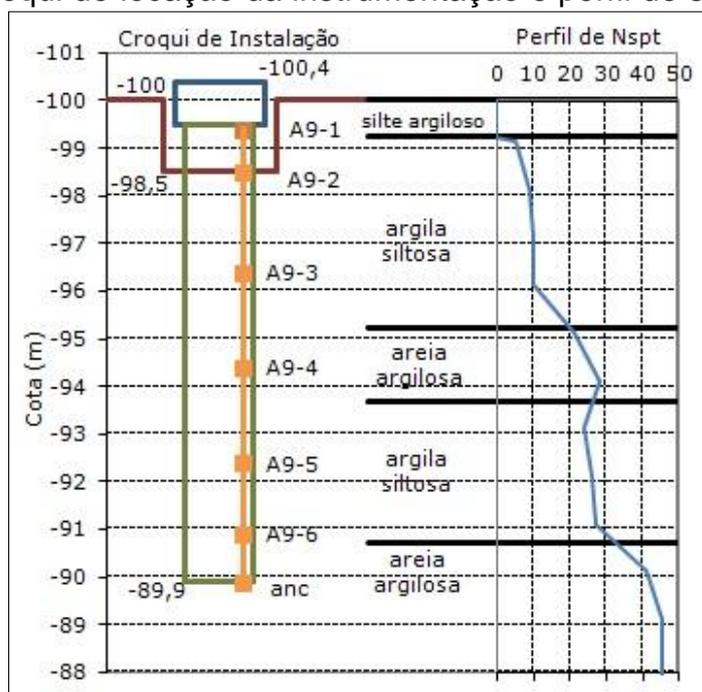
Figura 20 - Curva "carga versus recalque" da estaca E.01.



Fonte: A Autora (2016).

O perfil de sondagem é reproduzido na Figura 21, observa-se que se trata de um perfil típico da Formação Guabirotuba, composto por camadas argilosas intercaladas por camadas areno argilosas e N_{SPT} crescente com a profundidade.

Figura 21 - Croqui de locação da instrumentação e perfil de sondagem SPT.



Fonte: A Autora (2016).

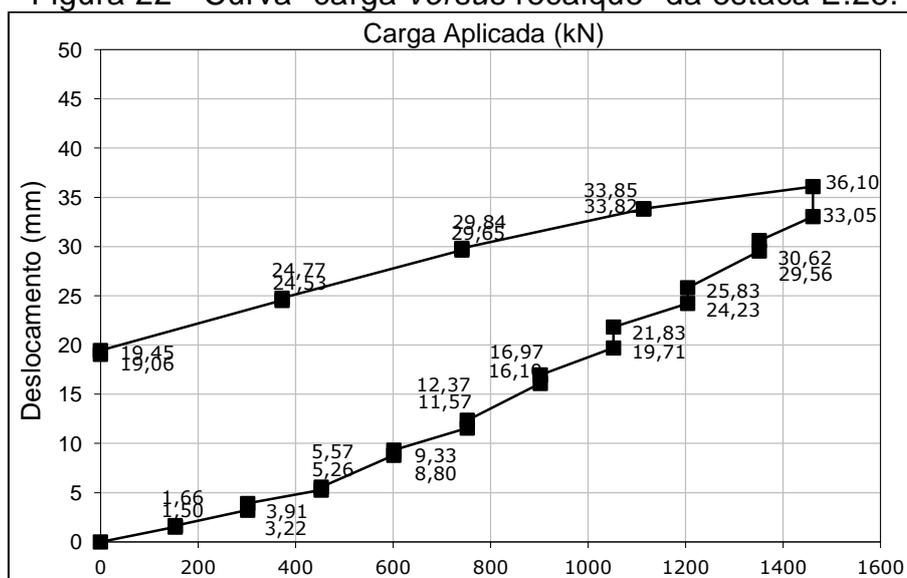
A instrumentação ao longo do fuste envolveu a utilização de seis extensômetros elétricos de corda vibrante (modelo A-9 de fabricação da Geokon).

A Figura 21 também apresenta a locação da instrumentação. É possível observar que os sensores foram locados de forma a medir o atrito lateral médio em camadas relativamente homogêneas de solo. A primeira camada é composta por argila siltosa com N_{SPT} médio de 9,5 golpes, seguida por lente de areia argilosa com N_{SPT} médio de 24,5 golpes, sobrejacente à outra camada de argila siltosa com N_{SPT} médio de 24 golpes, seguida novamente por uma camada de areia argilosa com N_{SPT} acima de 41 golpes.

3.2. PROVAS DE CARGA ESTÁTICA À TRAÇÃO

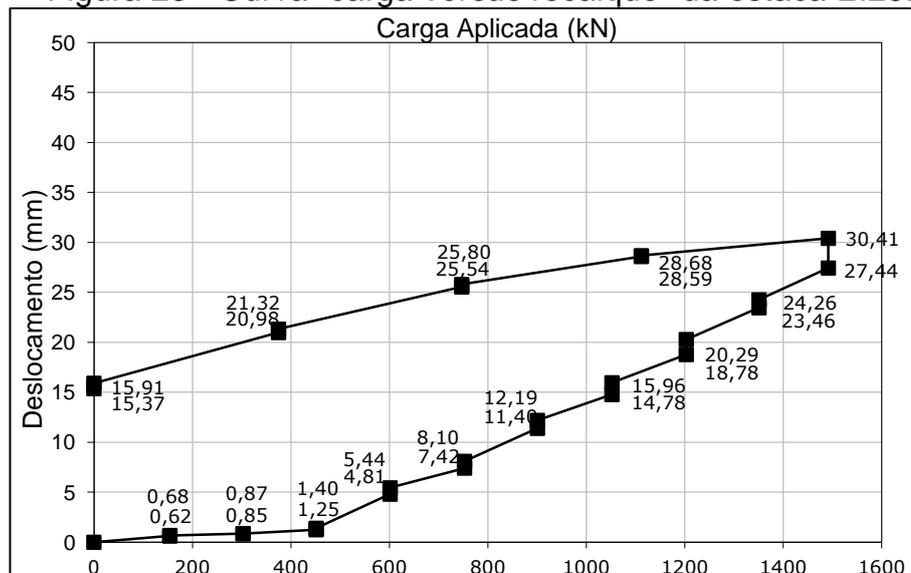
As estacas E.25 e E.26 foram submetidas à prova de carga estática vertical à tração. Para a estaca E.25 o carregamento máximo aplicado foi de 1461 kN, o qual conferiu um deslocamento de topo de 36,10 mm, ou seja, 7,22 % D . Para a estaca E.26 o carregamento máximo aplicado foi de 1492 kN, que se refere a um deslocamento de topo de 30,41 mm, ou seja, 6,08 % D . As curvas “carga *versus* recalque” são apresentadas na Figura 22 e na Figura 23.

Figura 22 - Curva “carga *versus* recalque” da estaca E.25.



Fonte: A Autora (2016).

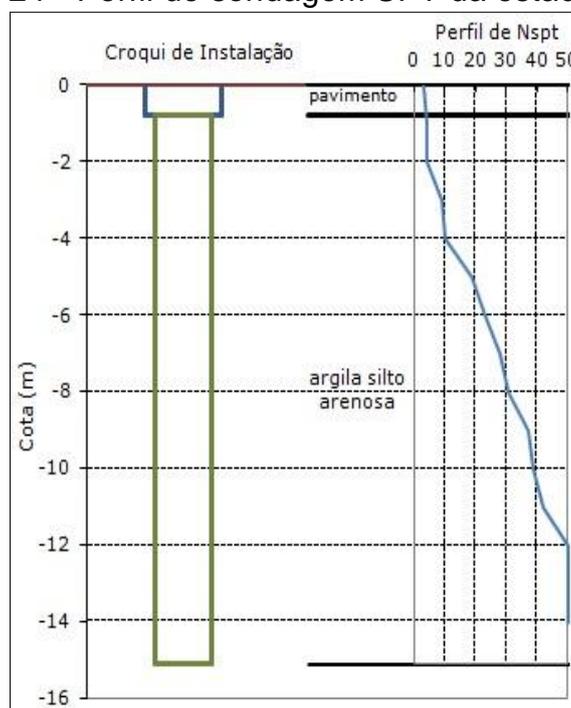
Figura 23 - Curva "carga versus recalque" da estaca E.26.



Fonte: A Autora (2016).

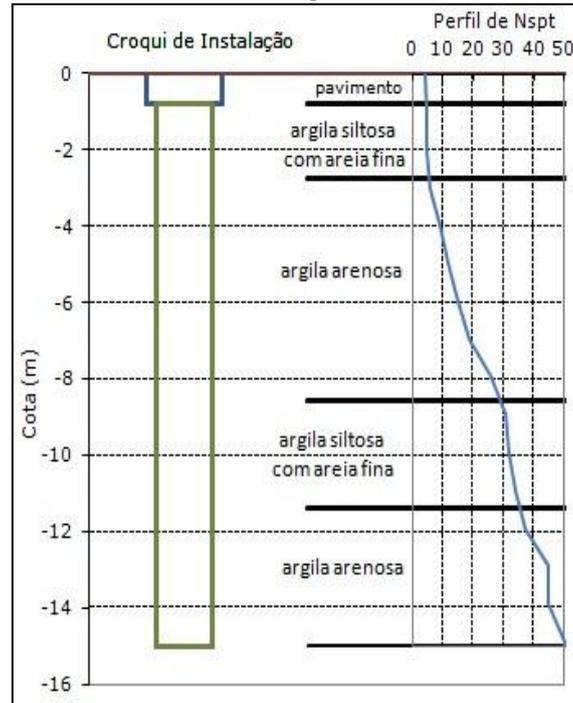
Os perfis de sondagem SPT de referência das estacas E.25 e E.26 são reproduzidos na Figura 24 e na Figura 25, respectivamente. Observa-se que são constituídos, basicamente, por camadas de argila silto arenosa e argila arenosa e o N_{SPT} é crescente com a profundidade.

Figura 24 - Perfil de sondagem SPT da estaca E.25.



Fonte: A Autora (2016).

Figura 25 - Perfil de sondagem SPT da estaca E.26.



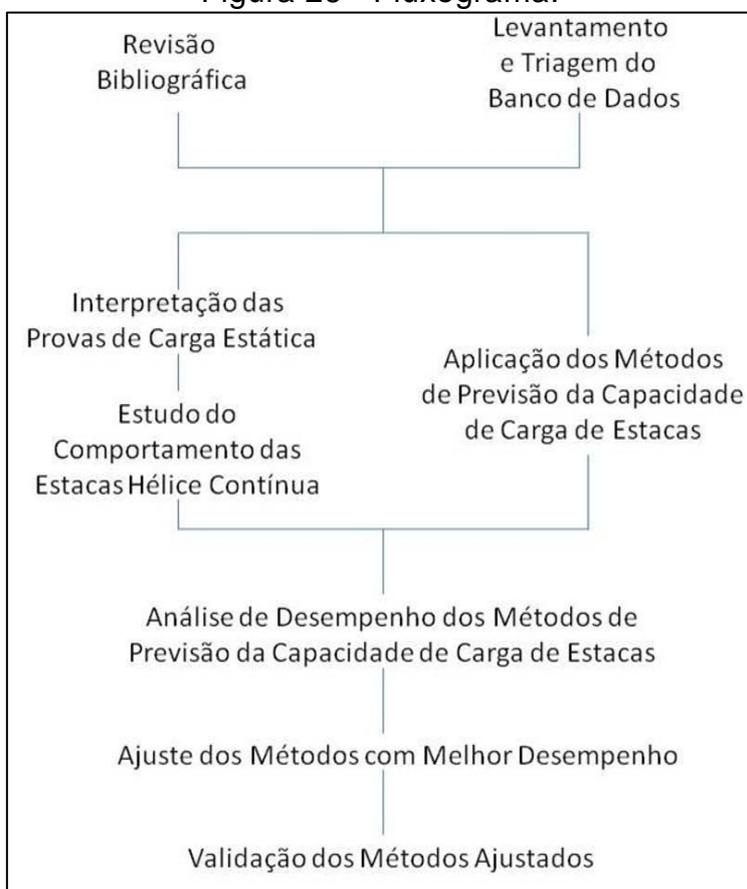
Fonte: A Autora (2016).

Assim como a prova de carga instrumentada em profundidade, as provas de carga à tração permitiram estimar diretamente a adesão lateral.

4. MÉTODOS

As etapas necessárias ao estudo do comportamento de estacas hélice contínua executadas no solo em questão e à reavaliação dos métodos semiempíricos de previsão da capacidade de carga de estacas, principais objetivos do presente trabalho, encontram-se em forma de fluxograma na Figura 26. A revisão bibliográfica e o levantamento e triagem do banco de dados estão presentes nos itens anteriores, na sequência são apresentadas as demais etapas.

Figura 26 - Fluxograma.



Fonte: A Autora (2016).

4.1. ANÁLISE DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA

A noção da porcentagem de carga transferida ao solo por atrito lateral e pela ponta, assim como os respectivos recalques resultantes dessas parcelas de carga, é importante para a previsão do comportamento de uma estaca

solicitada por uma determinada carga, por exemplo, a carga de ruptura e a carga de trabalho.

A análise de transferência de carga em estacas hélice contínua executadas em solos da Formação Guabirotuba apresentada neste trabalho, baseia-se na prova de carga estática à compressão instrumentada em profundidade e nas provas de carga estática à compressão para as quais foi possível aplicar o método da Rigidez (2008).

Ressalta-se que, em geral, a ponta é apenas parcialmente mobilizada nas provas de carga, não chegando à ruptura de fato. O atrito lateral, por sua vez, pode ser verificado com boa precisão em provas de carga levadas a recalques significativos, visto que se esgota com pequenos deslocamentos, conforme literatura consultada.

Na interpretação da prova de carga instrumentada, a transferência de carga ao longo do fuste e da ponta e o recalque necessário para a plena mobilização do atrito lateral são estimados e a aplicabilidade do conceito de ruptura à ponta é discutida.

A análise das provas de carga convencionais quanto à transferência de carga consiste na observação do gráfico da rigidez, com o qual é possível estimar o recalque necessário para o esgotamento do atrito lateral. Também é possível estimar a porcentagem de carga referente à resistência lateral e a por ponta, por meio da aplicação do método da Rigidez (2008) para a separação das parcelas de carga. As porcentagens de carga são confrontadas com o tipo de solo e sua resistência (N_{SPT}).

Tanto a resistência lateral quanto a de ponta, quando observadas em conjuntos de estacas de mesmo diâmetro, podem revelar a influência do efeito de escala explanado no item 2.6.2. Também é identificado em qual das abordagens os valores obtidos de deslocamento necessário para o esgotamento do atrito lateral se encaixam: na que o relaciona com o diâmetro da estaca ou na que admite que seja independente das dimensões da estaca.

A decisão de utilizar tanto prova de carga convencional quanto instrumentada em profundidade para análise de transferência de carga e aferição de métodos de previsão da capacidade de carga de estacas, deriva da opinião de Décourt (2008), da qual se compartilha. O autor observa que a maioria dos pesquisadores admite que a instrumentação sempre proporcione

resultados corretos, enquanto que qualquer outro método que pretenda obter informações sobre essa transferência de carga, sem a utilização de instrumentação, é questionável.

Entretanto, o autor salienta que todo e qualquer método, inclusive aqueles que fazem uso de instrumentação, devem também ser considerados como estando “*sub-judice*” e, dessa forma, devem ser considerados como não mais que estimativas de grandezas que, na realidade, jamais serão efetivamente conhecidas.

Um exemplo de fonte de erro ou incerteza consiste na definição do módulo de elasticidade do concreto, quando analisadas provas de carga em estacas moldadas *in loco* ou pré-moldadas instrumentadas, conforme discutido no item 2.1.3.2.

Em vista disso, considera-se que a convergência de resultados provenientes das duas fontes de informação utilizadas neste trabalho (provas de carga convencional e instrumentada em profundidade) resulta em estimativas consistentes.

4.2. ANÁLISE DE DESEMPENHO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

Foram aplicados ao conjunto de estacas os sete métodos de previsão da capacidade de carga e suas variações listados a seguir. É definida uma sigla para cada um deles.

- 1) AV: Método de Aoki & Velloso (1975) com os valores de $F1$ e $F2$ definidos por Velloso & Lopes (2002);
- 2) AV-AL: Método de Aoki & Velloso (1975) com valores de k e α_{AV} propostos por Alonso (1980) e de $F1$ e $F2$ definidos por Velloso & Lopes (2002);
- 3) AV-LB: Método de Aoki & Velloso (1975) modificado por Laprovitera (1988) com valores de $F1$ e $F2$ definidos por Velloso & Lopes (2002);
- 4) AV-M: Método de Aoki & Velloso (1975) modificado por Monteiro (1997);
- 5) DQ (1): Método de Décourt & Quaresma (1978);
- 6) DQ (2): Método de Décourt & Quaresma (1978) com valores de C reavaliados em 1986 para estacas escavadas com lama bentonítica;

- 7) DQ (3): Método de Décourt & Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996) com valores de C reavaliados em 1986 para estacas escavadas com lama bentonítica;
- 8) DQ (4): Método de Décourt & Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996);
- 9) AL (1): Método de Alonso (2000), com a relação $N_{SPT}-T$ proposta para a Bacia Sedimentar Terciária de São Paulo;
- 10) AL (2): Método de Alonso (2000), com a relação $N_{SPT}-T$ proposta para a Formação Guabirota;
- 11) AC: Método de Antunes & Cabral (1996);
- 12) GT: Método de Gotlieb *et al.* (2000);
- 13) KR: Método de Kárez & Rocha (2000);
- 14) VV: Método de Vorcaro & Velloso (2000).

A fim de determinar quais dos métodos supracitados seriam reavaliados, inicialmente foi realizada uma análise de desempenho dos mesmos no âmbito da determinação da carga de ruptura e das parcelas de resistência lateral e de ponta individualmente.

De forma geral, a análise de desempenho foi desenvolvida por meio da comparação entre a carga estimada pelos métodos de previsão (valor “calculado”) e a carga obtida da interpretação das provas de carga (valor “medido”), considerando as estacas da Tabela 12 e da Tabela 13. Dessa comparação foram determinados os métodos cujo valor calculado mais se aproximou do medido. Estes métodos foram tomados para reavaliação com o intuito de melhorar seu desempenho para estacas hélice contínua executadas em solos da Formação Guabirota.

Os valores calculados foram estimados a partir do comprimento executado e diâmetro nominal e da sondagem SPT de referência das estacas.

A determinação da carga de ruptura a partir da interpretação das provas de carga considerou as sugestões de Fellenius (2006) e Amann (2010). O primeiro propõe que se deve escolher o critério que mais se aproxima do resultado do método semiempírico e da carga máxima de ensaio, sem ultrapassar a capacidade de carga estrutural da estaca. Amann (2010), por sua vez, alerta que:

É importante considerar, com certa ênfase, que ao se empregar um critério de ruptura na concepção de um método semiempírico, tal critério passa a fazer parte inerente do mesmo método e, assim, compará-lo com outros critérios não tem sentido para avaliar o método em si.

Ou seja, o autor sugere que, em se tratando da análise de métodos semiempíricos cujo critério de ruptura foi divulgado, este deve ser preferencialmente utilizado. Complementarmente, o autor compartilha da opinião de Fellenius (2006).

Posto isso, para as estacas selecionadas o método de Van der Veen (1953) foi aplicado para a determinação da carga de ruptura e comparação com a carga de ruptura obtida pelos métodos que utilizaram esse método de extrapolação em sua concepção, são eles: Aoki & Velloso (1975) e suas variações, Antunes & Cabral (1996), Gotlieb *et al.* (2000) e Vorcaro & Velloso (2000).

O método Kárez & Rocha (2000) utilizou o método de Mazurkiewicz (1972). Dado que Massad (1986) afirma que os métodos propostos por Van der Veen (1953) e Mazurkiewicz (1972) são equivalentes, os resultados do método de Kárez & Rocha (2000) foram comparados aos resultados da aplicação do método de Van der Veen (1953).

O método de Décourt & Quaresma (1978) e suas variações utilizaram o critério de Terzaghi (1943) em suas formulações. Dessa forma, o critério citado também foi aplicado às estacas.

O método de Alonso (2000) adotou em sua formulação o menor valor entre os obtidos pelo método de Van der Veen (1953) e pelo método de Décourt (1996), por conseguinte, esse último também foi aplicado às estacas.

A fim de confirmar a consistência das estimativas da carga de ruptura, os resultados da aplicação do critério de ruptura (critério de Terzaghi, 1943) e dos métodos de extrapolação (método de Décourt, 1996 e método de Van der Veen, 1953) são comparados entre si e à capacidade de carga estrutural da estaca, assim como ao carregamento máximo de ensaio.

A capacidade de carga admissível estrutural consultada é apresentada na Tabela 14.

Tabela 14 - Carga admissível estrutural de estacas hélice contínua.

Diâmetro (mm)	Carga admissível estrutural (kN)
275	350
300	450
350	600
400	800
425	900
500	1250
600	1800
700	2450
800	3200
900	4000
1000	5000

Fonte: Antunes & Tarozzo (1998).

Os valores medidos de atrito lateral e de ponta foram obtidos da interpretação das provas de carga pelo método da Rigidez (2008). A carga de ruptura extrapolada por esse método é considerada para determinação da parcela de ponta e comparação com as estimativas dos métodos que basearam suas formulações em provas de carga interpretadas por métodos de extrapolação. Para os métodos cuja formulação é baseada no conceito de ruptura convencional, as estimativas da resistência de ponta são comparadas a essa parcela definida a partir da carga de ruptura convencional para um deslocamento igual a $10\%D$ estimada pelo método da Rigidez (2008).

Foram consideradas para essas análises as estacas da Tabela 12 e da Tabela 13, para as quais o método da Rigidez (2008) é aplicável para a separação das cargas de atrito lateral e de ponta e estimativa das cargas de ruptura extrapolada e convencional.

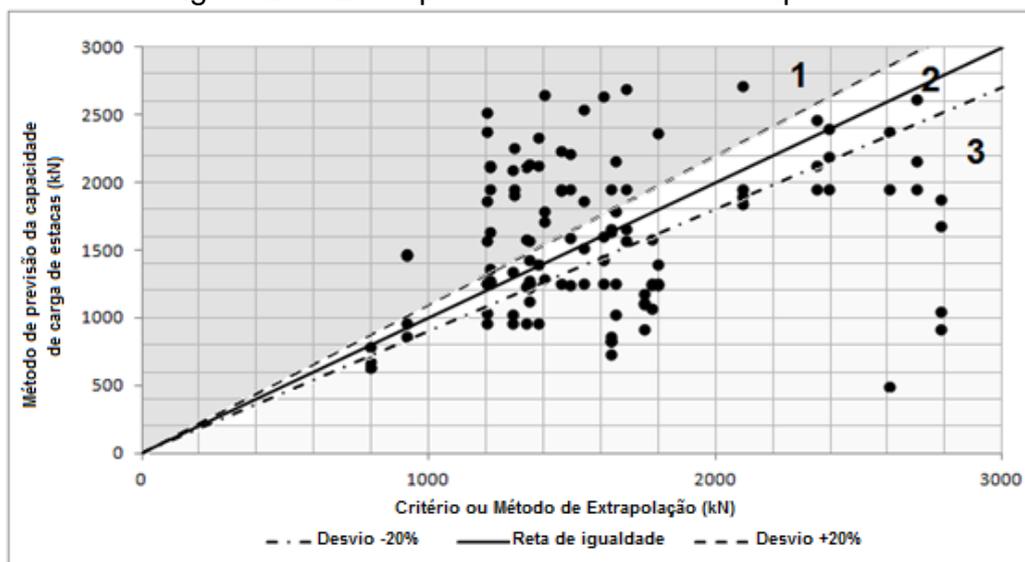
Definidas as cargas calculadas e medidas, a análise de desempenho propriamente dita foi realizada da seguinte forma: em um gráfico de dispersão plotou-se o valor da carga medida (eixo x) e o correspondente calculado (eixo y) para cada estaca do conjunto. Traçou-se uma reta de igualdade (valores calculados iguais aos medidos) e duas retas correspondentes a um desvio de $\pm 20\%$ em relação à reta de igualdade, essas retas definem três zonas, são elas:

- Zona Arrojada: área do gráfico em que os valores calculados superestimam em pelo menos 20% os valores medidos;

- Zona Conservadora: área do gráfico em que os valores calculados subestimam em pelo menos 20% os valores medidos;
- Zona de Acerto: área do gráfico em que os valores calculados diferem dos valores medidos em até $\pm 20\%$, ou seja, valores aceitáveis, considerando que as variáveis inerentes à estimativa das cargas calculadas e medidas (e.g. geometria da estaca, sondagem, dados das provas de carga, critério de ruptura ou método de extrapolação utilizado) também possuem um erro embutido.

A Figura 27 apresenta um exemplo de análise de desempenho. Para os pontos localizados na zona arrojada (1), o método de previsão superestimou os valores obtidos da interpretação das provas de carga, para os pontos localizados na zona de acerto (2), o método de previsão resultou em valores aceitáveis e para os pontos localizados na zona conservadora (3), o método de previsão subestimou os valores obtidos da interpretação das provas de carga.

Figura 27 - Exemplo de análise de desempenho.



Fonte: A Autora (2016).

Os métodos de melhor desempenho foram definidos a partir da avaliação da quantidade de pontos em cada uma dessas zonas. Julga-se coerente que essa classificação seja definida por meio da avaliação das parcelas de resistência em separado, pois a análise apenas da carga de ruptura pode mascarar o comportamento satisfatório ou não dos métodos na definição de cada contribuição. No caso das estacas hélice contínua, independentemente do valor da carga total, é importante o conhecimento das parcelas, visto que há divergências no meio técnico com relação à

consideração da contribuição da ponta. Contudo, também foi procedida a análise de desempenho dos métodos na estimativa da carga de ruptura.

Complementarmente, o coeficiente de determinação (R^2) foi tomado para análise. Esse parâmetro, por indicar a intensidade da correlação entre os valores calculados e medidos, pode substanciar a hipótese admitida no presente trabalho, a qual sugere ser impraticável aplicar um coeficiente de correção linear para o ajuste tanto das parcelas individuais quanto da carga total.

4.3. REAVALIAÇÃO DOS MÉTODOS COM MELHOR DESEMPENHO

Para a reavaliação dos métodos buscou-se identificar a justificativa da discrepância entre os valores calculados e medidos, a qual se julga estar ligada, pelo menos em parte, aos coeficientes função do tipo de solo que não são calibrados para a região geotécnica em questão.

O ajuste foi pautado na observação conjunta do erro relativo (valor calculado com relação ao medido) e do perfil de sondagem SPT de referência de cada estaca. A princípio, apenas os coeficientes função do solo seriam aferidos. Entretanto, se fosse verificado que mudanças na formulação e considerações propostas pelos autores promoviam a melhoria de desempenho, as mesmas seriam adotadas.

A proposta de aferir os coeficientes função do solo provém das análises de desempenho de alguns métodos de previsão da capacidade de carga, que foram aplicados em parte das estacas que compõem o banco de dados deste trabalho, realizadas por Benetti *et al.* (2013). O estudo mostrou que é inviável aplicar um fator de correção único à carga de ruptura ou às parcelas de resistência lateral e de ponta devido à dispersão de desempenho dos métodos, visível quando os valores calculados são comparados aos valores medidos.

No presente trabalho, a aferição do coeficiente função do solo da parcela de atrito lateral foi baseada na prova de carga instrumentada, que permitiu medir diretamente o atrito lateral na ruptura nos trechos instrumentados, e nas provas de carga à tração, que permitiram avaliar de imediato a adesão lateral, visto que foram levadas a níveis consideráveis de deslocamento ($6,08\%D$ e

7,22%D). Para a mesma finalidade também foram consideradas as provas de carga à compressão cujo atrito lateral foi esgotado.

O coeficiente referente à parcela de ponta foi aferido por meio das provas de carga à compressão. A reavaliação considerou a carga de ruptura convencional determinada pelo método da Rigidez (2008) para um recalque igual a 10%D. Conseqüentemente, a resistência por ponta é influenciada pela adoção desse critério, pois resulta da subtração da resistência lateral da carga de ruptura.

Como anteriormente exposto, a ponta é apenas parcialmente mobilizada nas provas de carga, por conseguinte, como observado por Amann (2010), acaba-se embutindo certa reserva no valor calculado dessa parcela, a qual não pode ser mensurada com bom grau de confiança.

Em vista disso, adotou-se o critério baseado no recalque limite para a definição da carga de ruptura e de ponta, ao invés da adoção dos valores extrapolados. Posto isso, reitera-se que todas as aferições propostas são baseadas na carga de ruptura convencional para um deslocamento de 10%D, obtida pela interpretação matemática da curva “carga *versus* recalque” através do método da Rigidez (2008).

Acaba-se por assegurar, de certa forma, que o recalque relativo à carga de ruptura seja próximo a 10%D. No entanto, ressalta-se que o recalque de uma estaca não depende apenas das variáveis consideradas no cálculo da sua capacidade de carga, ou seja, das características geométricas de projeto da estaca e do tipo e resistência do solo, informações que, para os métodos considerados neste trabalho, provém de sondagens SPT e/ou SPT-T. Entre outros fatores, no caso das estacas hélice contínua há uma substancial influência do processo executivo no que diz respeito à qualidade estrutural da estaca, principalmente na região da ponta, e à interação estaca-solo. Essas condições conduzem o comportamento da estaca quanto ao recalque e à capacidade de carga.

O atrito lateral, por sua vez, pôde ser verificado com boa precisão, pois nas provas de carga analisadas, de acordo com a literatura consultada, seguramente o recalque atingido foi suficiente para sua mobilização plena. Essa suposição foi confirmada na aplicação do método da Rigidez (2008).

A seguir são apresentados detalhes do método para aferição dos coeficientes função do solo das parcelas de resistência lateral e de ponta e o método para a realização da aferição estatística.

- **Resistência lateral**

Da compilação das diferentes expressões para o cálculo da resistência lateral unitária (r_l) dos métodos semiempíricos de previsão da capacidade de carga de estacas analisados, a equação genérica (4.1) pode ser escrita.

$$r_l = c_l \cdot N \quad (4.1)$$

Nessa equação, c_l é o coeficiente função do solo genérico e N representa como cada método considera o N_{SPT} no cálculo dessa parcela de carga. O Quadro 3 apresenta as definições de c_l em cada método.

Quadro 3 - Definições de c_l e N em cada método.

Método	c_l	N
Aoki & Velloso (1975) e variações	$\alpha_{AV} k$	$N_{SPT_{fuste}}$
Décourt & Quaresma (1978) e variações	β_{DQ}	$\left(\frac{\bar{N}}{3} + 1\right)$
Alonso (2000)	α_{AL}	f_s
Antunes & Cabral (1996)	β_1	$N_{SPT_{fuste}}$
Gotlieb <i>et al.</i> (2000) ⁽¹⁾	$\frac{1}{0,125D}$	N_l
Kárez & Rocha (2000)	0,49	$\sum N_{SPT_{fuste}}$
Vorcaro & Velloso (2000) ⁽²⁾	-	-

Fonte: A Autora (2016).

⁽¹⁾No cálculo da parcela de atrito lateral na ruptura foi considerado um fator de segurança igual a 2.

⁽²⁾No caso do método Vorcaro & Velloso (2000) não há distinção clara entre as parcelas de carga.

Definidos os métodos a serem reavaliados, de forma genérica, o seguinte procedimento foi seguido: na Equação (4.1), com o valor de r_l igual ao valor medido nas provas de carga e com os valores de N_{SPT} provenientes da sondagem SPT de referência, obtêm-se o c_l “ideal”, ou seja, o coeficiente que iguala os valores calculados aos medidos.

Os coeficientes propostos na reavaliação foram definidos a partir da comparação entre os valores de c_l “ideal” encontrados para os diferentes tipos de solo presentes nos perfis de sondagem SPT de referência, que possibilitou visualizar se esse coeficiente independe do tipo de solo, como a formulação de alguns métodos sugere.

- **Resistência de ponta**

A compilação das diferentes expressões para o cálculo da resistência unitária de ponta (r_p) dos métodos semiempíricos de previsão da capacidade de carga de estacas analisados resulta na expressão genérica (4.2).

$$r_p = c_p N \quad (4.2)$$

Nessa equação, c_p é o coeficiente função do solo genérico e N representa como cada método considera o N_{SPT} no cálculo dessa parcela de carga. O Quadro 4 apresenta as definições de c_p e N em cada método.

Quadro 4 - Definições de c_p e N em cada método.

Método	c_p	N
Aoki & Velloso (1975) e variações ⁽¹⁾	k	$N_{SPT_{ponta}}$
Décourt & Quaresma (1996) e variações	$\alpha_{DQ} C$	N_p
Alonso (2000)	β_{AL}	$\frac{T_{min}^{(1)} + T_{min}^{(2)}}{2}$
Antunes & Cabral (1996)	β_2	$N_{SPT_{ponta}}$
Gotlieb <i>et al.</i> (2000) ⁽²⁾	60	$SPT_{médio da ponta}$
Kárez & Rocha (2000)	21 (argila), 25 (silte), 29 (areia)	$N_{SPT_{ponta}}$
Vorcaro & Velloso (2000) ⁽³⁾	-	-

Fonte: A Autora (2016).

⁽¹⁾O método de Aoki & Velloso (1975) modificado por Laprovitera (1988) e a reavaliação de Monteiro (1997) consideram o N_{SPT} no cálculo dessa parcela de carga de forma diferente do método original, conforme explanado no item 2.3.1.1.

⁽²⁾No cálculo da parcela de ponta na ruptura foi considerado um fator de segurança igual a 2.

⁽³⁾No caso do método Vorcaro & Velloso (2000) não há distinção clara entre as parcelas de carga.

Assim como na aferição do coeficiente função do tipo de solo inerente ao cálculo da resistência lateral, para a reavaliação de c_p , de forma genérica, na Equação (4.2) o valor de r_p foi tomado como o resultante da interpretação das provas de carga à compressão e os valores de N_{SPT} foram tomados das sondagens SPT de referência. Assim, obteve-se o valor de c_p “ideal”, que iguala os valores medidos aos valores calculados.

Para definir o valor, ou os valores, do coeficiente função do solo inerente a essa parcela, as estacas do conjunto foram separadas em grupos com mesmo tipo de solo na região da ponta. Os coeficientes aferidos para os diferentes tipos de solo foram comparados entre si para verificar se há distinção. Havendo distinção, foi verificado se é razoável admitir um mesmo coeficiente para os grupos de solo predominantemente argilosos, arenosos e siltosos, como a maioria dos métodos sugere, ou se é necessário distingui-los considerando as classificações secundária e terciária.

- **Aferição estatística**

Após a aferição dos coeficientes função do solo de cada método selecionado para reavaliação, com o intuito de diminuir a dispersão entre os valores previstos (pelos métodos reavaliados) e medidos, procedeu-se a verificação da divergência entre esses valores para, se necessário, realizar uma aferição estatística da seguinte forma: obtidas as parcelas de carga e a carga total estimadas pelo método reavaliado, relacionam-se esses valores com os obtidos da interpretação das provas de carga pelo método da Rigidez (2008), por meio de uma análise de regressão linear pelo método dos mínimos quadrados.

Da Equação (2.37), considerando que a reta passa pela origem ($b = 0$), obtém-se a Equação (4.3), na qual a variável dependente (y) é a carga (lateral, de ponta ou total) obtida da interpretação das prova de carga e a independente (x) é a calculada pelo método aferido.

$$y = ax \tag{4.3}$$

A declividade da reta (a) é o fator que, multiplicado a referida carga em análise, diminui a dispersão do conjunto e deve ser incorporado ao cálculo da mesma, se necessário.

4.4. VALIDAÇÃO DOS MÉTODOS REAVALIADOS

A validação dos métodos reavaliados é baseada na NBR 6122 (2010), a qual recomenda estudar a segurança de fundações por meio de duas análises correspondentes aos estados limites último e de utilização, os quais, em geral, se reduzem à verificação do estado limite último de ruptura ou deformação excessiva (análise de ruptura) e à verificação do estado limite de utilização caracterizado por deformações excessivas (análise de deformações).

Como a estimativa da capacidade de carga de ruptura pelos métodos reavaliados considera o conceito de ruptura convencional, de certa forma, a segurança à deformação excessiva na ruptura é assegurada limitando seu valor a $10\%D$.

Salienta-se que, por se basear na ruptura convencional, há certo conservadorismo embutido nas reavaliações, o qual se considerada prudente uma vez que a ponta não atinge a condição de ruptura física nas provas de carga, mesmo a elevados deslocamentos. Dessa forma, o incremento de resistência de ponta disponível na condição de ruptura, como anteriormente comentado, não pode ser quantificado com boa precisão. Contudo, cabe a ressalva quanto à qualidade das condições estaca-solo discutida no item 4.3.

A avaliação do estado limite de serviço realizada neste trabalho consiste na verificação de recalques excessivos sob carga de trabalho (carga admissível). A carga admissível a ser considerada é a definida aplicando-se à carga de ruptura calculada pelo método aferido, um fator de segurança igual a 2, valor mínimo (considerando a estaca isolada) preconizado pela NBR 6122 (2010).

Com o valor da carga admissível é possível ler o respectivo recalque na curva “carga *versus* recalque”, o que fornece subsídios para a avaliação dessa condição de segurança. O recalque admissível, segundo a mesma norma, é

aquele que a construção suporta sem inconvenientes. Como referência para a avaliação, o valor de 15 mm foi adotado.

Também foi verificada a seguinte recomendação dessa norma: “No caso específico de estacas escavadas, a carga admissível deve ser de no máximo 1,25 vezes a resistência do atrito lateral calculado na ruptura, ou seja, no máximo 20% da carga admissível pode ser suportada pela ponta da estaca”, portanto: $P_{adm} \leq 1,25P_l$.

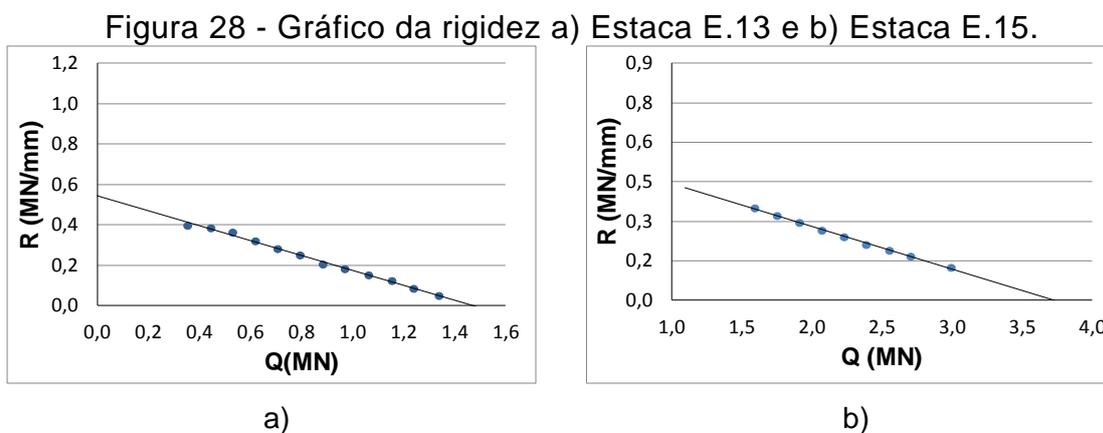
5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Apresenta-se neste item os resultados da aplicação do método explanado no item 4, assim como as discussões acerca dos mesmos.

5.1. RESULTADO DA INTERPRETAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA À COMPRESSÃO

São apresentados neste item os resultados da interpretação das 26 provas de carga pelo critério de Terzaghi (1943), método de Van der Veen (1953) e método da Rigidez (2008).

Conforme pode ser observado nos gráficos da rigidez das estacas E.13 e E.15, apresentados na Figura 28, os pontos de pares carga-rigidez apresentam um comportamento predominantemente linear, característico do domínio do atrito lateral.



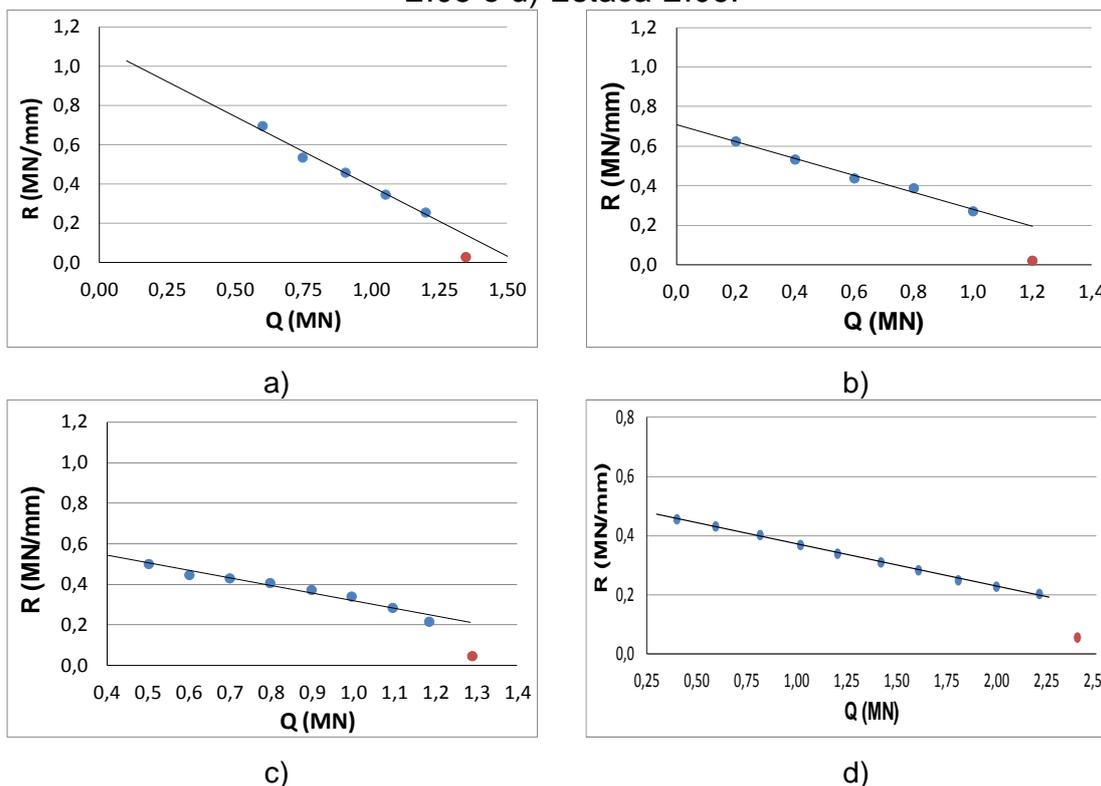
Fonte: A Autora (2016).

Como seria esperado, descarta-se a hipótese de serem estacas flutuantes, visto que ambas apresentam solo competente na região da ponta (solo argiloso com $N_{SPT} > 50$). Dessa forma, conclui-se que essas provas de carga não foram conduzidas até a mobilização da resistência de ponta, impossibilitando a separação das parcelas de carga e estimativa da carga de ruptura por qualquer um dos métodos.

Nas provas de carga das estacas E.02, E.04, E.05, e E.06 a parcela de resistência por atrito lateral foi esgotada e a ponta solicitada. Porém, como pode ser observado no gráfico da rigidez de cada prova de carga, Figura 29, há

apenas um ponto carga-rigidez no domínio da ponta. Por esse motivo não é possível definir a curva referente a essa parcela de carga, conseqüentemente, pelo método da Rigidez (2008) apenas a resistência por atrito lateral foi definida.

Figura 29 - Gráfico da rigidez a) Estaca E.02, b) Estaca E.04, c) Estaca E.05 e d) Estaca E.06.



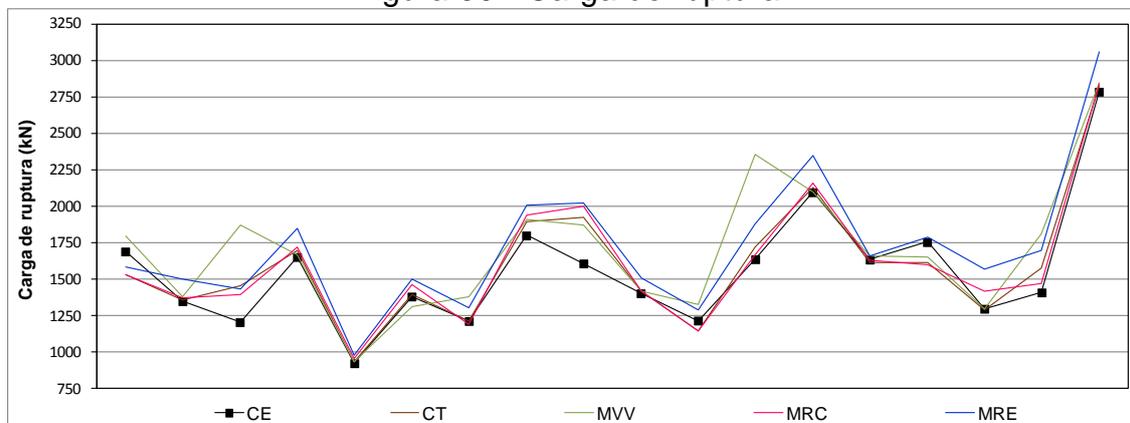
Fonte: A Autora (2016).

As provas de carga das estacas E.03, E.07 a E.12, E.14, E.16, E.17, E.19, E.20 e E.24 não alcançaram recalques da ordem de $10\%D$. Logo, para aplicação do critério de Terzaghi (1943) estimou-se o recalque referente a $10\%D$ na tendência da curva “carga versus recalque” e na curva ajustada pelo método de Van der Veen (1953). Os resultados das estimativas convergem de forma que, a média dessas estimativas foi adotada nas análises.

A Figura 30 apresenta os valores de carga de ruptura estimada pelos métodos de interpretação comparados à carga máxima de ensaio. A Figura 31 apresenta a comparação da capacidade de carga admissível estrutural, consultada na Tabela 14, com a carga admissível obtida da aplicação de um fator de segurança igual a 2 à carga de ruptura definida por cada método de interpretação. Foram consideradas as 18 estacas cuja carga de ruptura foi

definida por todos os métodos de interpretação utilizados na formulação dos métodos de previsão.

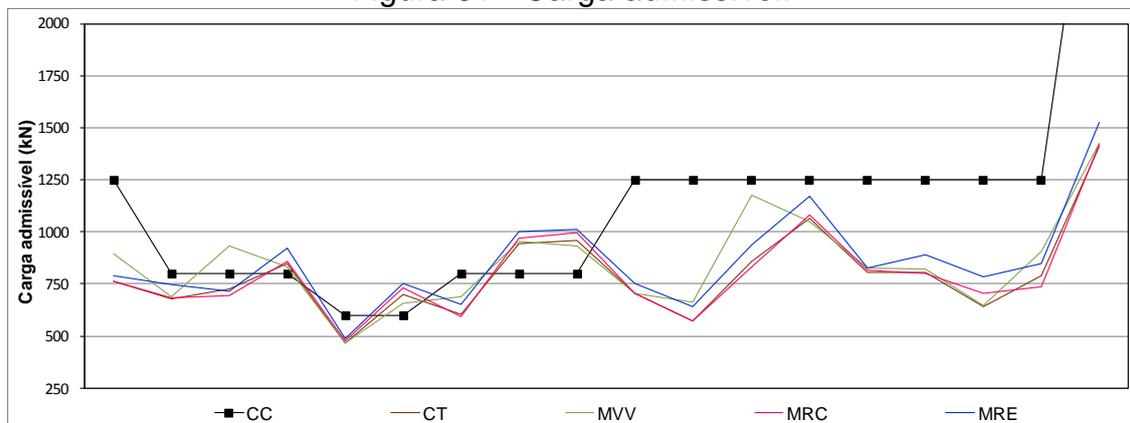
Figura 30 - Carga de ruptura.



Fonte: A Autora (2016).

Nota: CE – Carga máxima de ensaio; CT – Critério de Terzaghi (1943); MVV – Método de Van der Veen (1953), MRC – Carga de ruptura convencional pelo Método da Rigidez (2008); MRE – Carga de ruptura extrapolada pelo Método da Rigidez (2008).

Figura 31 - Carga admissível.



Fonte: A Autora (2016).

Nota 1: CC – Capacidade de carga admissível estrutural; CT – Critério de Terzaghi (1943); MVV – Método de Van der Veen (1953), MRC – Carga de ruptura convencional pelo Método da Rigidez (2008); MRE – Carga de ruptura extrapolada pelo Método da Rigidez (2008).

Nota 2: A capacidade de carga admissível estrutural da última estaca (3200 kN) foi suprimida para melhor visualização da relação entre os demais dados do gráfico.

Observa-se a convergência das estimativas do método da Rigidez (2008) para carga de ruptura convencional e do critério de Terzaghi (1943), o qual também define a carga de ruptura pelo critério de deformação limite, e a proximidade de ambas as estimativas com os valores de máxima carga de ensaio e estrutural, em conformidade com o recomendado por Fellenius (2006).

Conforme foi explanado no método, as reavaliações são pautadas nos resultados da interpretação das provas de carga pelo método da Rigidez (2008) considerando a carga de ruptura convencional para um deslocamento igual a $10\%D$.

Os demais métodos definem a carga de ruptura por extrapolação, a qual é superior ou muito próxima à definida pelos métodos baseados em deformação limite.

Os resultados da interpretação de cada prova de carga por cada método encontram-se no Apêndice 3.

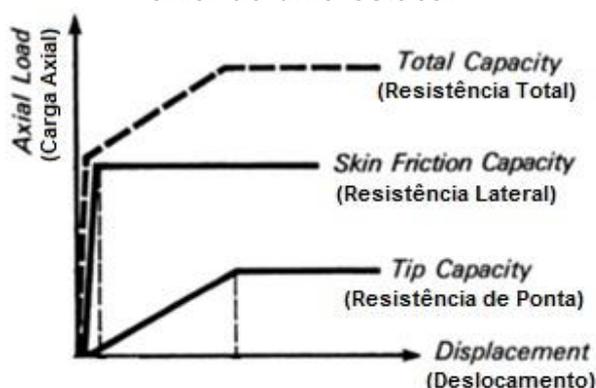
- **Separação das resistências lateral e de ponta pelo método da Rigidez (2008)**

A separação das cargas lateral e de ponta foi realizada por meio do método da Rigidez (2008) conforme explanado no item 2.4.3.

No âmbito da interpretação de provas de carga executadas em estacas hélice contínua pelo método da Rigidez (2008), Alledi (2013) apresenta a análise dos resultados de seis provas de carga instrumentadas comparadas aos resultados da aplicação do referido método. A autora encontrou valores de atrito lateral ligeiramente menores (8,0 a 9,5%) que os referentes ao limite inferior ou valores situados entre os limites inferior e superior. As curvas de “atrito lateral *versus* recalque”, provenientes das provas de carga instrumentadas apresentadas pela autora, mostram que depois de atingido o valor máximo dessa parcela, este se mantém praticamente constante. Melo *et al.* (2012) analisou três provas de carga instrumentadas realizadas em estacas hélice contínua. Para duas delas, o valor do atrito lateral medido na instrumentação situou-se entre os limites definidos pelo método da Rigidez (2008). Para a terceira, no entanto, o atrito lateral medido foi aproximadamente 6% maior que o valor referente ao limite superior. Os autores concluíram que os limites do atrito lateral e de ponta definidos pelo método são indicativos aproximados, no entanto, servem para verificar resultados de instrumentação e contribuem nas análises de projetos examinados através de provas de carga comuns.

No presente trabalho, para a interpretação dos resultados da aplicação deste método e sua utilização na análise de desempenho e reavaliação dos métodos de previsão, considerou-se o modelo de mobilização das cargas apresentado na Figura 32.

Figura 32 - Modelo esquemático de mobilização da capacidade de carga axial de uma estaca.



Fonte: Adaptado de Le Tirant (1992).

O método da Rigidez (2008) identifica o domínio de transferência de carga pela ponta e por atrito lateral nas provas de carga convencionais. Segundo o autor do método, o conceito “domínio” significa que a transferência de carga é realizada basicamente por ponta ou atrito lateral, mas não exclusivamente.

Para as estacas avaliadas no presente trabalho, o atrito lateral considerado como o máximo mobilizado é o valor (limite superior ou inferior) que se situa na zona de transição entre o domínio do atrito lateral e da ponta observado no gráfico da rigidez. Após a mobilização plena do atrito lateral, considera-se que este valor se mantém constante no domínio da ponta. De forma que a parcela de ponta é estimada subtraindo o valor do atrito lateral máximo mobilizado da carga de ruptura convencional ou extrapolada.

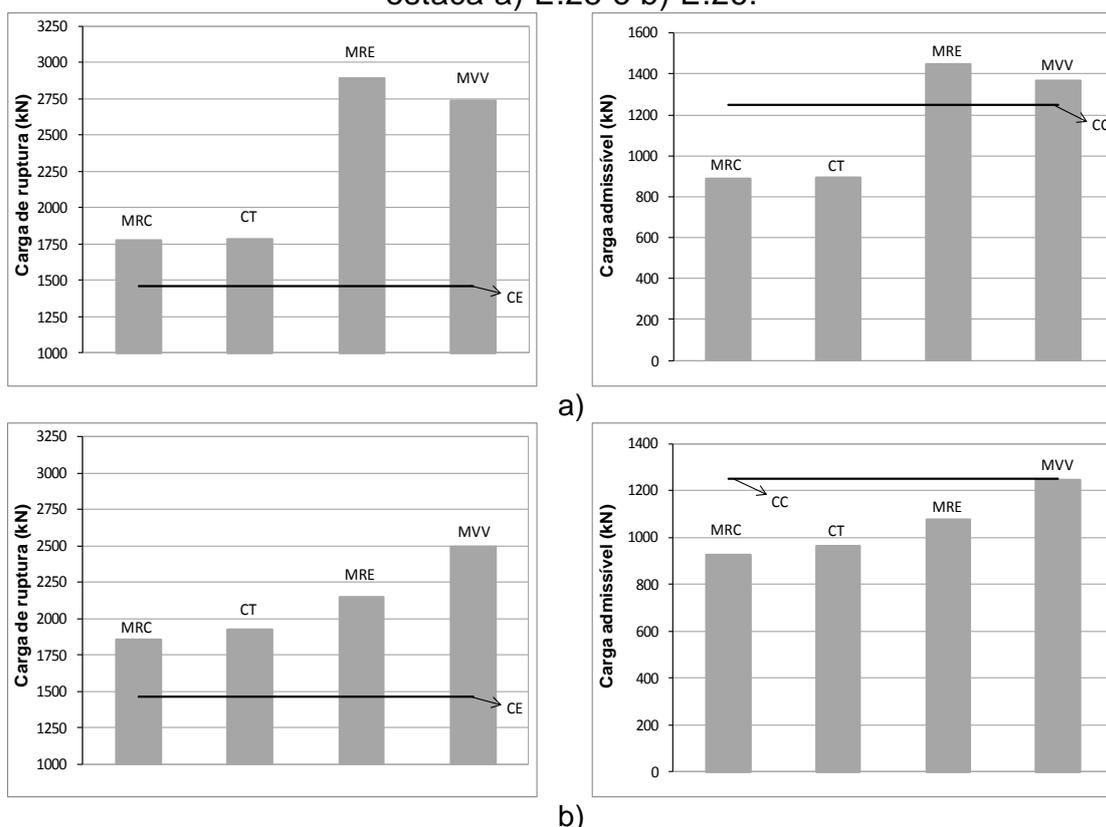
Os resultados da separação de cargas pelo método da Rigidez (2008) para cada prova de carga encontram-se no Apêndice 3.

5.2.RESULTADO DA INTERPRETAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA À TRAÇÃO

Conforme informado na apresentação do banco de dados, as provas de carga à tração foram levadas a deslocamentos da ordem de $6,08\%D$ e $7,22\%D$.

Os gráficos da Figura 33 apresentam os resultados da interpretação dessas provas de carga pelos mesmos métodos aplicados às provas de carga à compressão. As estimativas de carga de ruptura são comparadas à carga máxima de ensaio. A carga admissível obtida da aplicação de um fator de segurança igual a 2 à carga de ruptura definida por cada método de interpretação é comparada à carga admissível estrutural consultada na Tabela 14.

Figura 33 - Resultado da interpretação da prova de carga à tração na estaca a) E.25 e b) E.26.



Fonte: A Autora (2016).

Nota: CE - Carga máxima de ensaio; CC – Capacidade de carga admissível estrutural; CT – Critério de Terzaghi (1943); MVV – Método de Van der Veen (1953); MRC – Carga de ruptura convencional pelo Método da Rigidez (2008); MRE – Carga de ruptura extrapolada pelo Método da Rigidez (2008).

Dos gráficos, conclui-se que o valor de carga de ruptura resultante da aplicação de métodos de extrapolação (MRE e MVV) é consideravelmente superior a carga de máxima de ensaio. No caso da estaca E.25, também o é com relação à capacidade de carga admissível estrutural. Dessa forma, julga-se coerente que a carga a ser considerada nas análises de desempenho e reavaliação dos métodos de previsão com relação à parcela de carga por atrito lateral seja definida por MRC ou CT.

Como a análise de desempenho e reavaliação dos métodos com relação à resistência lateral é pautada na carga definida pelo método da Rigidez (2008) para um deslocamento igual a $10\%D$ (MRC), essa premissa também foi considerada com relação às provas de carga à tração.

5.3. ANÁLISE DE TRANSFERENCIA DE CARGA

Neste item, as estacas do conjunto de dados são analisadas quanto à transferência de carga. Essa análise é realizada com base na prova de carga instrumentada e nas provas de carga convencionais interpretadas pelo método da Rigidez (2008).

5.3.1. Interpretação da prova de carga instrumentada

A interpretação da prova de carga instrumentada apresentada na sequência contempla a definição do módulo de elasticidade, a qual possibilitou a discussão sobre uma das peculiaridades das argilas da Formação Guabirota: o *strain-softening*. Com o módulo de elasticidade definido apresenta-se a distribuição de cargas ao longo do fuste e ponta para cada estágio de carregamento. Inicialmente, apresenta-se um resumo dos procedimentos de ensaio que influenciaram os resultados da instrumentação.

5.3.1.1. Procedimento de ensaio

O ensaio foi realizado com carregamento lento. Os incrementos de carga foram mantidos pelo período mínimo de 30 minutos ou até a estabilização dos

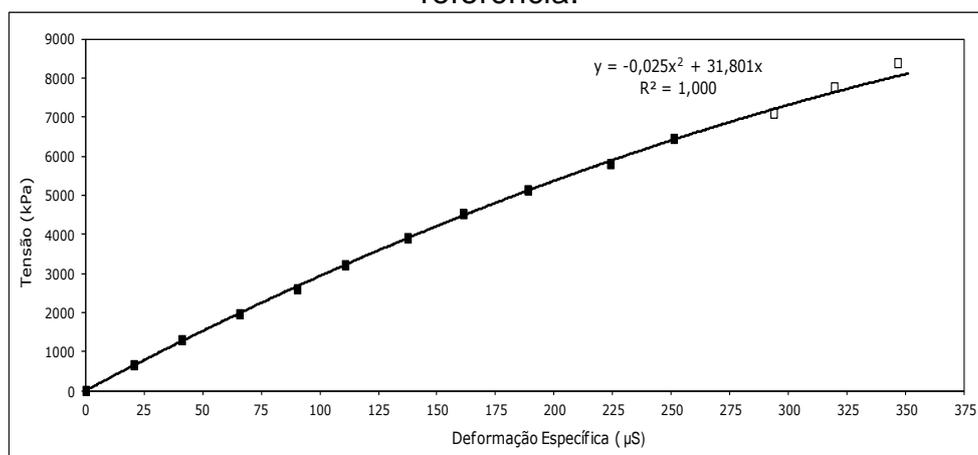
deslocamentos, conforme preconizado pela NBR 12131 (2006). Porém, no 11º estágio de carregamento, com a carga estabilizada, o ensaio foi paralisado e retomado 8h depois, período no qual a carga foi mantida. O ensaio foi retomado seguindo os critérios da norma e foram aplicados mais dois estágios de carregamento. O ensaio foi encerrado no 13º estágio de carregamento, com carga e deslocamento de 1688 kN e 92,25 mm, respectivamente. O descarregamento foi procedido em quatro estágios e conferiu um deslocamento residual igual a 88,42 mm.

5.3.1.2. Definição do módulo de elasticidade da estaca

Conforme Figura 21, um extensômetro foi locado próximo ao topo da estaca no trecho livre de influência do atrito lateral, para desempenhar a função de seção de referência para a definição do módulo de elasticidade.

No gráfico da Figura 34 relacionam-se os pares de valores tensão aplicada no topo da estaca e deformação específica nessa seção, calculada conforme procedimento explanado no item 2.1.3.2 a partir das medidas do extensômetro. Observa-se que, assim como sugerido por Fellenius (2001), a relação não é linear e uma equação de segundo grau ajustada aos pontos é representativa do comportamento.

Figura 34 - Curva “tensão *versus* deformação específica” – Seção de referência.



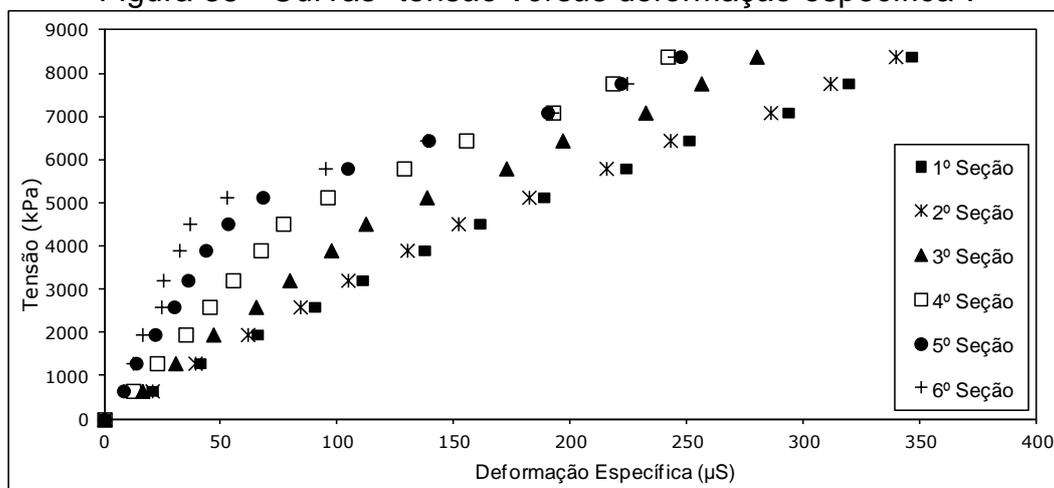
Fonte: A Autora (2016).

Não foram considerados na definição dessa relação, os pontos referentes aos três últimos estágios, devido ao procedimento de parada e

retomada de ensaio explanado anteriormente. Contudo, nota-se que a tendência da curva ajustada aos dez primeiros pontos vai de encontro a esses últimos.

Plotou-se um gráfico semelhante considerando todas as seções instrumentadas, que é apresentado na Figura 35. Observa-se, pela proximidade entre as curvas, que pouco atrito lateral foi mobilizado entre as seções 1 e 2. O paralelismo entre as curvas de todas as seções após o 8º estágio de carregamento denota o esgotamento do atrito lateral.

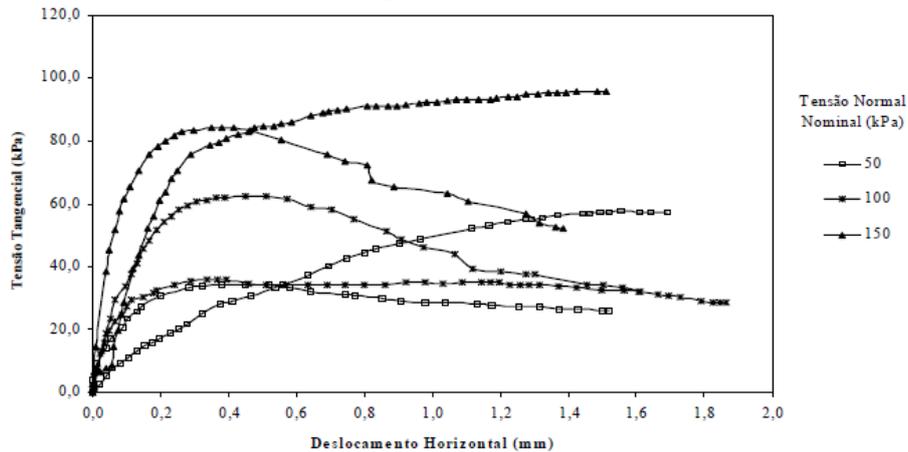
Figura 35 - Curvas “tensão *versus* deformação específica”.



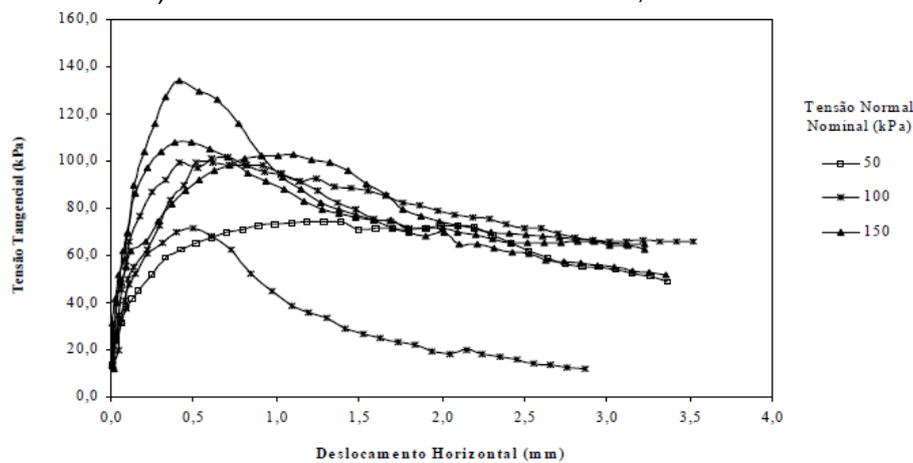
Fonte: A Autora (2016)

O formato da curva das seções que mobilizaram mais atrito lateral sugere a ocorrência de *strain-softening*. No 8º estágio as curvas apresentam um pico suave que é atenuado nos demais carregamentos. A analogia com uma curva “tensão tangencial *versus* deslocamento horizontal” resultante de ensaios de cisalhamento direto, por exemplo, em amostras de solo que apresentam *strain-softening*, facilita a percepção deste fenômeno. Conforme comentado no item 2.6.2, as argilas da Formação Guabirota exibem esse comportamento. A Figura 36 apresenta exemplos deste tipo de curva resultantes de ensaios de cisalhamento direto realizados com amostras de solo da região geotécnica em questão por Kormann *et al.* (1999). Os ensaios foram executados com diferentes velocidades de deslocamento, cuja influência na resistência mobilizada foi constatada, conforme relatado na revisão bibliográfica sobre o assunto.

Figura 36 - Curvas “tensão tangencial versus deslocamento horizontal”.



a) Velocidade de deslocamento = 0,0018 mm/min

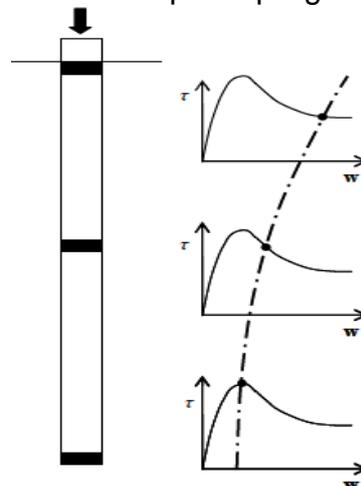


b) Velocidade de deslocamento = 0,4 mm/min

Fonte: Adaptado de Kormann (2002).

Solos que apresentam *strain-softening* podem desencadear o fenômeno de ruptura progressiva (KORMANN, 2002; FLEMING *et al.*, 2009; SIMONS & MENZIES, 2000). A Figura 37 ilustra esse comportamento no caso de estacas.

Figura 37 - Ruptura progressiva.



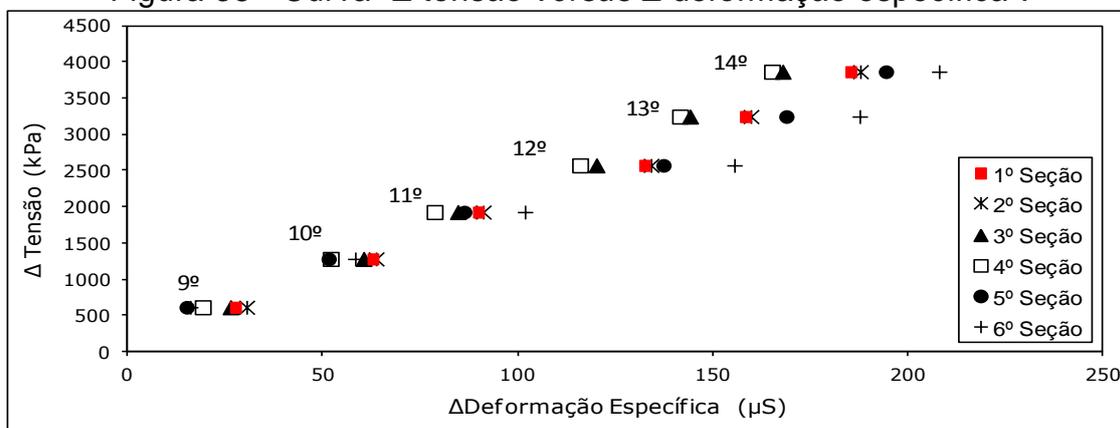
Fonte: Doherty & Gavin (2011).

Ao passo que a estaca vai sendo comprimida, a resistência lateral vai sendo mobilizada do topo em direção à ponta, no caso de uma carga compressiva na direção indicada na figura. Quando a resistência ao cisalhamento (τ) de pico é excedida em um ponto no interior da massa de solo da interface de cisalhamento, a resistência é reduzida ao seu valor residual. Em consequência disso, uma tensão adicional será transferida para os pontos subsequentes, fazendo com que sua resistência de pico seja ultrapassada e, dessa forma, a ruptura progressiva seja iniciada, de forma que ao longo de toda a superfície de atrito a resistência seja reduzida ao valor residual.

Esse fenômeno é mais suscetível a ocorrer em estacas longas (LE TIRANT, 1992; DOHERTY & GAVIN, 2011; FLEMING *et al.*, 2009). Posto isso, sugere-se que a queda de resistência após pico observada na prova de carga em questão tenha se dado de forma homogênea para todo o fuste e não de forma progressiva ao longo do mesmo, devido ao comprimento reduzido da estaca, apenas 9,6 m. A tensão antes suportada pelo fuste foi transferida para a ponta, não alterando de forma visível a resistência total da estaca na curva “carga *versus* recalque”.

Observado que o atrito lateral foi esgotado no 8º estágio de carregamento, conforme Fellenius (2001) é possível determinar o módulo de elasticidade a partir da relação entre o acréscimo de deformação resultante dos incrementos de carga subsequentes ao esgotamento do atrito lateral para as demais seções. O gráfico da Figura 38 apresenta essa relação. A partir do 11º estágio os valores apresentam certa divergência, no entanto, conforme supracitado esses pontos não foram considerados.

Figura 38 - Curva “ Δ tensão *versus* Δ deformação específica”.

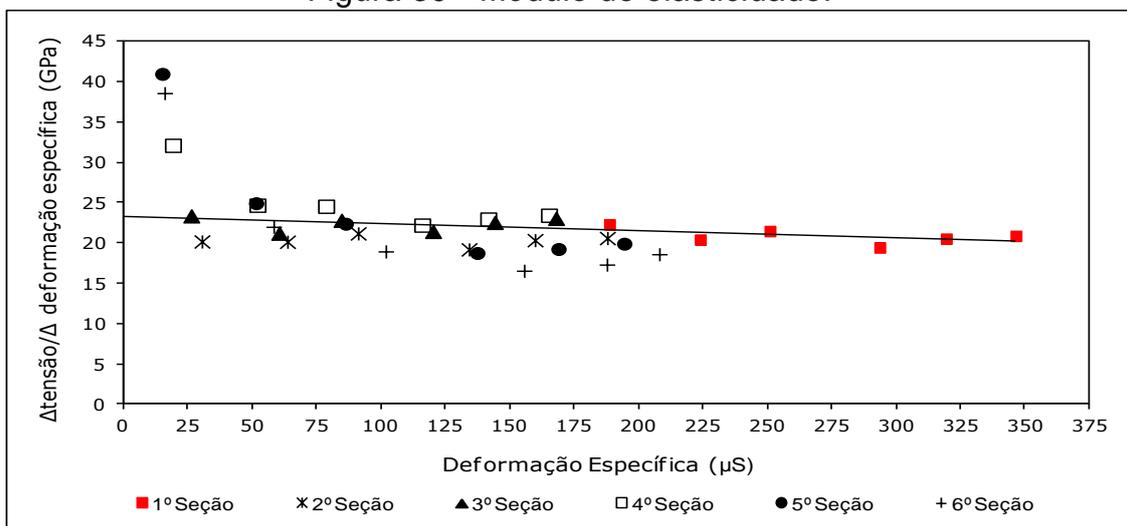


Fonte: A Autora (2016).

Segundo Fellenius (2001), se o atrito lateral exhibe *strain-softening*, o módulo calculado com os dados das seções influenciadas pelo atrito será menor e irá inferir um declive mais acentuado do que o verdadeiro declive da reta “tensão *versus* deformação”. Da Figura 38, observa-se que o declive das possíveis retas referentes aos pontos Δ tensão- Δ deformação das demais seções oscila próximo ao da seção de referência, mas não se apresenta claramente mais acentuado, considerando os pontos anteriores ao 11º estágio.

A relação entre o módulo de elasticidade calculado através dos dados das seções influenciadas pelo atrito com relação à seção de referência pode ser visualizada na Figura 39. Foi plotado para cada seção instrumentada, o módulo calculado a partir do incremento de tensão e acréscimo de deformação dos carregamentos que sucedem o 8º estágio (esgotamento do atrito). Observa-se que, como explanado por Fellenius (2001), os módulos para as seções afetadas pelo atrito lateral e conseqüentemente pelo *strain-softening*, são predominantemente próximos ou inferiores aos da seção de referência que mantém certa homogeneidade, com valor médio igual a 20,84 GPa. Valor coerente com o sugerido por Cintra e Aoki (2010) para estacas hélice contínua (21 GPa).

Figura 39 - Módulo de elasticidade.



Fonte: A Autora (2016).

Dessa forma, conclui-se que a equação de segundo grau da Figura 34 definida a partir dos dados de deformação da seção de referência é representativa da estaca. A relação tensão-deformação das demais seções,

mesmo após o esgotamento do atrito não é representativa, visto que é influenciada pelo *strain-softening*.

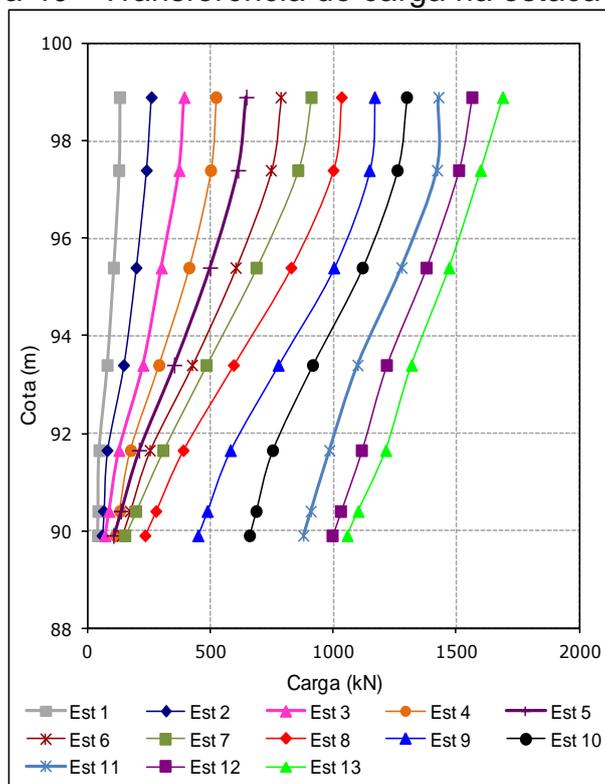
A equação da Figura 34 foi utilizada para o cálculo da transferência de carga das demais seções, os resultados são apresentados na sequência.

5.3.1.3. Transferência de carga em profundidade

A Figura 40 apresenta o gráfico da transferência de carga em cada estágio da prova de carga instrumentada.

Do gráfico, contata-se que o atrito lateral é mobilizado progressivamente até o 7º estágio de carregamento com influência ínfima da ponta. Entre os estágios 7 e 8 a ponta começa a ser solicitada. O paralelismo entre as curvas referentes aos estágios de carregamento 8 e 9 denota a ocorrência do esgotamento do atrito lateral. A partir do 8º estágio, a carga de ponta começa a ser solicitada de forma mais expressiva e o atrito lateral reduz, o que anteriormente ao 11º estágio de carregamento, sugere-se que se remeta à ocorrência de *strain-softening*.

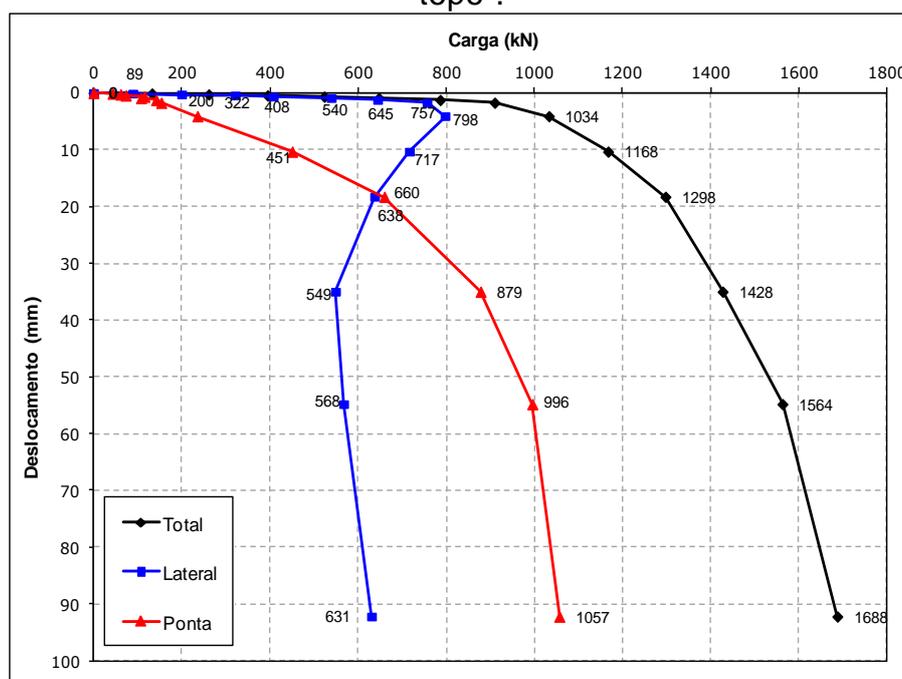
Figura 40 - Transferência de carga na estaca E.01.



No 11º estágio a prova de carga foi interrompida e retomada 8h depois, o que pode ser a causa da queda acentuada na carga lateral e crescimento após retomada do carregamento. Comportamento mais facilmente visualizado na Figura 41 que apresenta as curvas “carga lateral, de ponta e total *versus* deslocamento de topo”. Julga-se que o comportamento da resistência lateral apresentado a partir do 11º estágio é resultado do procedimento adotado, o qual prejudicou o conhecimento dessa parcela de carga estabilizada pós-pico.

Do gráfico da Figura 41, ao se observar a carga total, sugere-se que o valor reduzido de carga adicional mobilizada no último estágio de carregamento, apenas 125 kN, e o expressivo deslocamento relativo provocado, igual a 37 mm, indicam o início de plastificação da ponta.

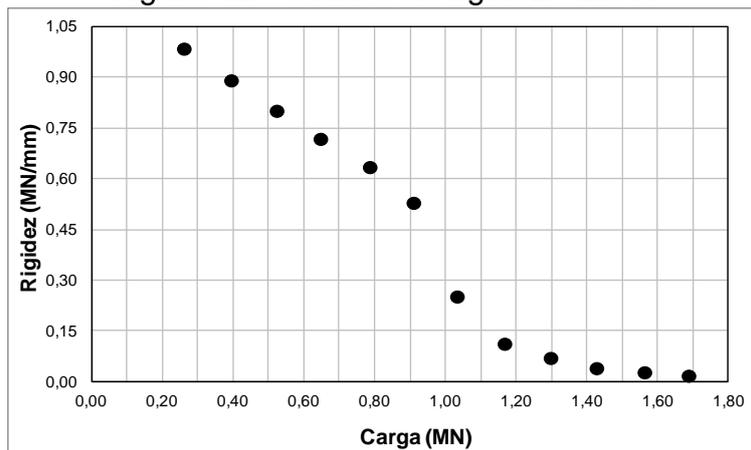
Figura 41 - Curvas “carga lateral, de ponta e total *versus* deslocamento de topo”.



Fonte: A Autora (2016).

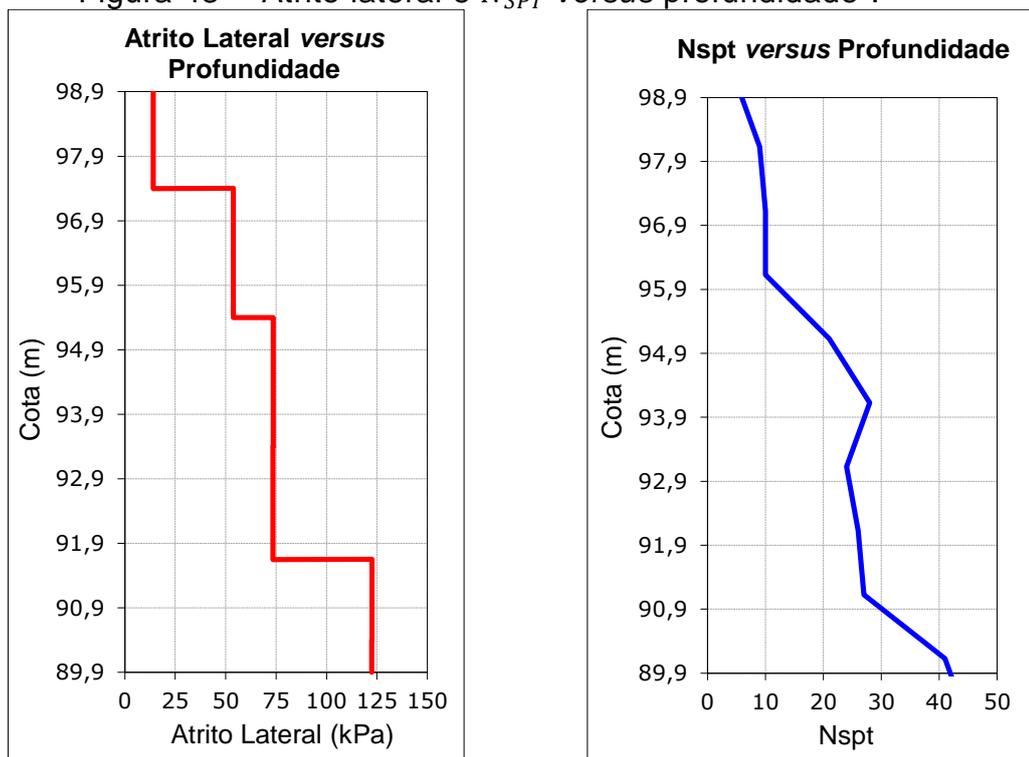
Contudo, esse comportamento não corresponde à ruptura física, esse fato é evidenciado pelo gráfico da rigidez dessa prova de carga, apresentado Figura 42. Nota-se que o trecho final é uma curva sub-horizontal, conseqüentemente, a ruptura física jamais ocorreria na prática.

Figura 42 - Gráfico da rigidez - E.01.



Fonte: A Autora (2016).

A Figura 43 apresenta a distribuição do atrito lateral em profundidade no 8º estágio de carregamento, no qual atingiu seu valor máximo, em comparação com o N_{SPT} ao longo do fuste. Nota-se que a curva de atrito lateral acompanha a de N_{SPT} .

Figura 43 - "Atrito lateral e N_{SPT} versus profundidade".

Fonte: A Autora (2016).

5.3.1.4. Discussões

As peculiaridades da Formação Guabirota relatadas na revisão bibliográfica têm influência preponderante na capacidade de carga deste perfil geotécnico.

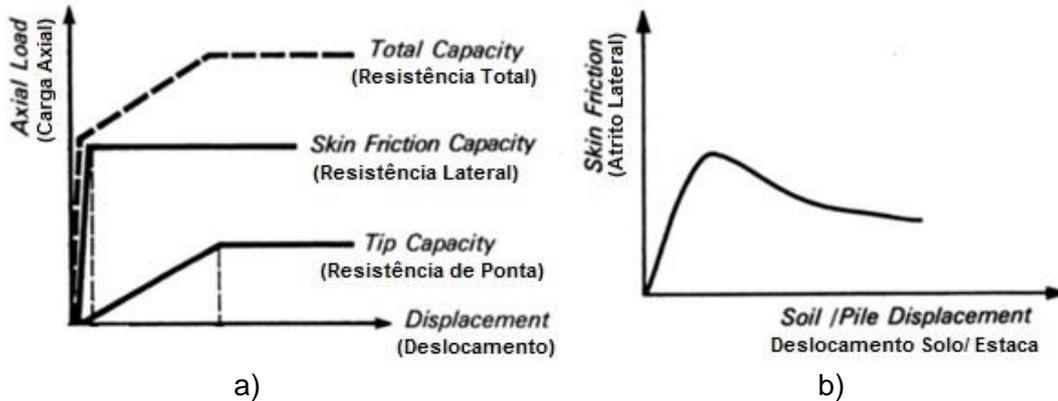
Da literatura, os trabalhos de Kormann *et al.* (1999) e Kormann (2002) citados na revisão bibliográfica revelam que os solos da Formação Guabirota apresentam valores de resistência ao cisalhamento dispersos, o que se deve em parte ao fraturamento do terreno, especialmente por gerar efeitos de escala, e à velocidade de deslocamento imposta nos ensaios de cisalhamento.

Sendo a resistência lateral de estacas, basicamente, a resistência ao cisalhamento do sistema estaca-solo, a mobilização e magnitude dessa parcela de carga é influenciada pelos mesmos fatores supracitados. Além disso, esses fatores fazem com que os parâmetros determinados em ensaios de laboratório ou campo possam não ser representativos das reais condições da fundação (e.g. Antoniutti Neto *et al.*, 1999; Kormann *et al.*, 2000).

O *strain-softening* é uma característica de argilas sobreadensadas, resultado da reorientação das partículas e acréscimo de umidade devido à dilatação na zona de cisalhamento (KORMANN, 2002; SIMONS & MENZIES, 2000). O desencadeamento do processo de ruptura progressiva em estacas, por sua vez, depende da magnitude dos deslocamentos e tensões aplicadas. No caso das argilas da Formação Guabirota, o desencadeamento deste fenômeno é influenciado também pela presença das superfícies polidas, que podem intensificar a concentração de tensões e deformações não uniformes na massa de solo, fatores que aumentam a probabilidade de ocorrência deste fenômeno, segundo Bjerrum (1969 *apud* KORMANN, 2002).

Com a ocorrência de ruptura progressiva, a soma das resistências na expressão de capacidade última se torna questionável, visto que o modelo clássico de mobilização de resistência, ilustrado na Figura 44a, é alterado, no caso da mobilização do atrito lateral, para o ilustrado na Figura 44b.

Figura 44 - a) Modelo esquemático de mobilização da capacidade de carga axial de uma estaca, b) Modelo esquemático de mobilização do atrito lateral em solo que apresenta *strain-softening*.



Fonte: Adaptado de Le Tirant (1992).

Le Tirant (1992), Doherty & Gavin (2011) e Fleming *et al.* (2009) citam a sugestão de Randolph (1983) o qual propôs um fator de redução (R_f) que pode ser aplicado à capacidade de carga lateral estimada com base em valores de pico, a fim de considerar a ocorrência de ruptura progressiva. Esse fator incorpora parâmetros referentes ao *strain-softening* (ξ) e à compressibilidade da estaca (K):

$$R_f = 1 - (1 - \xi) \left(1 - \frac{1}{2\sqrt{K}}\right)^2 \quad (5.1)$$

$$\xi = \frac{\tau_{res}}{\tau_{peak}} \quad (5.2)$$

$$K = \frac{\pi DL^2 (\tau_{peak}) / EA}{\Delta w_{res}} \quad (5.3)$$

Onde:

A é a área da seção transversal da estaca;

D é o diâmetro da estaca;

L é o comprimento da estaca;

E é o módulo de elasticidade da estaca;

Δw_{res} é o deslocamento relativo entre a estaca e o solo (recalque) necessário para reduzir o valor de pico do atrito lateral para o valor residual;

τ_{peak} é a tensão cisalhante de pico;

τ_{res} é a tensão cisalhante residual.

Calculou-se esse fator a partir dos dados da prova de carga instrumentada em discussão, a fim de avaliar sua ordem de grandeza.

Como não foram procedidos ensaios de laboratório (e.g. cisalhamento direto com reversão múltipla, cisalhamento direto com interface lisa, triaxial a compressão, *ring-shear*) para conhecimento de τ_{peak} e τ_{res} com amostras de solo adjacente a estaca em discussão, o valor de ξ foi inferido da relação entre a média da resistência lateral unitária dos trechos instrumentados alcançada no 10º estágio (residual) e no 8º estágio de carregamento (pico), iguais a 60 kPa e 81 kPa, respectivamente. Conforme discutido anteriormente, o conhecimento do recalque residual estabilizado foi prejudicado pelos procedimentos adotados no 11º estágio de carregamento. O recalque relativo ocorrido entre o 8º e o 10º carregamento (Δw_{res}) é igual a 14,2 mm. Considerou-se o valor de E igual a 20,84 MPa, que é o módulo de elasticidade definido por meio dos dados da seção de referência. O fator de redução do atrito lateral de pico calculado é igual a 0,997.

A sugestão do autor de que o fenômeno de ruptura progressiva é potencialmente favorável a ocorrer em estacas longas é considerada na formulação do cálculo de R_f . O comprimento limitado da estaca avaliada, apenas 9,6 m, explica em parte o valor irrisório de redução, o qual se julga não ser representativo.

Contudo, o fenômeno de ruptura progressiva não é indubitável, devido aos diversos fatores deflagradores inerentes ao solo, à geometria da estaca e ao carregamento imposto. Na literatura, poucas provas de carga em estacas executadas em solos da Formação Guabirota são relatadas e discutidas. Brandi & Thá (2015) apresentam os resultados de uma prova de carga instrumentada em uma estaca hélice contínua de 60 cm de diâmetro e 11,12 m de comprimento executada em Curitiba. A carga máxima de ensaio foi de 3476 kN e conferiu um recalque igual a aproximadamente 26 mm. Não houve referência à ocorrência de *strain-softening* ou ruptura progressiva. As provas de carga relatadas por Olavo *et al.* (2013) e Kormann *et al.* (2000), também não fazem menção a esses fenômenos, no entanto, as mesmas não possuíam instrumentação. Olavo *et al.* (2012) fazem um relato em ordem cronológica a

respeito das soluções de fundações profundas adotadas em Curitiba e Região Metropolitana, no qual nenhum destes eventos é relatado.

Um espaço amostral maior de provas de carga instrumentadas é necessário para o entendimento da ocorrência desse fenômeno e sua frequência, visto que muitas são as variáveis que influenciam este comportamento, as quais podem ou não serem determinantes do mesmo.

5.3.2. Esgotamento do atrito lateral

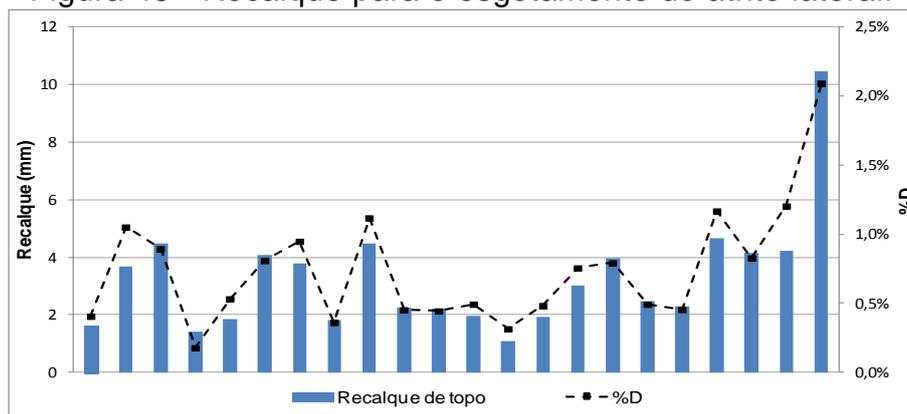
Conforme discutido na revisão bibliográfica, quanto ao recalque necessário ao esgotamento do atrito lateral há duas vertentes de pensamento, Décourt (1998) faz um resumo do que as mesmas sugerem: a primeira delas procura associar a um deslocamento da ordem de 0,5 a 2,0%D a plena mobilização do atrito lateral em estacas executadas em solos argilosos e de 1,0 a 3,0%D em solos granulares; a segunda atribui o valor de pico da adesão solo-estaca, geralmente, a 10 mm, embora alguns autores falem em valores entre 5 e 25 mm.

Da prova de carga instrumentada, verificou-se que o atrito lateral máximo foi alcançado com recalque de topo igual a 4,1 mm (0,8%D). Nesse estágio o encurtamento da estaca, calculado pela soma dos encurtamentos em cada seção instrumentada, é de 1,2 mm. Consequentemente, o recalque de ponta é da ordem de 2,9 mm.

Para as estacas não instrumentadas, de posse do valor do atrito lateral obtido pela separação de cargas pelo método da Rigidez (2008), o recalque referente ao esgotamento do atrito lateral foi estimado na curva “carga *versus* recalque”.

O gráfico da Figura 45 apresenta o valor do recalque para o esgotamento do atrito lateral em milímetros e em termos de %D. São consideradas as 22 provas de carga à compressão cujo atrito lateral foi estimado pelo método da Rigidez (2008).

Figura 45 - Recalque para o esgotamento do atrito lateral.



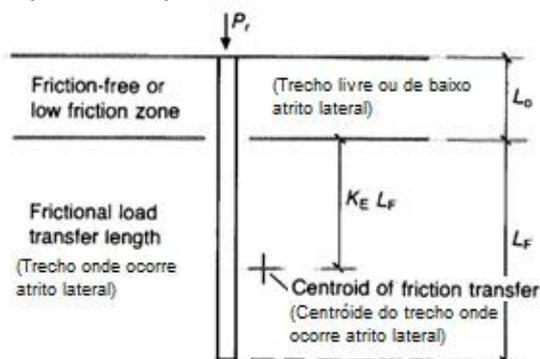
Fonte: A Autora (2016).

Em termos de recalque de topo em milímetros, a faixa de variação é ampla, o limite inferior é igual a 1,1 mm e o superior igual a 10,5 mm, o valor médio é igual a 3,3 mm. Observa-se que apenas uma estaca atingiu recalque acima de 5 mm, o qual também foi superior a 10 mm. A referida estaca trata-se do elemento de maior comprimento (19 m). Em termos de %D, a variação foi de 0,2%D a 2,1%D, o valor médio é igual a 0,7%D. Conclui-se que a sugestão da primeira vertente para estacas em argila (0,5%D e 2%D) se encaixa nos limites definidos com o conjunto de dados avaliado no presente trabalho.

Segundo Décourt (2008), para estacas longas é importante analisar o recalque elástico durante a definição do atrito lateral, já que as deformações neste trecho são dessa ordem de grandeza.

Durante a mobilização do atrito lateral até seu valor máximo, segundo formulação desenvolvida por Fleming (1992), o encurtamento elástico é dado pela soma dos recalques elásticos dos trechos da estaca onde não ocorre (L_o) e onde ocorre atrito lateral (L_f), conforme Figura 46.

Figura 46 - Método simplificado para o cálculo do encurtamento elástico.



Fonte: Adaptado de Fleming (1992).

O encurtamento elástico do trecho livre de atrito lateral (Δ_1) é dado por:

$$\Delta_1 = \frac{4L_o P_T}{\pi D^2 E} \quad (5.4)$$

O encurtamento elástico do trecho da estaca aonde o atrito lateral atua (Δ_2) é dado por:

$$\Delta_2 = \frac{4K_E L_F P_T}{\pi D^2 E} \quad (5.5)$$

Sendo:

P_T a carga aplicada;

D o diâmetro do fuste da estaca;

E o módulo de elasticidade da estaca;

K_E parâmetro que define a posição do centróide da zona onde ocorre atrito lateral.

Quanto ao módulo de elasticidade, Cintra & Aoki (2010) sugerem o valor de 21 GPa, que é coerente com o módulo de elasticidade estimado por meio da prova de carga instrumentada apresentada no presente trabalho, igual a 20,84 GPa.

Segundo o Fleming (1992), o fator K_E varia entre 0,7 e 0,8. Porém, para argilas sobreadensadas cuja resistência aumenta com a profundidade, descrição que se encaixa no perfil geológico-geotécnico característico da Formação Guabirotuba, K_E é aproximadamente igual a 0,45.

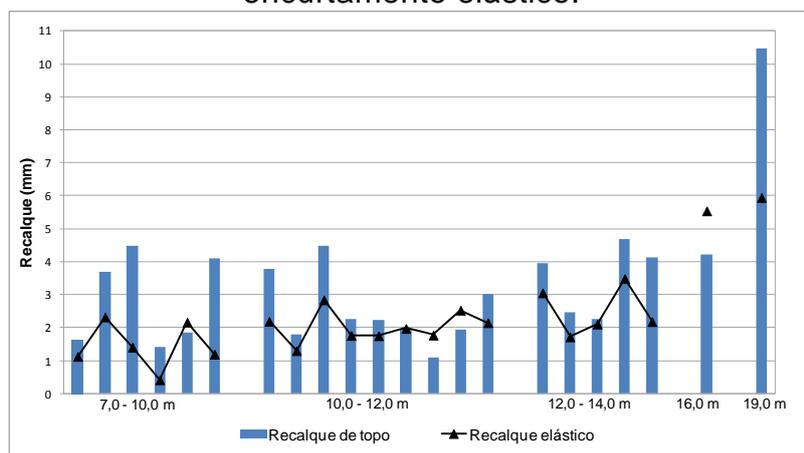
O fator K_E foi aferido com base nos dados da prova de carga instrumentada. O encurtamento elástico medido (Δ_e) para a carga correspondente ao atrito lateral máximo ($P_T = 798 \text{ kN}$) é igual 1,2 mm, L_o é igual ao comprimento escavado para a exposição da seção de referência e L_F é igual ao comprimento embutido em solo, E é igual ao módulo de elasticidade obtido na interpretação dos dados de deformação medidos na seção de referência (20,84 MPa). O fator K_E resultante é igual a 0,6.

Sabendo que as demais estacas possuem o fuste inteiramente embutido em solo ($L_o = 0$) e de posse do atrito lateral máximo estimado pelo método da

Rigidez (2008) e das características geométricas da estaca, o recalque elástico foi estimado com a formulação supracitada utilizando o fator K_E aferido.

No gráfico da Figura 47 o recalque elástico calculado é comparado ao recalque de topo referente ao esgotamento do atrito lateral.

Figura 47 - Recalque de topo para o esgotamento do atrito lateral e encurtamento elástico.



Fonte: A Autora (2016).

Segundo Melo (2009), estacas cuja relação entre o comprimento e o diâmetro é maior ou igual a 15 são consideradas longas, se a relação for menor que 15 são consideradas curtas.

Conforme essa definição, todas as estacas do conjunto avaliado são longas. Para a maioria das estacas, o recalque de topo é superior ao elástico. A estaca E.19, no entanto, é uma exceção, com comprimento igual a 8,5 m e diâmetro igual a 800 mm é considerada uma estaca curta. Para essa estaca, o recalque necessário para o esgotamento do atrito é igual a 1,4 mm, frente ao irrelevante valor do recalque elástico calculado, igual a 0,42 mm.

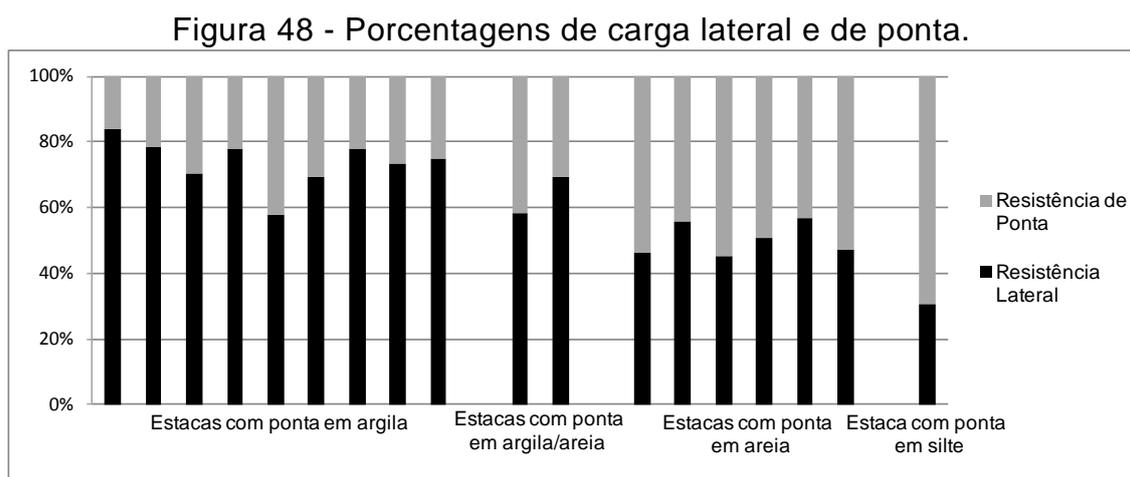
5.3.3. Porcentagem de carga lateral e de ponta

A resistência mobilizada, seja por atrito lateral seja por ponta, depende de diversos fatores relacionados ao tipo e resistência do solo, às características geométricas da estaca e às condições estaca-solo, por sua vez, fortemente influenciadas pelo processo executivo. Dessa forma, a identificação de um padrão para porcentagem de carga lateral e de ponta de estacas hélice

contínua executadas em solos da Formação Guabirotuba é de difícil visualização.

Conquanto, observou-se que os valores de resistência lateral não apresentam nítida dependência com relação ao tipo de solo do fuste. A variação se deve, essencialmente, a resistência do solo (N_{SPT}). Os valores de resistência de ponta, por sua vez, são diretamente influenciados pelo tipo e resistência do solo nessa região. A porcentagem de carga resistida por ponta para estacas com solo predominantemente arenoso no entorno da mesma é superior à apresentada por estacas com ponta em argila.

O gráfico da Figura 48 apresenta a relação das 18 estacas para as quais foi possível separar as cargas lateral e de ponta e definir a carga de ruptura convencional pelo método da Rigidez (2008). Neste gráfico, a resistência lateral e de ponta são apresentadas em porcentagem com relação à carga total.



Fonte: A Autora (2016).

Resumindo as informações apresentadas no gráfico, para estacas com ponta em solo predominantemente argiloso as porcentagens variam dentro de uma faixa que vai de 58% a 84% para a resistência lateral e de 16% a 42% para resistência de ponta. As estacas E.20 e E.21 apresentaram valores de porcentagem de carga de ponta muito superior ao esperado, quando comparadas as demais estacas. Enquanto as estacas com ponta em argila e N_{SPT} médio igual a 39 golpes apresentam em média 23% de resistência de ponta, as estacas E.20 e E.21, cujo N_{SPT} médio da ponta é igual a 14 golpes, apresentam em média 37% de resistência de ponta.

Ressalta-se que a avaliação de um número maior de estacas com N_{SPT} baixos na região da ponta se faz necessária para o entendimento deste comportamento. Sugere-se que o mesmo seja avaliado com outro ensaio (e.g. ensaio de palheta e sondagem CPT) além da sondagem SPT, devido às suas limitações quanto à caracterização de solos nesse estado de consistência.

Desconsiderando essas estacas, as demais estacas com ponta em argila apresentam em média 77% de carga lateral, a variação é de 70% a 84%, e 23% de carga de ponta, os valores situam-se entre 16% e 30%. A variação é proporcional à resistência do solo disponível no fuste e ponta.

Estacas com ponta em areia possuem em média 50% da carga total resistida por atrito lateral, os valores situam-se entre 46% e 57%. A ponta responde por 50% da carga total, os valores situam-se entre 43% e 55%. A variação é proporcional à resistência do solo disponível no fuste e ponta.

Verificou-se que a porcentagem de carga mobilizada por atrito lateral pela estaca E.07 é inferior a esperada em comparação com as demais estacas com ponta em areia. O fuste dessa estaca possui N_{SPT} médio igual a 51 golpes e o valor de resistência mobilizada é ligeiramente inferior ao apresentado pelas demais estacas, cujo N_{SPT} médio do fuste é igual a 20 golpes. Essa estaca possui apenas 7,6 m e 400 mm de diâmetro, os valores de N_{SPT} são consideráveis desde o início e o impenetrável é atingido a poucos metros da superfície. Conforme Foti & Massad (2002) em estacas rígidas ou “curtas”, com pequenos recalques o atrito lateral se esgota rapidamente e a ponta é solicitada. Para a prova de carga em questão, conclui-se que a mobilização da ponta inicia sem que o atrito lateral tenha sido totalmente esgotado.

As estacas que possuem tanto argila quanto areia na região da ponta apresentam valores intermediários para a porcentagem de atrito lateral e ponta, em média 64% e 36 %, respectivamente. Os valores também são proporcionais ao N_{SPT} do fuste e ponta.

A estaca com ponta em silte apresentou apenas 31% da carga resistida por atrito lateral e 69% por ponta. Neste caso, o comportamento, possivelmente, se deve as suas características geométricas e ao perfil de sondagem de referência. A estaca é curta (apenas 8,5 m de comprimento) e de grande diâmetro (800 mm). O N_{SPT} médio do fuste é igual a 6 golpes e na região da ponta os valores situam-se entre 12 e 40 golpes. Posto isso, como

observado na interpretação da prova de carga, a resistência de ponta mobilizada é consideravelmente maior que a lateral.

5.3.4. Efeito de escala

Como relatado na revisão bibliográfica (itens 2.6.2 e 2.6.3), uma das peculiaridades das argilas da Formação Guabirota é a presença de descontinuidades, as quais podem induzir à heterogeneidade de desempenho de fundações executadas no solo em questão.

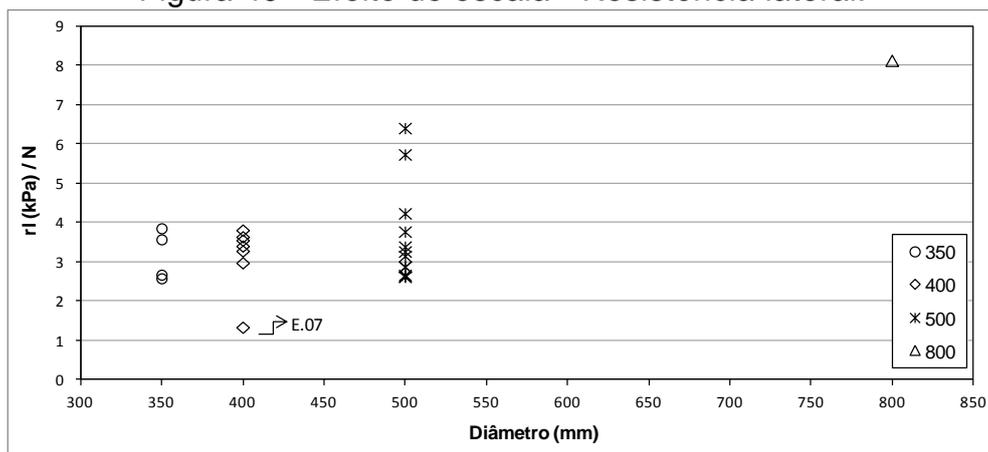
Em ensaios com elementos de dimensões variados, à medida que o volume de solo aumenta a resistência ao cisalhamento tende a diminuir, produzindo efeitos de escala (KORMANN, 2012). A ocorrência deste evento foi constatada por Kormann (2002) através de ensaios de campo (prova de carga dinâmica) e laboratório (ensaios de cisalhamento direto drenados e triaxiais do tipo CIU) e em ensaios de placa apresentados por Antoniutti Neto *et al.* (1999).

Segundo Kormann (2012) em elementos moldados *in loco*, tanto a resistência de ponta como o atrito lateral unitário podem se reduzir à medida que a seção transversal aumenta.

Kormann (2002) cita Meyerhof (1983) que, analisando dados de diversos autores referentes a provas de carga em fundações instaladas em perfis de argilas fraturadas, constatou que efeitos de escala ocorrem na resistência de ponta de estacas escavadas e cravadas. Quanto ao atrito lateral, Meyerhof (1983) não identificou efeitos de escala, atribuindo esse fato aos processos de instalação que perturbam o solo adjacente.

Posto isso, buscou-se verificar a ocorrência de tal efeito no conjunto de provas de carga do presente trabalho. O gráfico da Figura 49 relaciona o atrito lateral unitário, normalizado pelo valor do N_{SPT} médio do fuste, com o diâmetro da estaca. Foram consideradas 22 provas de carga à compressão cujo atrito lateral foi definido pelo método da Rigidez (2008) e as 2 provas de carga à tração.

Figura 49 - Efeito de escala - Resistência lateral.



Fonte: A Autora (2016).

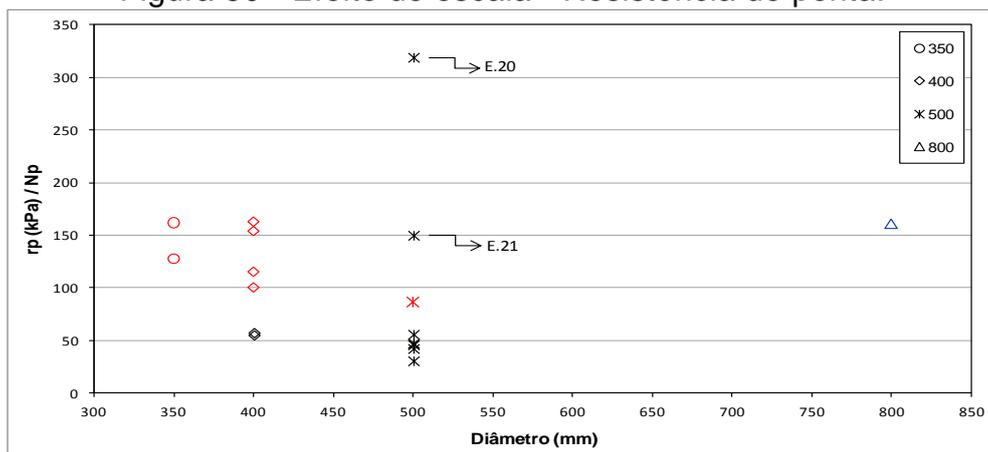
Nota: r_l – resistência lateral (kPa); N – N_{SPT} médio do fuste.

A redução do atrito lateral unitário com o aumento do diâmetro não é evidente. Contudo, observa-se que para a maioria das estacas com diâmetros de 350 a 500 mm, a ordem de grandeza do atrito lateral mobilizado varia dentro de uma mesma faixa de valores. A estaca de 800 mm mobilizou atrito lateral superior às demais estacas de menor diâmetro, não apresentando efeito de escala visível.

O gráfico da Figura 49 corrobora com o sugerido no item 5.3.3, a estaca E.07 apresenta um valor de atrito lateral inferior ao esperado, uma vez que possui valores elevados de N_{SPT} ao longo do fuste. Dessa forma, acredita-se que o comportamento apresentado neste gráfico não se deve a um efeito de escala acentuado para essa estaca.

Procedeu-se a mesma avaliação para a resistência de ponta, por meio do gráfico da Figura 50. Foram consideradas 18 provas de carga à compressão para as quais foi possível estimar a resistência de ponta pelo método da Rigidez (2008). Neste gráfico a resistência de ponta, normalizada pelo valor do N_{SPT} médio da região da ponta (média de $3N_{SPT}$ entorno da ponta da estaca), é relacionada com o diâmetro da estaca.

Figura 50 - Efeito de escala - Resistência de ponta.



Fonte: A Autora (2016).

Nota: r_p – resistência de ponta convencional (kPa); N_p – N_{SPT} médio na região da ponta.

No gráfico são sinalizadas com contorno preto, vermelho e azul as estacas com ponta em solo argiloso, arenoso e siltoso, respectivamente.

Desconsidera-se o comportamento das estacas E.20 e E.21 (sinalizadas no gráfico) cujo N_{SPT} reduzido da região da ponta não condiz com a resistência mobilizada, fato também discutido no item 5.3.3.

As demais estacas mostram a redução da resistência de ponta mobilizada com o aumento do diâmetro, revelando a existência do efeito de escala. Essa diminuição é visível quando comparadas as resistências de estacas de 350 a 500 mm tanto para ponta em areia quanto para ponta em argila. A proximidade da resistência mobilizada pela estaca de 800 mm com ponta em silte, com a resistência mobilizada por estacas de 350 e 400 mm em solo arenoso, sugere a existência de efeito de escala.

A verificação da ocorrência desse efeito é comprometida pela limitada variabilidade de diâmetro das estacas. Ressalta-se que o diâmetro considerado na avaliação é o nominal, o processo executivo e o perfil geológico-geotécnico podem proporcionar alargamentos e/ou reduções, porém não se pode contabilizá-las. Há vista disso, não será sugerido coeficiente de correção da resistência de ponta devido ao efeito de escala.

5.4. RESULTADO DA APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

Foram aplicados 14 métodos de previsão da capacidade de carga as estacas selecionadas. Os resultados por estaca e por método encontram-se no Apêndice 2.

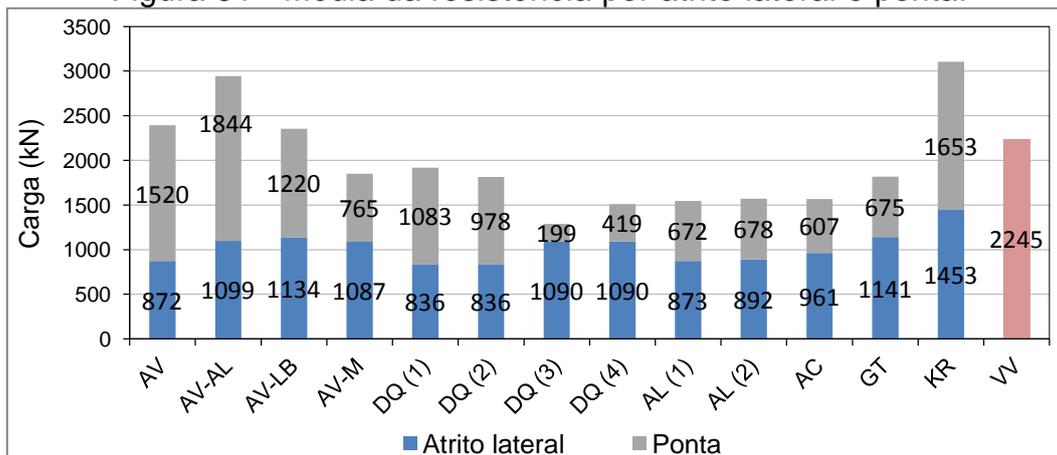
Optou-se por desconsiderar a estaca E.18 na avaliação de desempenho e reavaliação dos métodos de previsão quanto a estimativa do atrito lateral, pois foi verificado que seu fuste apresenta trecho considerável constituído por pavimento e argila preta mole. Dessa forma, foram consideradas 23 estacas para a análise de desempenho e reavaliação dos métodos de previsão na determinação dessa parcela.

Com relação à análise de desempenho e reavaliação dos métodos de previsão quanto à estimativa da resistência de ponta, foram consideradas as 18 estacas cuja prova de carga à compressão mobilizou a resistência de ponta e a curva referente a este domínio ficou definida no gráfico da rigidez, possibilitando a aplicação do método da Rigidez (2008) para a separação das parcelas de carga.

Para a avaliação do desempenho e aferição dos métodos de previsão quanto à determinação da carga de ruptura, foram consideradas as 17 estacas utilizadas nas análises de desempenho e reavaliação dos métodos de previsão tanto da parcela de resistência lateral quanto de ponta.

A fim de apresentar uma visão geral das estimativas e compará-las entre si, no gráfico da Figura 51 encontra-se a média da resistência por atrito lateral e ponta calculadas por cada método para as 17 estacas consideradas na avaliação da carga de ruptura. No caso do método de Vorcaro & Velloso (2000), não há distinção entre as parcelas de carga.

Figura 51 - Média da resistência por atrito lateral e ponta.



Fonte: A Autora (2016).

Conclui-se deste gráfico que os maiores valores de atrito lateral e carga de ruptura foram estimados pelo método de KR. O maior valor de resistência de ponta foi calculado pelo método de AV-AL. O menor valor de carga de ruptura foi estimado pelo método de DQ(3), o qual considera a menor contribuição de ponta. O menor valor de resistência lateral foi estimado pelos métodos de DQ(1) e DQ(2), os quais possuem a mesma formulação para o cálculo dessa parcela.

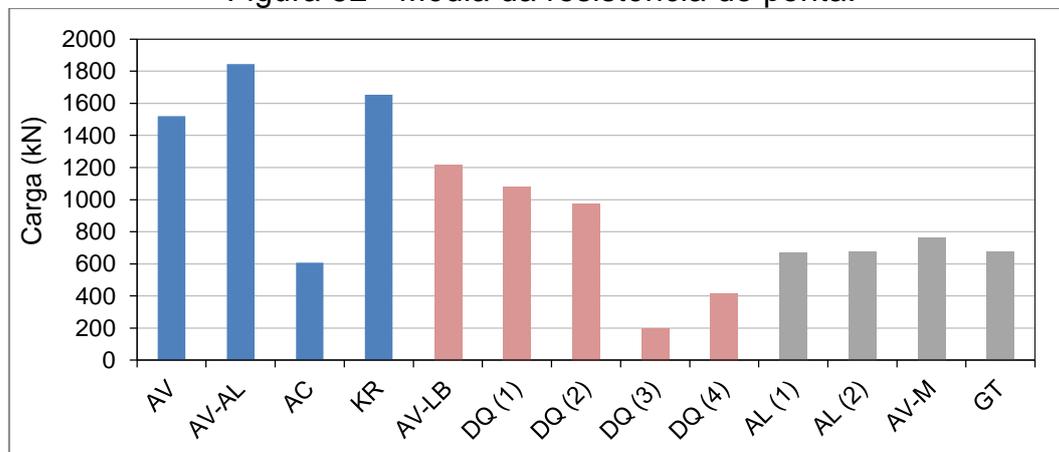
Avaliando apenas os resultados dos métodos de AL(1) e AL(2), AC, GT, KR e VV, os quais foram desenvolvidos especificamente para estacas hélice contínua, nota-se a convergência das estimativas do atrito lateral pelos métodos de AL, AC e GT. A divergência com relação à parcela de ponta é mais pronunciada. Quanto aos métodos de KR e VV, a divergência com relação aos demais métodos é substancial.

Observa-se que para a resistência lateral, as estimativas são relativamente homogêneas quando comparadas às estimativas da resistência de ponta, fica evidente que a principal divergência entre os métodos deve-se ao cálculo dessa última.

No gráfico da Figura 52 os métodos foram separados em termos de modelo de ruptura admitido para a ponta. Os métodos de AV, AV-AL, AC e KR consideram o N_{SPT} ao nível da ponta da estaca, os métodos de DQ (1) a (4) e de AV-LB consideram a média de $3N_{SPT}$ entorno da ponta e os métodos de AV-M, GT e de AL (1) e AL (2) consideram a média dos N_{SPT} no trecho

compreendido entre $7,0D$ ou $8,0D$ acima da ponta da estaca e entre $3,0D$ ou $3,5D$ abaixo da ponta da estaca.

Figura 52 - Média da resistência de ponta.



Fonte: A Autora (2016).

Apenas para o último grupo observa-se certa homogeneidade nas estimativas, de forma que se pode afirmar que o modelo de ruptura da ponta não deva ser o principal responsável pelas divergências. Essa constatação reforça a sugestão do presente trabalho de reavaliar o método com melhor desempenho através da aferição dos coeficientes função do solo, mantendo sua formulação original.

É importante salientar que as estimativas apresentadas nesses gráficos são médias, a avaliação do desempenho de cada método para cada estaca em análise conjunta com os resultados da interpretação das provas de carga é apresentada no item 5.5.

5.5. ANÁLISE DE DESEMPENHO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

Apresenta-se a seguir os resultados da análise de desempenho dos métodos de previsão da capacidade de carga de estacas na estimativa das parcelas de resistência lateral e de ponta e da carga total.

5.5.1. Resistência lateral

Apresenta-se neste item a análise de desempenho dos métodos de previsão na determinação da resistência por atrito lateral, conforme método explanado no item 4.3.

Os gráficos de dispersão que relacionam a resistência lateral medida e a calculada por cada método encontram-se no Apêndice 4. A Tabela 15 apresenta o resumo da análise de desempenho de cada método.

Tabela 15 - Análise de desempenho - Resistência lateral.

Método	Zona Arrojada	Zona Conservadora	Zona de Acerto $\pm 20\%$	Zona de Acerto $\pm 15\%$
AV	3	8	12	9
AV-AL	8	10	5	4
AV-LB	7	3	13	9
AV-M	6	3	14	8
DQ (1)	0	12	11	9
DQ (2)	0	12	11	9
DQ (3)	6	4	13	10
DQ (4)	6	4	13	10
AL (1)	0	9	14	9
AL (2)	0	9	14	12
AC	5	8	10	7
GT	10	4	9	7
KR	18	2	3	2

Fonte: A Autora (2016).

Observa-se que a homogeneidade nas estimativas dessa parcela, discutida no item anterior, reflete em uma homogeneidade de desempenho da maioria dos métodos.

Ao se considerar como parâmetro para definição do método mais assertivo o número de estimativas na zona de acerto ($\pm 20\%$), depreende-se que o método AV-M e os métodos de AL(1) e AL(2) possuem o melhor desempenho. Contudo, é notável que os métodos de AV, AV-LB, DQ(3) e DQ(4) apresentam comportamento próximo dos de melhor desempenho. Estreitando os limites da zona de acerto para $\pm 15\%$, observa-se que esses métodos se mantêm entre os melhores. Nesse caso, o método de AL(2) possui um maior número de estimativas na zona de acerto.

Ao avaliar as demais zonas, observa-se que os métodos AL(1) e AL(2), além da expressiva quantidade de estimativas na zona de acerto, não apresentam estimativas na zona arrojada.

Conclui-se que os métodos de AV, AV-LB, AV-M, AL(1), AL(2), DQ(3) e DQ(4) apresentam comportamento semelhante quanto ao desempenho na estimativa dessa parcela de carga e possuem acurácia superior aos demais métodos, para o conjunto de dados avaliado. O método de AL(2) destaca-se pelo expressivo número de estimativas na zona de acerto e por não apresentar-se arrojado em nenhuma estimativa.

O método de KR é o mais arrojado e os métodos de DQ(1) e DQ(2) são os mais conservadores.

Da avaliação do coeficiente de determinação apresentado nos gráficos de dispersão do Apêndice 4, observa-se que os métodos de AV-LB, AV-M, DQ(1) a DQ(4), AL(1) e AL(2), GT e KR apresentam uma correlação linear mais forte com coeficiente de determinação entre 0,61 e 0,71. Os métodos de AV e AC apresentam valor de R^2 inferior, iguais a 0,49 e 0,40, respectivamente. Os resultados do método de AV-AL não apresentam correlação linear com relação aos valores medidos.

Avaliando o R^2 dos métodos com melhor desempenho, conclui-se que a dispersão é considerável e um ajuste linear pode não ser satisfatório, a proposta de confrontar essa análise com as sondagens de referência pode evidenciar o motivo da dispersão.

5.5.2. Resistência de ponta

A mesma análise de desempenho foi realizada para avaliação da estimativa da resistência de ponta. Para análise dos métodos de DQ(1) a DQ(4) foi considerada a resistência de ponta estimada a partir da carga de ruptura convencional para um recalque igual a $10\%D$, visto que esse método considerou o critério de Terzaghi (1943) em sua formulação. Para análise dos demais métodos, cujas formulações foram baseadas na interpretação de provas de carga por métodos de extrapolação, foi considerada a resistência de ponta estimada a partir da carga de ruptura extrapolada.

Os gráficos que mostram a dispersão de desempenho de cada método são apresentados no Apêndice 4. O resumo da análise de desempenho de cada método é apresentado na Tabela 16.

Tabela 16 - Análise de desempenho - Resistência de ponta.

Método	Zona Arrojada	Zona Conservadora	Zona de Acerto
AV	14	4	0
AV-AL	15	2	1
AV-LB	15	3	0
AV-M	9	5	4
DQ (1)	11	4	3
DQ (2)	13	5	0
DQ (3)	0	18	0
DQ (4)	1	14	3
AL (1)	4	5	9
AL (2)	4	5	9
AC	5	8	5
GT	7	8	3
KR	16	1	1

Fonte: A Autora (2016).

É de se notar que todas as estimativas do método de DQ(3) encontram-se na zona conservadora, pois são em média 59,9% inferiores ao valor medido. O método de DQ(4) possui a maior parte das estimativas na zona conservadora e, da mesma forma, as estimativas subestimam consideravelmente o valor medido, são em média 33,9% inferiores. É de se notar também que o método de KR apresenta todas as estimativas na zona arrojada, as quais são em média 142% superiores aos valores medidos.

Pelo número de estimativas na zona de acerto, somado ao reduzido número de estimativas na zona arrojada, conclui-se que os métodos de melhor desempenho são os de AL(1) e AL(2).

Conclui-se dos valores de R^2 apresentados nos gráficos de dispersão do Apêndice 4, que a correlação linear entre as estimativas e os valores medidos é fraca. O valor mais expressivo refere-se ao método de AV-M e é igual a 0,42. Com essa constatação fica evidente que é inviável aplicar um fator de correção único, a fim de ajustar o cálculo da parcela de resistência por ponta para qualquer um dos métodos.

5.5.3. Carga de ruptura

A Tabela 17 apresenta um resumo da análise de desempenho dos métodos de previsão com relação à estimativa da carga de ruptura. Os gráficos de dispersão encontram-se no Apêndice 4.

Tabela 17 - Análise de desempenho - Carga de ruptura.

Método	Zona Arrojado	Zona Conservador	Zona de Acerto
AV	10	3	4
AV-AL	13	2	2
AV-LB	13	3	1
AV-M	6	3	8
DQ (1)	6	5	6
DQ (2)	8	5	4
DQ (3)	1	9	7
DQ (4)	2	5	10
AL (1)	3	4	10
AL(2)	3	4	10
AC	2	4	11
GT	2	9	6
KR	14	1	2
VV	12	2	3

Fonte: A Autora (2016).

Da Tabela 17, conclui-se que o método de KR é o mais arrojado, o mesmo comportamento foi observado na avaliação do desempenho deste método na determinação de cada parcela de resistência. Os métodos de AV-AL, AV-LB e VV também apresentam uma quantidade expressiva de estimativas na zona arrojada. Quanto ao método mais conservador, conclui-se que se tratam dos métodos de GT e DQ(3).

Observa-se que o método de AC, seguido dos métodos de AL(1), AL(2) e DQ(4) apresentam o melhor desempenho na determinação da carga de ruptura, uma vez que resultaram em um maior número de estimativas na zona de acerto.

Com base na análise dos métodos na estimativa das parcelas de resistência e da carga total, conclui-se que o método de AL(2) possui o melhor desempenho na previsão da capacidade de carga lateral, de ponta e de ruptura para as estacas avaliadas e, portanto, foi um dos métodos reavaliados.

Optou-se por aferir também os métodos de Aoki & Velloso e de Décourt & Quaresma, visto serem consagrados nacionalmente.

Com base nos valores do coeficiente de determinação, apresentados nos gráficos de dispersão do Apêndice 4, verifica-se que a correlação linear entre as estimativas e os valores medidos é fraca (inferior a 0,26). Portanto, assim como foi constatado com relação à aferição da resistência de ponta, um coeficiente de correção linear não se aplica à aferição da carga de ruptura, o que reforça a proposta do presente trabalho de aferir a estimativa das parcelas de carga separadamente.

5.6. REAVALIAÇÃO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

Neste item são apresentados os ajustes dos métodos de Alonso, Décourt & Quaresma e Aoki & Velloso.

5.6.1. Resistência lateral

Para a reavaliação dos métodos de previsão na estimativa dessa parcela de carga, foram utilizadas as 23 estacas que compuseram o conjunto considerado na análise desempenho. Também foram consideradas as medidas de atrito lateral de cada trecho instrumentado da prova de carga realizada na estaca E.01.

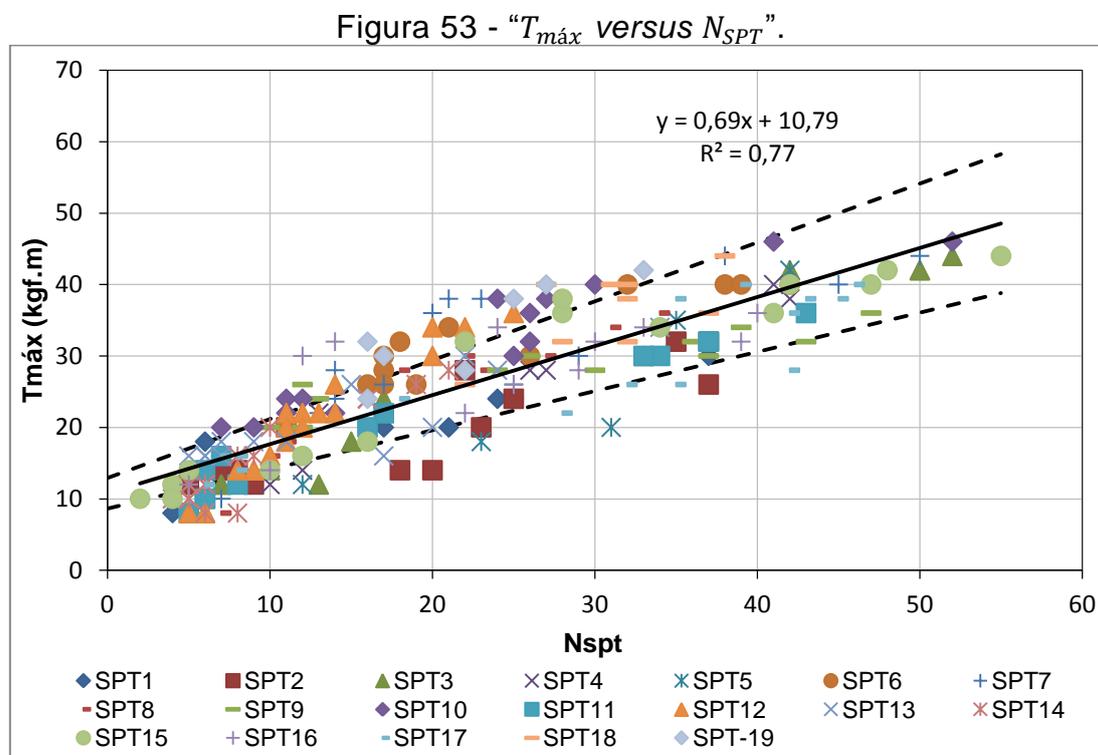
A estaca E.07 não se ajustou às aferições dos métodos. Conforme verificado nos itens 5.3.3 e 5.3.4, a resistência lateral mobilizada nessa prova de carga é inferior ao que o perfil de N_{SPT} do seu fuste indica. Entende-se que esse comportamento se deve ao seu comprimento reduzido e a expressiva resistência disponível na região da ponta, que induzem a mobilização dessa parcela de carga sem que o atrito lateral tenha sido totalmente esgotado. Dessa forma, essa estaca não foi considerada no ajuste dos métodos.

Salienta-se que as estacas consideradas nos ajustes possuem diâmetro entre 350 e 800 cm, comprimento entre 8 e 19 m e N_{SPT} médio do fuste igual a 21 golpes com desvio padrão de 7 golpes.

5.6.1.1. Método de Alonso

Primeiramente, com as 19 sondagens SPT com medição de torque apresentadas no Anexo 3, buscou-se aferir a relação $T_{m\acute{a}x} - N_{SPT}$.

Para tanto, no gráfico apresentado na Figura 53 relacionou-se $T_{m\acute{a}x}$ em ordenadas e N_{SPT} em abcissas. Ajustando-se uma reta pelo método dos mínimos quadrados obteve-se a expressão $T_{m\acute{a}x} = 0,69N_{SPT} + 10,79$. Traçou-se também duas retas afastadas de $\pm 20\%$ da reta mais provável, as expressões são as seguintes: $T_{m\acute{a}x(+20\%)} = 0,82N_{SPT} + 12,95$ e $T_{m\acute{a}x(-20\%)} = 0,55N_{SPT} + 8,63$. Observa-se que a maior parte dos dados encontra-se entre essas retas.



Fonte: A Autora (2016).

Avaliando a equação de correlação média, para N_{SPT} nulo o valor de $T_{m\acute{a}x}$ é igual a 10,79 kgf.m e para N_{SPT} igual a 50 golpes (valor máximo considerado nas formulações) $T_{m\acute{a}x}$ é igual a 45,10 kgf.m.

Dessa aferição foram retirados os 21 pares de valores $T_{m\acute{a}x} - N_{SPT}$, todos de solo argiloso, cujo valor de N_{SPT} é inferior a 2 golpes. A média dessas 21 medidas de $T_{m\acute{a}x}$ é igual a 10,5 kgf.m com desvio padrão de 3,1 kgf.m, coerente com o valor calculado para N_{SPT} nulo pela equação de correlação média.

Cabe ressaltar que a medida de torque é capaz de refletir melhor o comportamento de solos de resistência reduzida. Esse princípio é utilizado, por exemplo, no ensaio de palheta que é aplicado para caracterização de solos moles. No SPT-T, no entanto, o torque é aplicado após a aplicação dos golpes para determinação do N_{SPT} , procedimento que perturba o solo. Com relação à sondagem SPT, a elevada energia potencial aplicada no ensaio somada ao peso do conjunto de hastes faz com que o N_{SPT} não seja uma medida sensível o suficiente para exprimir a resistência de solos nesse estado de consistência.

Foram retirados também 94 pares de valores $T_{máx}$ - N_{SPT} referentes a penetrações incompletas ou ao impenetrável. Separando essas medidas de torque por tipo de solo, a média e o desvio padrão de $T_{máx}$ para solo argiloso (42 pontos) é igual a 42,3 kgf.m e 2,3 kgf.m, respectivamente. Para areia (40 pontos) a média é igual a 40,6 kgf.m e o desvio padrão é igual a 2,7 kgf.m. Para silte (12 pontos) a média e o desvio padrão são iguais a 43,2 kgf.m e 2,5 kgf.m, respectivamente. A média de todas as medidas desse conjunto é igual a 41,7 kgf.m, valor ligeiramente inferior ao determinado pela equação aferida. O desvio padrão desse conjunto de dados é igual a 2,6 kgf.m. Posto isso, limitou-se o valor de $T_{máx}$ a 40 kgf.m no ajuste proposto.

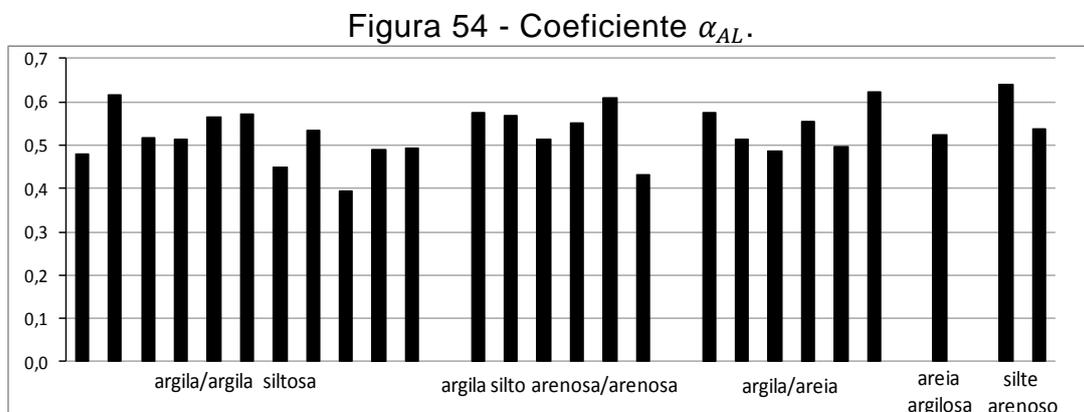
Não foi considerado o limite sugerido no método original de $r_l \leq 80 \text{ kPa}$, por considerá-lo redundante, visto que o valor de torque já é limitado e garante um valor máximo de r_l .

Por fim, procedeu-se o ajuste do coeficiente α_{AL} . Isolando este coeficiente na formulação proposta pelo autor, obtém-se a seguinte equação:

$$\alpha_{AL} = \frac{P_l}{\int_0^L U \cdot \Delta L \cdot f_s} \quad (5.6)$$

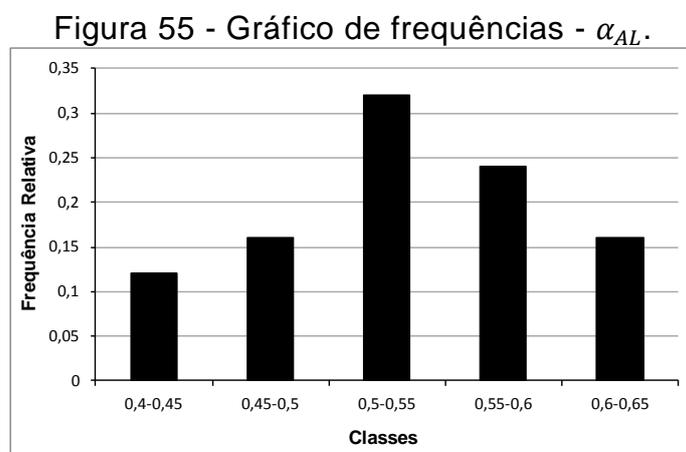
Para cada estaca considerada nessa aferição, tomou-se o valor de P_l da interpretação das provas de carga pelo método da Rigidez (2008) e de f_s calculado com a equação de $T_{máx}$ aferida. Com esses valores, na Equação (5.6) obteve-se o valor de α_{AL} "ideal", ou seja, o coeficiente que iguala o valor calculado ao valor medido. Também foram considerados para aferição de α_{AL} os valores de P_l e f_s de cada trecho instrumentado da estaca E.01.

O coeficiente α_{AL} aferido para cada estaca/trecho instrumentado é apresentado no gráfico da Figura 54, no qual foram separados por tipo de solo predominante (mais de 70% do fuste).



Fonte: A Autora (2016).

Desse gráfico, conclui-se que não há distinção explícita de α_{AL} com relação ao tipo de solo. Para determinação do valor mais provável de α_{AL} , um gráfico de frequências foi plotado e é apresentado na Figura 55.



Fonte: A Autora (2016).

Desse gráfico, sugere-se que sejam utilizados valores entre 0,5 e 0,55 kPa/kgf.m. A média de todos os valores é igual a 0,53 kPa/kgf.m, uma sugestão plausível devido à característica dos perfis geológico-geotécnicos da Formação Guabirotuba de possuírem camadas de solo arenoso intercaladas as de solo argiloso.

A presença de solo predominantemente siltoso é esporádica, no entanto, observa-se na Figura 54 que os valores de α_{AL} das estacas que o possuem são

compatíveis com os apresentados pelas demais estacas, de forma que podem ser considerados na média.

Resumindo, sugere-se que o cálculo da resistência lateral unitária (r_l em kPa) seja realizado da seguinte forma:

$$r_l = \alpha_{AL} f_s \quad (5.7)$$

Onde:

$$\alpha_{AL} = 0,53 \text{ kPa/kgf.m e } f_s = \frac{100 \cdot T_{m\acute{a}x}}{0,42h - 0,032} \text{ (em kgf.m)}$$

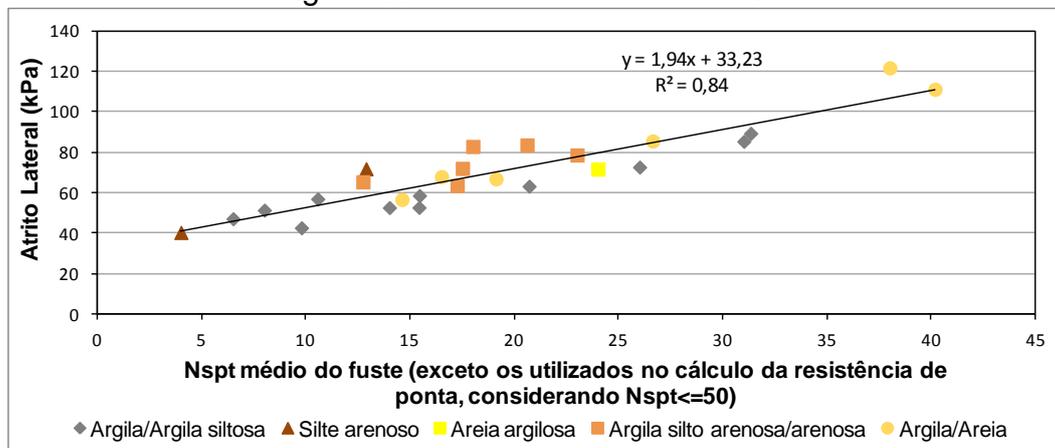
Sendo que $T_{m\acute{a}x}$ é limitado a 40 kgf.m e pode ser definido a partir de valores de N_{SPT} pela seguinte relação: $T_{m\acute{a}x} = 0,69N_{SPT} + 10,79$.

5.6.1.2. Método de Décourt & Quaresma

Considerou-se para a aferição da estimativa do atrito lateral por esse método, a proposta de Décourt (1982) a qual relaciona os valores de r_l com o N_{SPT} médio do fuste, desconsiderando os valores utilizados no cálculo da resistência de ponta, conforme Equação (2.18).

Partindo desse princípio, para a aferição traçou-se um gráfico “atrito lateral versus \bar{N} ” com os dados de todas as estacas selecionadas e trechos instrumentados disponíveis para o ajuste, visto que essa formulação não faz distinção entre os tipos de solo ao longo do fuste. O gráfico é apresentado na Figura 56.

Figura 56 - “Atrito lateral versus \bar{N} ”.



Fonte: A Autora (2016).

Ajustando uma reta pelo método dos mínimos quadrados e transformando a equação encontrada para o formato da formulação proposta pelo autor, a seguinte equação para estimativa do atrito lateral unitário (r_l em kPa) pode ser escrita:

$$r_l = 10 \cdot \left(\frac{\bar{N}}{5,15} + 3,32 \right) \quad (5.8)$$

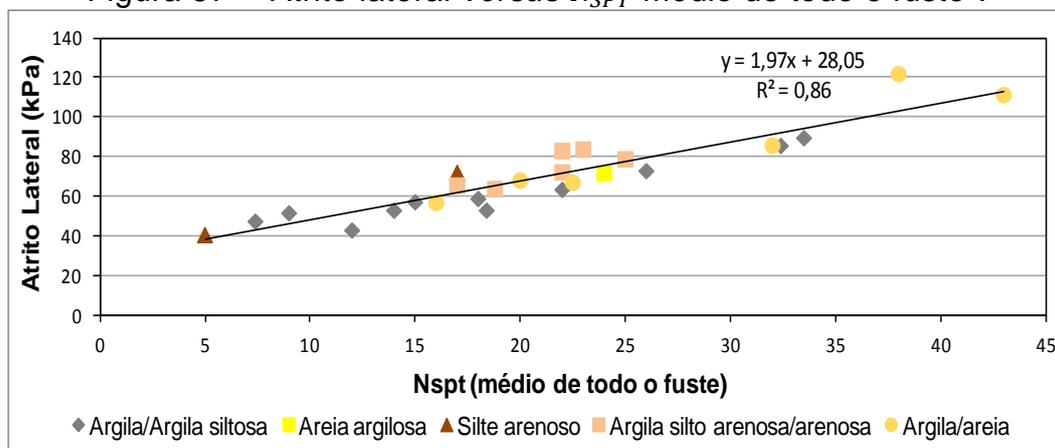
Optou-se por não impor que a reta passasse pela origem. Essa posição foi tomada com base na aferição do método de Aoki & Velloso, na qual se observou a necessidade de considerar certo valor de adesão lateral para N_{SPT} nulo, assim como a própria proposta de Décourt (1982) o faz.

Considerou-se a limitação dos valores de N_{SPT} a 50 golpes. Desconsiderou-se a necessidade de manter o coeficiente referente ao tipo de estaca/solo (β_{DQ}).

No gráfico do ajuste, os pontos de dados foram identificados por tipo de solo predominante ao longo do fuste (mais de 70% do fuste). No caso dos identificados como “argila/areia” o fuste é composto por camadas espessas tanto de solo argiloso quanto de solo arenoso, não havendo predomínio. Observa-se que a correlação é forte, de forma que não foi realizada distinção da estimativa por tipo de solo.

Foi procedido o mesmo ajuste considerando o N_{SPT} médio de todo o fuste. A Figura 57 apresenta o resultado da correlação.

Figura 57 - “Atrito lateral *versus* N_{SPT} médio de todo o fuste”.



Fonte: A Autora (2016).

Pelo valor do coeficiente de determinação (R^2) observa-se que a correlação é superior a do ajuste anterior.

Ajustando uma reta pelo método dos mínimos quadrados e transformando a equação encontrada para o formato da formulação proposta pelo autor, a seguinte equação para estimativa do atrito lateral unitário (r_l em kPa) pode ser escrita:

$$r_l = 10 \cdot \left(\frac{\bar{N}}{5,08} + 2,81 \right) \quad (5.9)$$

5.6.1.3. Método de Aoki & Velloso

Dentre as variações do método de Aoki & Velloso, na análise de desempenho constatou-se que o método de AV-M possui o melhor desempenho na determinação da parcela de carga por atrito lateral. Os métodos de AV e AV-LB também apresentaram um número expressivo de estimativas na zona de acerto. No caso do primeiro, porém, nota-se que há um número significativo de estacas na zona conservadora e do último na zona arrojada.

Para aferição, avaliou-se em conjunto o erro relativo (carga calculada por cada método com relação à carga medida) e o tipo de solo ao longo do fuste de cada estaca e trecho instrumentado da estaca E.01.

Dessa comparação verificou-se que os três métodos foram deveras conservadores para as três estacas do conjunto cujo N_{SPT} médio do fuste é inferior a 10 golpes, independentemente do tipo de solo. O erro relativo médio foi expressivo: em média igual a 63,8% para o método de AV, 46,22% para o método de AV-LB e 49,8% para o método de AV-M. Esse desempenho seguramente não se deve ao coeficiente função do solo, visto que para as demais estacas não foi verificado erro relativo nessa ordem de grandeza. Posto isso, essas estacas não foram consideradas na aferição dos coeficientes, pois induziriam um ajuste incoerente.

Após o ajuste do método com base nas demais estacas, verificou-se que o erro se manteve nessa ordem de grandeza, 52,73 % em média. Acredita-se que a formulação do método, a qual não considera um valor de adesão lateral

para N_{SPT} igual a zero, resulta em estimativas conservadoras para N_{SPT} reduzidos.

Adicionalmente, considera-se que o N_{SPT} não expressa a real resistência disponível em solos de baixa consistência. Conforme anteriormente discutido, isso se deve em parte a elevada energia potencial aplicada no ensaio somada ao peso do conjunto de hastes.

Dessa avaliação, constatou-se também que os valores k e α_{AV} de AV-M resultaram em estimativas mais assertivas quando aplicados para estimativa do atrito lateral de estacas com o fuste predominantemente em solo argiloso. A mesma constatação foi observada com relação aos valores de k e α_{AV} de AV-LB e estacas com o fuste com parcela significativa de solo arenoso. Essa constatação no âmbito dos solos predominantemente siltosos é prejudicada pela quantidade reduzida de estacas cujo fuste contém esse tipo de solo. Apenas duas estacas possuem silte arenoso em seu perfil, sendo que para uma delas o N_{SPT} médio do fuste é inferior a 10 golpes e, conforme discutido no parágrafo anterior, não foi incluída na aferição. Para a estaca restante, os valores de k e α_{AV} da proposição de AV-M possuem o melhor desempenho. O desempenho do método de AV foi disperso para o conjunto de dados avaliado.

Todas as variações do método possuem a mesma formulação para a estimativa do atrito lateral. Para o ajuste, procedeu-se a obtenção do valor de r_l da aplicação dessa formulação para todas as estacas utilizando os valores de k e α_{AV} apresentados na Tabela 18. Foi considerado N_{SPT} limitado a 50 golpes.

Tabela 18 - Coeficientes k e α_{AV} .

	Tipo de solo	k (MPa)	α_{AV} (%)
Laprovitera	Areia	0,60	1,40
	Areia Siltosa	0,53	1,90
	Areia Silto-argilosa	0,53	2,40
	Areia Argilosa	0,53	3,00
	Areia Argilo-siltosa	0,53	2,80
Monteiro	Silte Arenoso	0,50	3,00
	Argila	0,25	5,50
	Argila Arenosa	0,44	3,20
	Argila Areno-siltosa	0,30	3,80
	Argila Siltosa	0,26	4,50
	Argila Silto-arenosa	0,33	4,10

Fonte: A Autora (2016).

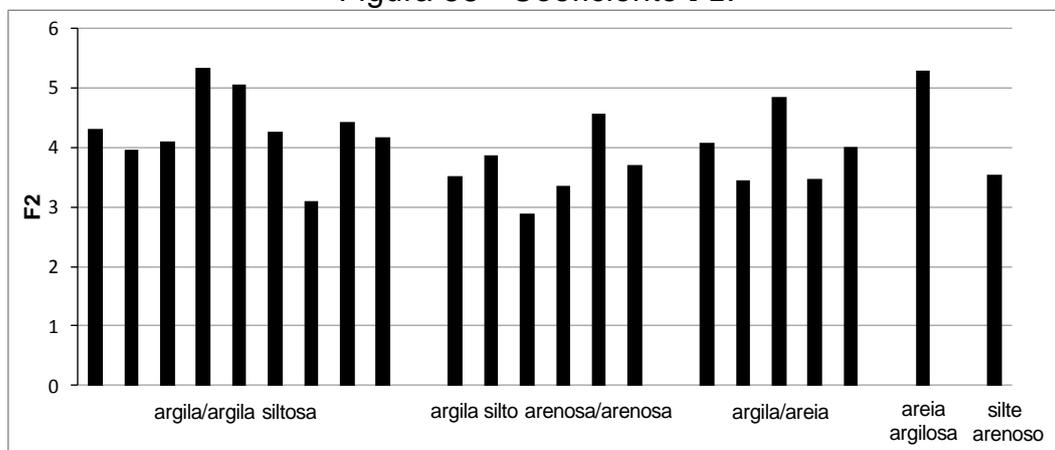
Com o valor de r_l calculado, realizou-se a calibração de $F2$ isolando-o da formulação do método, conforme Equação (5.10). Obteve-se o valor de $F2$ “ideal”, ou seja, o coeficiente que iguala o valor calculado ao valor medido para cada estaca/trecho instrumentado, ao substituir P_l pela resistência lateral medida proveniente da interpretação das provas de carga pelo método da Rigidez (2008) e da interpretação da prova de carga instrumentada.

$$F2 = \frac{U}{P_l} \sum \Delta L \cdot r_l \quad (5.10)$$

A opção por não calibrar diretamente os valores de k e α_{AV} surge da própria definição dos mesmos. Sendo k o coeficiente que correlaciona q_c e N_{SPT} , seriam necessários dados de sondagens CPT e SPT do solo em questão para calibrá-lo, tal como foi realizado na aferição da relação entre medidas de torque e N_{SPT} . Da mesma forma, sendo α_{AV} o coeficiente que correlaciona r_l com r_p , que por sua vez depende de k , a falta de dados de sondagens CPT passíveis de correlação com sondagens SPT inviabiliza a calibração também desse coeficiente. Em consequência disso, $F2$ passa a ser um coeficiente não apenas referente ao tipo de estaca, mas também função do tipo de solo, no presente caso, dos solos da Formação Guabirotuba.

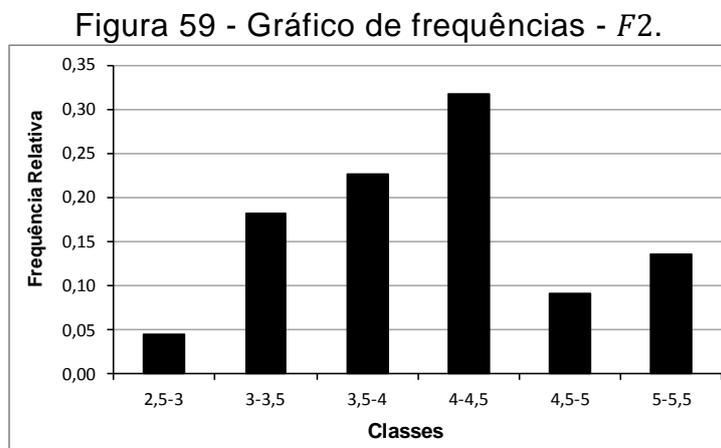
Os valores encontrados na aferição de $F2$ são apresentados por estaca no gráfico da Figura 58, no qual estão separados por tipo de solo predominante no fuste (mais de 70% do fuste). Não foi observada relação explícita entre $F2$ e o tipo de solo.

Figura 58 - Coeficiente $F2$.



Fonte: A Autora (2016).

Para determinação do valor mais provável de F_2 , um gráfico de frequências foi plotado e é apresentado na Figura 59.



Fonte: A Autora (2016).

Desse gráfico, sugere-se que sejam utilizados valores entre 4,0 e 4,5. A média de todos os valores que é igual a 4,06 é uma opção.

O cálculo da resistência lateral (P_l) foi mantido igual ao proposto na formulação original do método e nas variações:

$$P_l = \sum U \cdot \Delta L \cdot \frac{r_l}{F_2} \quad (5.11)$$

Com P_l em kN, U em metros e ΔL em metros. Onde:

$$r_l = 10 \cdot \alpha_{AV} \cdot k \cdot N_{SPT_{fuste}} \quad (5.12)$$

Nessa fórmula, a unidade de k é o MPa, de α_{AV} é a % e de r_l é o kPa.

5.6.2. Resistência de ponta

Neste item são apresentados os ajustes dos métodos de Alonso, Décourt & Quaresma e Aoki & Velloso para a estimativa da resistência de ponta.

Primeiramente, as 18 estacas selecionadas para a aferição dessa parcela foram divididas por tipo de solo na região da ponta, os quais são listados a seguir:

- 1) Argila;

- 2) Argila siltosa;
- 3) Argila siltosa pouco arenosa;
- 4) Argila silto-arenosa;
- 5) Argila arenosa;
- 6) Silte arenoso;
- 7) Areia (fina) argilosa;
- 8) Areia siltosa;
- 9) Areia (pouco argilosa).

O procedimento descrito no item 4.3 foi aplicado para cada estaca na aferição de cada método. As particularidades de cada reavaliação são apresentadas a seguir.

Na aferição dos três métodos, para as estacas E.20 e E.21 cuja ponta encontra-se em argila siltosa, o coeficiente “ideal” ajustado não concordou com o ajustado para as demais estacas com esse tipo de solo na região da ponta. Conforme discutido nos itens 5.3.3 e 5.3.4, foi identificado que as mesmas possuem a ponta em uma região de N_{SPT} reduzidos (entre 11 e 17 golpes), incompatíveis com a resistência de ponta elevada que apresentam em comparação com as demais estacas. Dessa forma, essas estacas não foram consideradas para a reavaliação dos métodos na estimativa da resistência de ponta.

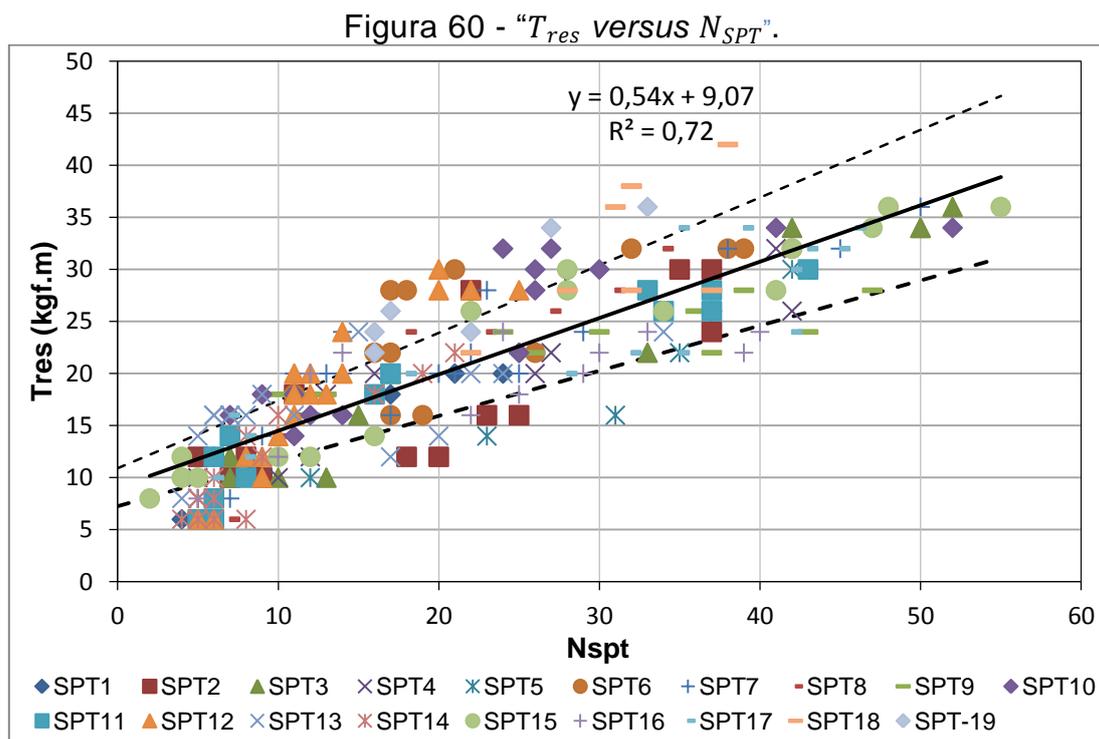
Assim sendo, a aferição dos métodos considerou 16 estacas: 1 estaca com ponta em silte arenoso, 7 estacas com ponta em solo argiloso e 8 estacas com ponta em solo arenoso.

Essas estacas possuem diâmetro entre 350 e 800 cm, comprimento entre 7,6 e 13,2 m e N_{SPT} médio na região da ponta igual 40 golpes com desvio padrão de 7 golpes.

5.6.2.1. Método de Alonso

Assim como no ajuste deste método para o cálculo do atrito lateral, primeiramente, aferiu-se a correlação $T_{res}-N_{SPT}$ com base nas sondagens SPT-T apresentadas no Anexo 3.

Para tanto, em um gráfico de dispersão, apresentado na Figura 60, relacionou-se T_{res} em ordenas e N_{SPT} em abcissas. Neste gráfico, ajustando-se uma reta pelo método dos mínimos quadrados obteve-se a expressão $T_{res} = 0,54N_{SPT} + 9,07$. Foram traçadas também duas retas afastadas de $\pm 20\%$ da reta mais provável, que resultaram nas seguintes equações: $T_{res(+20\%)} = 0,65N_{SPT} + 10,89$ e $T_{res(-20\%)} = 0,43N_{SPT} + 7,26$.



Avaliando a equação de correlação média considerada no ajuste, para N_{SPT} nulo o valor de T_{res} é igual a 9,07 kgf.m e para N_{SPT} igual a 50 golpes (valor máximo considerado nas demais formulações) T_{res} é igual a 36,16 kgf.m.

Dessa análise foram retirados os 21 pares de valores T_{res} - N_{SPT} , todos de solo argiloso, cujo valor de N_{SPT} é inferior a 2 golpe. A média de T_{res} ficou em 8,3 kgf.m com desvio padrão de 3,3 kgf.m, coerente com o observado na aplicação da equação de correlação para N_{SPT} nulo.

Foram retirados também 94 pares de valores T_{res} - N_{SPT} , referentes a penetrações incompletas ou ao impenetrável. A média de T_{res} é igual a 33,1 kgf.m com desvio padrão de 3,6 kgf.m. Separando por tipo de solo, a média para solo argiloso (42 pontos) é igual a 34,2 kgf.m e o desvio padrão é igual a 3,7 kgf.m, para areia (40 pontos) a média e o desvio padrão são iguais a

31,8 kgf.m e 3,5 kgf.m, respectivamente e para silte (12 pontos) iguais a 33,8 kgf.m e 3,1 kgf.m, respectivamente.

Nota-se que o valor de T_{res} obtido da equação de correlação média para N_{SPT} igual a 50 golpes é ligeiramente superior ao T_{res} médio obtido dos 94 pontos referentes à condição próxima ou de impenetrável. Posto isso, limitou-se o T_{res} a 35 kgf.m no ajuste proposto.

Prosseguiu-se a aferição com o ajuste do coeficiente β_{AL} , conforme método proposto no item 4.3.

O trecho de influência para a resistência de ponta compreendido entre $8D$ acima e $3D$ abaixo da ponta da estaca sugerido pelo autor, proporciona a ocorrência de diferentes tipos de solo e valores de N_{SPT} a serem considerados na estimativa, o que acaba por refletir em resultados muitas vezes dispersos.

Acredita-se, pela experiência com o ajuste do método de Décourt & Quaresma, que a consideração dos três valores de N_{SPT} entorno da ponta seja a mais coerente. Esse fato pôde ser observado no ajuste do coeficiente β_{AL} no caso de estacas com ponta em solo arenoso. As estacas do conjunto cuja ponta encontra-se neste tipo de solo, geralmente, possuem a camada de areia ao nível e abaixo da ponta, acima da ponta possuem camadas de argila intercaladas de areia ou apenas de argila com valores de N_{SPT} inferiores aos da camada subsequente. Dessa forma, acaba-se considerando uma maior influência desse solo acima da ponta do que do solo ao nível e abaixo da mesma, trechos os quais se julga serem os responsáveis pela maior parcela de resistência.

Para as estacas do conjunto com ponta em argila, geralmente, o trecho sugerido pelo autor também é constituído por argila e essa constatação não fica evidente, exceto nos casos onde o N_{SPT} no trecho referente à $8D$ acima da ponta apresenta valores distintos (geralmente inferiores) dos valores de N_{SPT} no trecho referente a $3D$ abaixo da ponta.

Posto isso, procedeu-se a aferição do coeficiente β_{AL} considerando os três valores de N_{SPT} entorno da ponta das estacas. Os resultados encontram-se na Tabela 19.

Tabela 19 - Coeficiente β_{AL} .

Tipo de solo	β_{AL} (kPa/kgf.m)
Argila	56
Argila siltosa	58
Argila siltosa pouco arenosa	64
Argila silto-arenosa	70
Argila arenosa	72
Silte arenoso	175
Areia fina argilosa	130
Areia siltosa	200
Areia pouco argilosa	245

Fonte: A Autora (2016).

Não foi procedida análise de frequências devido ao número reduzido de estacas com ponta em cada tipo de solo da Tabela 19. Dentro de uma mesma classificação de solo, os coeficientes “ideais” ajustados mostraram-se próximos, de forma que a média dos mesmos é representativa e é o valor sugerido. Observa-se que foi necessário separar os tipos de solo conforme as classificações secundária e terciária, principalmente no caso de solos predominantemente arenosos.

Portanto, sugere-se que o cálculo da resistência de ponta unitária (r_p em kPa) seja realizado com a seguinte equação:

$$r_p = \frac{\beta_{AL} \cdot T_{res(-1)} + \beta_{AL} \cdot T_{res} + \beta_{AL} \cdot T_{res(+1)}}{3} \quad (5.13)$$

O valor de β_{AL} refere-se ao tipo de solo do T_{res} em questão (acima, ao nível e abaixo da ponta da estaca). O valor de T_{res} é limitado a 35 kgf.m e pode ser calculado a partir de valores de N_{SPT} com a seguinte expressão: $T_{res} = 0,54N_{SPT} + 9,07$.

5.6.2.2. Método de Décourt & Quaresma

Para o ajuste deste método a formulação proposta pelos autores em 1978 e reavaliada por Décourt em 1996, com a introdução do coeficiente α_{DQ} , foi mantida. Com base na definição dos coeficientes α_{DQ} e C , os quais se referem ao tipo de solo na região da ponta e de estaca, julgou-se coerente

calibrá-los juntos e sugerir um coeficiente único. Os resultados do ajuste são apresentados na Tabela 20. O N_{SPT} foi limitado a 50 golpes.

Tabela 20 – Coeficientes α_{DQC} .

Tipo de solo	α_{DQC}
Argila	43
Argila siltosa	46
Argila siltosa pouco arenosa/ Argila silto-arenosa	49
Argila arenosa	60
Silte arenoso	160
Areia (fina) argilosa	100
Areia siltosa	150
Areia (pouco argilosa)	185

Fonte: A Autora (2016).

Assim como no ajuste do método de Alonso, não foi procedida análise de frequências devido ao número reduzido de estacas. A média dos coeficientes “ideais” definidos dentro de uma mesma classificação de solo é a sugerida. Também foi necessário separar os tipos de solo conforme as classificações secundária e terciária, principalmente no caso de solos predominantemente arenosos.

5.6.2.3. Método de Aoki & Velloso

Com os valores de k definidos no ajuste do atrito lateral, procedeu-se o ajuste do coeficiente $F1$.

Foi realizada uma tentativa de ajuste da formulação original para a estimativa da resistência de ponta, na qual a referida parcela de carga é calculada considerando apenas o N_{SPT} ao nível da ponta. Porém, a ordem de grandeza dos coeficientes $F1$ encontrados não foi considerada coerente e representativa.

Por conseguinte, decidiu-se optar pela proposição sugerida por Laprovitera ou Monteiro. Baseado na experiência com os ajustes dos métodos de Alonso e Décourt & Quaresma, optou-se por adotar a sugestão de Laprovitera, a qual considera a média dos três valores de N_{SPT} entorno da ponta (N_p).

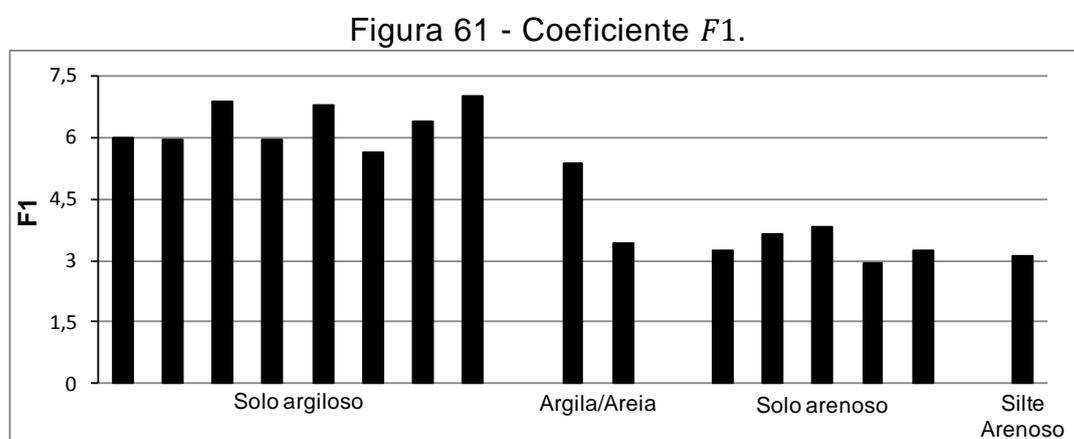
Para aferição, $F1$ foi isolado na formulação conforme Equação (5.14) e P_p foi obtido da interpretação das provas de carga pelo método da Rigidez (2008). O N_{SPT} foi limitado a 50 golpes.

$$F1 = A_b \cdot \frac{r_p}{P_p} \quad (5.14)$$

Sendo:

$$r_p = k \cdot N_p \quad (5.15)$$

Os valores encontrados são apresentados no gráfico da Figura 61 para cada estaca, as quais estão separadas por tipo de solo na região da ponta.



Fonte: A Autora (2016).

Verificou-se certa homogeneidade de valores para solos argilosos e arenosos. As estacas que possuem ambos os tipos de solo na região da ponta, possuem solo argiloso acima da ponta e arenoso ao nível e abaixo da mesma. Observa-se que uma delas apresenta $F1$ que tende para o apresentado pelas estacas com solo argiloso na região da ponta e a outra apresenta $F1$ que tende para o apresentado por estacas com solo arenoso na região da ponta.

A aferição do coeficiente para solos siltosos é prejudicada, pois o conjunto de dados avaliado possui apenas uma estaca passível de análise com esse tipo de solo na região da ponta.

Assim como foi discutido na aferição do coeficiente $F2$, com a aferição proposta, o coeficiente $F1$ passa a se referir tanto ao tipo de estaca quanto ao tipo de solo.

Da Figura 61, nota-se que a faixa de variação de $F1$ para um mesmo tipo de solo é pequena, de forma que a sugestão de utilização de um valor médio é plausível. A Tabela 21 apresenta os valores médios sugeridos no ajuste e os valores mínimo e máximo para conhecimento.

Tabela 21 - Coeficientes $F1$.

Tipo de solo	$F1$		
	Mínimo	Máximo	Média
Solo argiloso	5,7	7,0	6,3
Solo arenoso	3,0	3,8	3,4
Silte arenoso		3,1	

Fonte: A Autora (2016).

Portanto, sugere-se que o cálculo da resistência de ponta (P_p) seja realizado com a seguinte equação:

$$P_p = \frac{r_p \cdot A_b}{F1} \quad (5.16)$$

Com P_p em kN, A_b em m² e r_p em kPa, calculado com a seguinte equação:

$$r_p = \frac{k \cdot N_{SPT(-1)} + k \cdot N_{SPT} + k \cdot N_{SPT(+1)}}{3} \quad (5.17)$$

Onde o valor de k refere-se ao tipo de solo do N_{SPT} em questão (acima, ao nível e abaixo da ponta da estaca), o qual é limitado a 50 golpes.

5.7. ANÁLISE DE DESEMPENHO DOS MÉTODOS REAVALIADOS

Apresenta-se neste item a análise de desempenho dos métodos reavaliados com relação à estimativa da resistência lateral, de ponta e de ruptura convencional para um deslocamento igual a $10\%D$.

Os resultados são apresentados em gráficos de dispersão que relacionam a carga medida com a carga calculada pelas reavaliações. Nestes gráficos são traçadas as linhas que definem a zona de acerto limitada a $\pm 20\%$.

Adicionalmente, é apresentado o valor médio do erro relativo absoluto (valor calculado com relação ao medido) do conjunto.

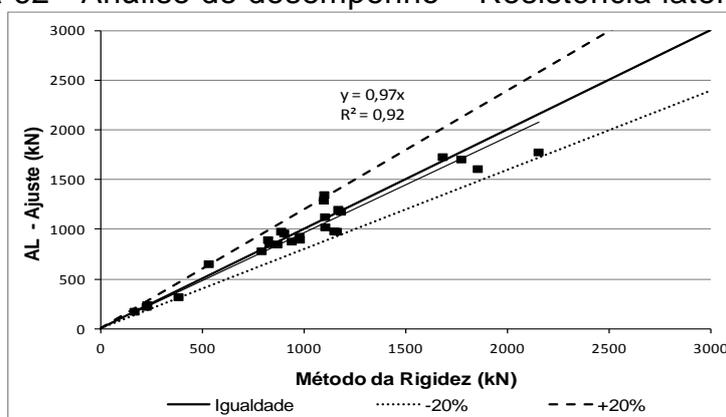
No gráfico de dispersão também foi ajustada uma reta pelo método dos mínimos quadrados (considerando $b = 0$). Da observação do valor do coeficiente angular dessa reta e do coeficiente de determinação é avaliada a necessidade de proceder à aferição estatística proposta no item 4.3.

5.7.1. Resistência lateral

Apresenta-se neste item a análise de desempenho dos métodos aferidos com relação à estimativa da parcela de resistência por atrito lateral.

Com relação ao método de Alonso, a reavaliação resulta em um erro relativo absoluto médio igual a 8,7%. O gráfico da Figura 62 exibe a dispersão dos resultados, a equação da reta ajustada aos pontos e o referido coeficiente de determinação.

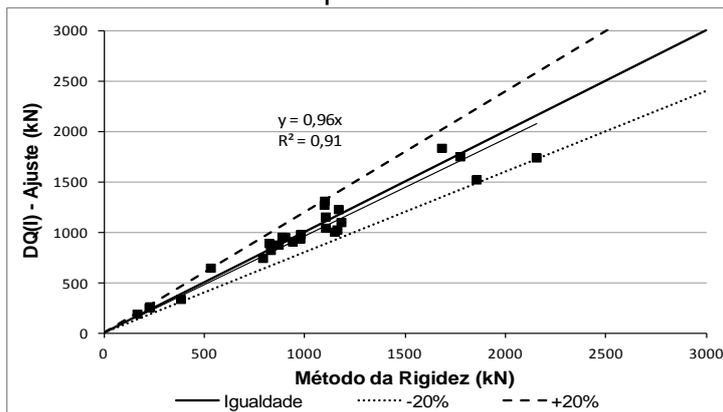
Figura 62 - Análise de desempenho – Resistência lateral - AL.



Fonte: A Autora (2016).

Referente à reavaliação do método de Décourt & Quaresma que considera a formulação proposta pelos autores, denominada DQ(I), o erro relativo absoluto médio das estimativas com relação à carga medida é de 9,2%. O gráfico da Figura 63 exibe a dispersão dos resultados, a equação da reta ajustada aos pontos e o referido coeficiente de determinação.

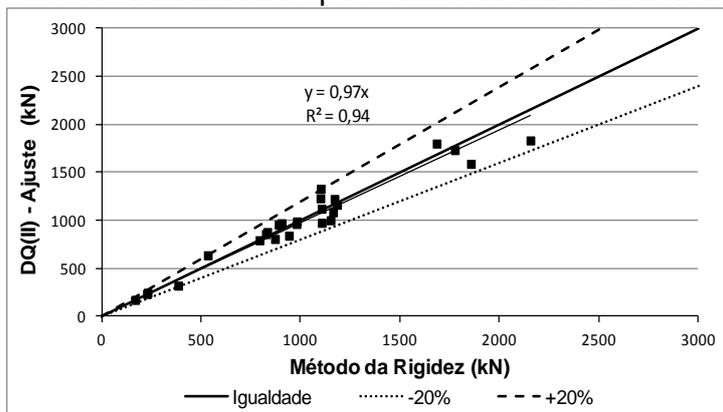
Figura 63 - Análise de desempenho – Resistência lateral - DQ(I).



Fonte: A Autora (2016).

Quanto à reavaliação do método de Décourt & Quaresma que considera a média dos valores de N_{SPT} ao longo de todo o fuste, denominada DQ (II), o erro relativo absoluto médio é igual a 8,1%. O gráfico da Figura 64 exhibe a dispersão dos resultados, a equação da reta ajustada aos pontos e o referido coeficiente de determinação.

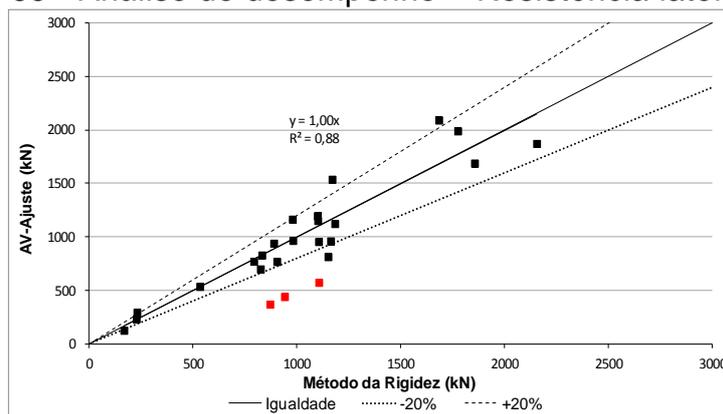
Figura 64 - Análise de desempenho – Resistência lateral - DQ(II).



Fonte: A Autora (2016).

Da análise do método de Aoki & Velloso, observa-se que a reavaliação se mostra conservadora na estimativa da resistência lateral das três estacas (sinalizadas em vermelho no gráfico da Figura 65) cujo N_{SPT} médio do fuste é inferior a 10 golpes, o erro relativo absoluto médio dessas estimativas é igual a 52,7%. Para as demais estacas, o erro relativo absoluto médio é igual a 12,9%. O gráfico da Figura 65 exhibe a dispersão dos resultados. Neste gráfico, a equação da reta ajustada e o referido coeficiente de determinação desconsideram os três pontos sinalizados em vermelho. Foi considerado nas estimativas $F2$ igual a 4,06.

Figura 65 - Análise de desempenho – Resistência lateral - AV.



Fonte: A Autora (2016).

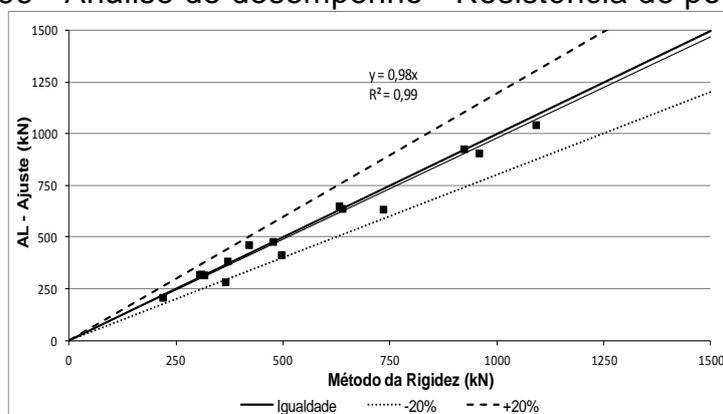
Para todas as reavaliações, o ajuste de uma reta pelo método dos mínimos quadrados mostra que a correlação entre as variáveis é forte, visto que o coeficiente de determinação é próximo da unidade, assim como o coeficiente angular da reta. Dessa forma, não foi procedida a aferição estatística para redução de dispersão.

5.7.2. Resistência de ponta

Apresenta-se neste item a análise de desempenho dos métodos reavaliados com relação à estimativa da parcela de resistência de ponta.

A reavaliação do método de Alonso fornece um o erro relativo absoluto médio de 6,0%. O gráfico da Figura 66 exhibe a dispersão dos resultados, a equação da reta ajustada aos pontos e o referido coeficiente de determinação.

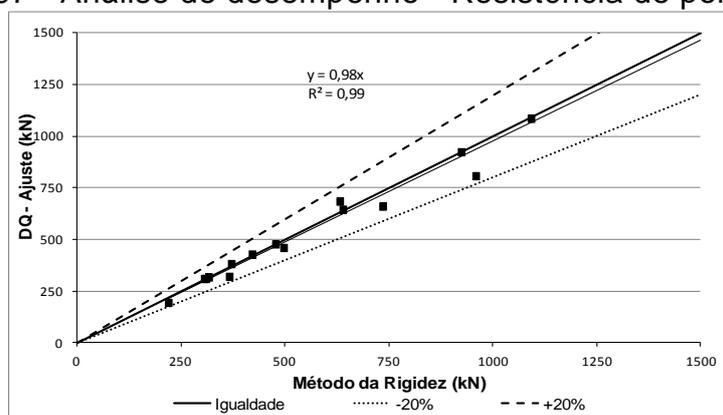
Figura 66 - Análise de desempenho - Resistência de ponta - AL.



Fonte: A Autora (2016).

A reavaliação do método de Décourt & Quaresma fornece um erro relativo absoluto médio de 4,6%. O gráfico da Figura 67 exibe a dispersão dos resultados, a equação da reta ajustada aos pontos e o referido coeficiente de determinação.

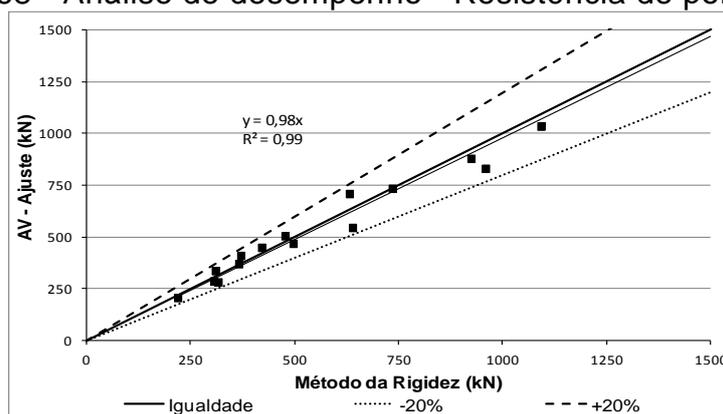
Figura 67 - Análise de desempenho - Resistência de ponta - DQ.



Fonte: A Autora (2016).

A reavaliação do método de Aoki & Velloso na estimativa dessa parcela de carga fornece um erro relativo absoluto médio de 7,0%. O gráfico da Figura 68 exibe a dispersão dos resultados, a equação da reta ajustada aos pontos e o referido coeficiente de determinação. Foram considerados nas estimativas os valores médios de $F1$.

Figura 68 - Análise de desempenho - Resistência de ponta - AV.



Fonte: A Autora (2016).

Da mesma forma como foi identificado na avaliação dos métodos ajustados para estimativa da resistência por atrito lateral, o valor próximo à unidade do coeficiente de determinação e do coeficiente angular da reta exime

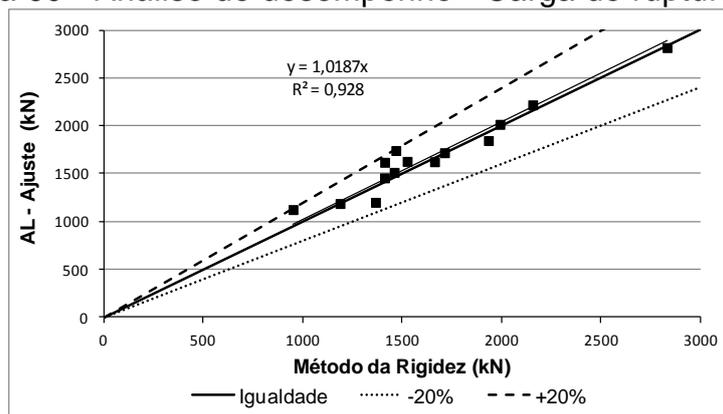
a necessidade de aferição estatística para redução de dispersão da estimativa dessa parcela de carga pelos métodos reavaliados.

5.7.3. Carga de ruptura

Apresenta-se neste item a análise de desempenho dos métodos reavaliados com relação à estimativa da carga de ruptura convencional das 14 estacas consideradas tanto no ajuste da resistência lateral quanto da resistência de ponta.

A reavaliação do método de Alonso apresenta um erro relativo absoluto médio igual a 6,3%. O gráfico da Figura 69 exibe a dispersão dos resultados, a equação da reta ajustada aos pontos e o referido coeficiente de determinação.

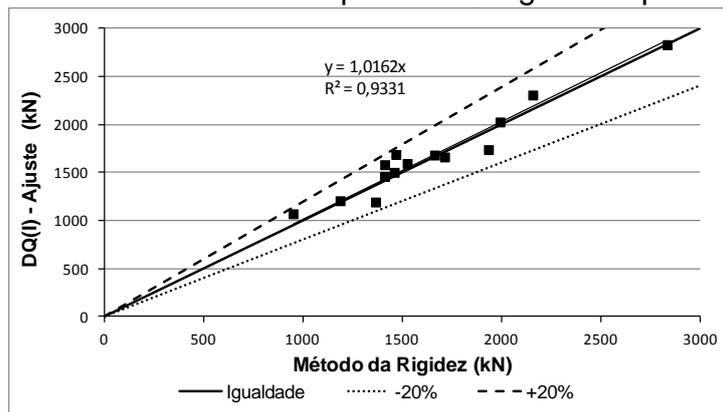
Figura 69 - Análise de desempenho - Carga de ruptura - AL.



Fonte: A Autora (2016).

O erro relativo absoluto médio das estimativas de DQ(I) é igual a 6,3%. O gráfico da Figura 70 exibe a dispersão dos resultados, a equação da reta ajustada aos pontos e o referido coeficiente de determinação.

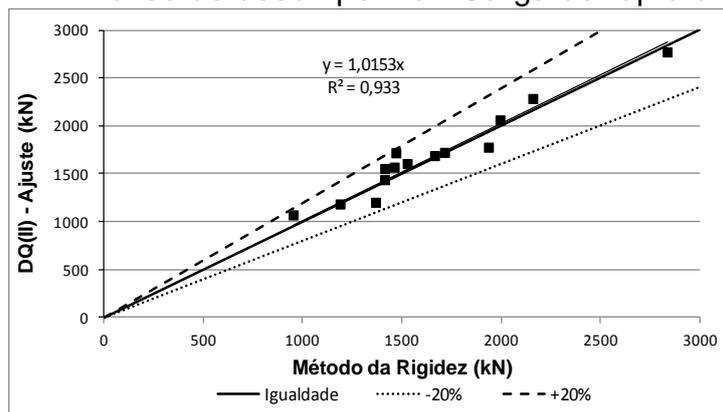
Figura 70 - Análise de desempenho - Carga de ruptura - DQ(I).



Fonte: A Autora (2016).

O erro relativo absoluto médio das estimativas do método de DQ(II) é igual a 6,1%. O gráfico da Figura 71 exibe a dispersão dos resultados, a equação da reta ajustada aos pontos e o referido coeficiente de determinação.

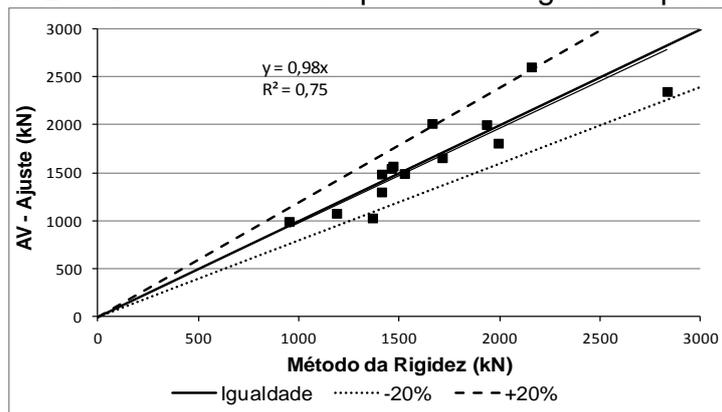
Figura 71 - Análise de desempenho - Carga de ruptura - DQ(II).



Fonte: A Autora (2016).

Para o método de Aoki & Velloso, o erro relativo absoluto médio das estimativas é igual a 10,1%. O gráfico da Figura 72 exibe a dispersão dos resultados, a equação da reta ajustada aos pontos e o referido coeficiente de determinação.

Figura 72 - Análise de desempenho - Carga de ruptura - AV.



Fonte: A Autora (2016).

Semelhante ao que foi identificado na avaliação dos métodos ajustados para a estimativa das parcelas de carga, julga-se desnecessário proceder à aferição estatística para redução de dispersão da estimativa da carga total pelos métodos reavaliados.

5.8. CONSIDERAÇÕES SOBRE A APLICAÇÃO DOS MÉTODOS REAVALIADOS

Posto que a mobilização da ponta em estacas hélice contínua depende da ocorrência de grandes deformações, sugere-se que a resistência de ponta seja considerada ou não com base no recalque admissível de projeto, se o mesmo for superior ao necessário ao esgotamento do atrito lateral, essa parcela pode ser considerada.

As estimativas da porcentagem de carga de ruptura convencional referente ao atrito lateral e do recalque necessário ao esgotamento dessa parcela de carga e início da mobilização da ponta, apresentados nos itens 5.3.3 e 5.3.4, são referências práticas que podem subsidiar essa tomada de decisão.

As provas de carga, geralmente devido a limitações do sistema de reação, não chegam a mobilizar efetivamente a resistência de ponta de modo a ser possível avaliá-la. No banco de dados do presente trabalho, por exemplo, das 104 provas de carga à compressão disponíveis, apenas 18 puderam ser avaliadas com relação à mobilização da ponta. Conquanto, sugere-se que seja procedida uma prova de carga para avaliação do desempenho da ponta no caso dessa parcela ser relevante para a resistência total. Uma forma de

identificação clara de que a ponta foi solicitada é a execução do gráfico da rigidez durante o ensaio.

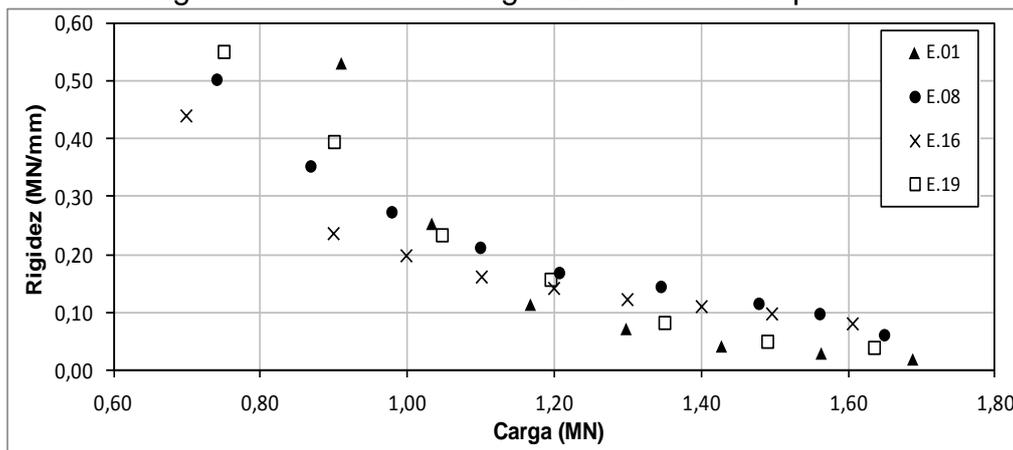
O método da Rigidez (2008) é uma ferramenta interessante para avaliação do comportamento carga-recalque e identificação clara das parcelas de carga mobilizadas. No domínio da ponta, o comportamento de assíntota sub-horizontal é sintomático, no trecho horizontalizado o aumento da carga se dá à custa de grandes deslocamentos. Para a estaca E.01, por exemplo, a carga para um recalque igual a $10\%D$ é 19% inferior a carga máxima de ensaio. Enquanto o recalque referente à carga máxima de ensaio é praticamente o dobro ($18,4\%D$) de $10\%D$.

A mobilização da ponta nos ensaios de prova de carga é importante também para aferição da sua qualidade, pois mesmo que os métodos sejam reavaliados com base na consideração da carga de ruptura convencional, a qual se julga coerente visto que o conceito de ruptura física para estacas moldadas *in loco* não se aplica, o nível de deformação sob essa carga é intrínseco às condições de qualidade da ponta, as quais não são embutidas nas estimativas que levam em consideração os parâmetros geométricos de projeto da estaca e a resistência do solo anterior à execução da mesma.

Souza & Couso Jr (1997) analisaram oito estacas do tipo hélice contínua executadas em solos sedimentares e residuais da Grande São Paulo. As estacas foram submetidas à prova de carga cujo recalque atingido foi suficiente para mobilizar todo o atrito disponível e iniciar a mobilização da resistência de ponta. Os autores relacionaram a rigidez do sistema na mobilização da resistência de ponta com a compacidade do terreno por meio do N_{SPT} . A análise indicou que a resistência de ponta é mobilizada com baixa rigidez, ou seja, grandes deslocamentos e não há relação explícita entre rigidez e compacidade do solo. Os autores inferem que tal rigidez depende muita mais de características executivas.

Para verificar essa relação para as estacas do presente trabalho, reuniu-se em um gráfico único o trecho referente ao domínio da ponta do gráfico da rigidez de estacas cuja carga máxima de ensaio é próxima a 1600 kN, carga para qual há um número de estacas considerável para uma avaliação. O gráfico é apresentado na Figura 73.

Figura 73 - Gráfico da rigidez - Domínio da ponta.



Fonte: A Autora (2016).

As estacas E.01 e E.19 possuem diâmetro igual a 500 mm, já as estacas E.08 e E.16, 400 mm. As estacas E.08 e E.16 possuem solo arenoso na região da ponta. A estaca E.19 possui solo argiloso na região da ponta. A estaca E.01 possui ambos os tipos de solo na região da ponta. O N_{SPT} médio da região da ponta para as estacas E.01, E.08, E.16 e E.19 é igual a 37, 37, 46 e 50, respectivamente.

Observa-se que as curvas do domínio da ponta, como assegurado por Décourt (2008), são assíntotas sub-horizontais. Ao final da curva, a diferença no valor de rigidez para uma mesma carga existe, pois os recalques referentes à carga máxima de ensaio variam de 5,0 a 18,4%D entre as provas de carga.

Essa divergência é atribuída à resistência do solo, observada nos valores de N_{SPT} na região da ponta, ao diâmetro das estacas e ao tipo de solo na região da ponta. Contudo, nota-se que não há relação explícita entre o comportamento da curva e esses fatores. Adicionalmente, julga-se que a condição estrutural da ponta da estaca e a interação estaca-solo, muito influenciadas pelo processo executivo, são fatores preponderantes no comportamento carga-recalque e, conseqüentemente, carga-rigidez.

Referente às condições de ponta, Silva *et al.* (2015) destacam alguns aspectos da execução da estaca hélice contínua que podem comprometer sua capacidade de ponta. Os autores discutem que a rigidez da ponta da estaca pode ser reduzida em consequência do processo de escavação que deixa detritos, solo solto ou fragmentos de rochas, que dependendo de sua composição e quantidade, não são incorporados ao concreto ou compactados

(solos não saturados) durante a concretagem da estaca. Outro momento vulnerável é na abertura da tampa do tubo de concretagem da estaca, para ser possibilitada o helicóide é suspenso, muitas vezes, a uma cota superior a 30 cm da cota de assentamento da ponta da estaca. Os autores ressaltam que dependendo das condições geológicas-geotécnicas, do tipo do solo e da presença de água, pode ocorrer a contaminação da ponta da estaca pelo desmoronamento do trecho não confinado do fuste da estaca, pela queda de solo ou rocha escavado do trado ou helicóide e pela presença de água que pode inundar total ou parcialmente esse espaço.

Como relatado na revisão bibliográfica e identificado nas sondagens de referência das estacas do conjunto de dados analisado, nos perfis geológico-geotécnicos da Formação Guabirotuba a presença de lentes granulares é recorrente. Como identificado por Kormann (2002), as lentes granulares favorecem a rápida infiltração de água nas perfurações, comprometendo principalmente a região da ponta para onde, possivelmente, essa água irá escoar. Segundo o autor, o fraturamento do terreno característico da Formação Guabirotuba pode provocar a obstrução das perfurações e colocar em risco a integridade de estacas escavadas. Acredita-se que este último relato não aconteça durante a execução de estacas hélice contínua devido à rapidez com que ocorre. Quanto ao primeiro, acredita-se que possa ocorrer entre o processo de perfuração e de concretagem desse tipo de estaca.

Souza (2006) resume as possíveis condições de contato concreto-solo na região da ponta considerando as características do processo executivo desse tipo de estaca. Segundo o autor, condições favoráveis envolvem uma pequena quantidade de material escavado e não removido, que proporciona que a capacidade de ponta seja governada pelo solo natural. Caso o material escavado e não removido seja de grande quantidade, há possibilidade de a concretagem promover uma mistura razoavelmente homogênea e o material resultante pode apresentar resistência maior ou igual a do solo natural. Como condições desfavoráveis, o autor infere que se o material escavado e não removido for de grande quantidade e não ocorrer uma mistura homogênea, na concretagem esse solo pode ser expulso para a periferia formando uma ponta cônica. Em consequência disso, a estaca apresenta um menor diâmetro na região da ponta, porém está apoiada em solo natural. Se o concreto aplicado

ficar sobreposto ao solo solto e não houver densificação suficiente para que o mesmo apresente resistência semelhante ao do solo natural, a rigidez nessa região é reduzida e recalques elevados serão necessários para a mobilização da ponta.

Devido às inúmeras possibilidades de configuração da ponta de estacas hélice contínua em função de seu processo executivo e das condições geológico-geotécnicas do perfil de solo, tomou-se a decisão de não introduzir um coeficiente de correção da resistência de ponta devido ao efeito de escala.

O efeito de escala observado e discutido no item 5.3.4 pode decorrer tanto das características dos solos da Formação Guabirotuba quanto do processo executivo, que pode ter provocado alargamento ou redução da seção das estacas analisadas. A extração das estacas para verificação da seção da ponta possibilitaria a confirmação deste fato e, se necessário, um coeficiente de correção seria proposto.

Em conclusão, reitera-se a necessidade da execução de prova de carga que proporcione a mobilização da ponta, no caso da possibilidade dessa parcela ser solicitada. A mobilização da ponta na prova de carga neste caso é importante para verificação da capacidade de carga e também dos recalques que podem revelar as condições executivas da ponta.

5.9. VALIDAÇÃO DOS MÉTODOS REAVALIADOS

Por fim, procedeu-se a validação dos métodos reavaliados segundo as recomendações da NBR 6122 (2010) para verificação do estado limite de serviço e da seguinte recomendação para estacas escavadas: $P_{adm} \leq 1,25P_t$.

Os métodos reavaliados foram aplicados a 103 estacas do banco de dados disponível. Desconsiderou-se a estaca E.18 e as estacas ensaiadas à tração. A reavaliação do método de Décourt & Quaresma que considera o N_{SPT} médio de todo o fuste no cálculo do atrito lateral foi escolhida para validação. Algumas estacas do banco de dados para aferição possuem solo predominantemente siltoso com outras classificações secundárias e terciárias, além de silte arenoso. Para todos os tipos de solo cuja classificação principal é “silte”, foram utilizados os coeficientes calibrados para silte arenoso.

Para cada método reavaliado procedeu-se a verificação da relação entre a carga admissível e a parcela de carga lateral.

Para o método de Alonso a carga admissível é, em média, igual a 0,76 vezes a resistência lateral com desvio padrão igual a 0,15. O método de Décourt & Quaresma, por sua vez, apresenta essa relação entre cargas igual a, em média, 0,79, o desvio padrão é igual a 0,19. Para o método de Aoki & Velloso a relação é igual a 0,84 com desvio padrão igual a 0,22.

A recomendação da NBR 6122 (2010) sobre essa relação entre cargas para estacas escavadas é respeitada em 97% das estimativas do método de Alonso, 92% das estimativas do método de Décourt & Quaresma e 94% das estimativas do método de Aoki & Velloso.

Foi verificado que as estacas que apresentaram relação entre a carga admissível e o atrito lateral superior a 1,25 são estacas curtas ($L/D < 15$). Adicionalmente se tratam de estacas de grande diâmetro (600 a 800 cm) com ponta em solo competente. Nestes casos, a expressiva carga de ponta contribui para que a carga admissível seja consideravelmente superior à resistência lateral. Outros casos em que essa relação ocorre, envolvem estacas com N_{SPT} reduzido ao longo do fuste, sejam estacas curtas ou longas, e ponta em solo competente, situações em que também se espera uma contribuição inferior do atrito lateral.

De posse das estimativas da carga admissível, na curva “carga *versus* recalque” o referido recalque foi verificado. Para o método de Alonso, o recalque referente à carga admissível estimada corresponde a, em média, 0,50%D ou 2,4 mm, para o método de Décourt & Quaresma corresponde a 0,55%D ou 2,6 mm e para o método de Aoki & Velloso corresponde a 0,49%D ou 2,3 mm. Valores situados entre os limites do recalque necessário ao esgotamento do atrito, definido no estudo de transferência de carga. O máximo valor de recalque referente à carga admissível estimada pelos métodos de Alonso, Décourt & Quaresma e Aoki & Velloso são iguais a 10 mm (2%D), 13 mm (3,3%D) e 8,7 mm (1,1%D), respectivamente. Os valores são inferiores aos 15 mm estipulados como limite.

6. CONCLUSÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Apresenta-se neste item um resumo das principais conclusões obtidas com esta pesquisa e recomendações para trabalhos futuros.

Foi possível avaliar a transferência de carga em estacas hélice contínua executadas em solos da Formação Guabirotuba tanto com base na prova de carga instrumentada quanto nas provas de carga convencionais.

A interpretação da prova de carga instrumentada possibilitou a discussão sobre ruptura progressiva. A ocorrência de *strain-softening* constatada por meio do gráfico “tensão *versus* deformação específica” de alguns trechos instrumentados, evidenciou a ocorrência desse fenômeno.

O fator de redução (R_f), sugerido por Randolph (1983), não se mostrou representativo por considerar em sua formulação que a ruptura progressiva é potencialmente favorável a ocorrer em estacas longas, o que não é o caso da estaca analisada. Contudo, julga-se necessário que um espaço amostral maior de provas de carga instrumentadas seja avaliado para o entendimento da ocorrência desse fenômeno e sua frequência, visto que muitas são as variáveis inerentes ao solo, à geometria da estaca e ao carregamento imposto que influenciam este comportamento, as quais podem ou não serem determinantes do mesmo. Reforça-se essa necessidade pela inexistência de registros sobre a ocorrência deste fenômeno em fundações executadas na região geotécnica em discussão, na literatura consultada até a data do presente estudo.

A interpretação das provas de carga convencionais possibilitou a discussão sobre outra peculiaridade das argilas da Formação Guabirotuba: o efeito de escala.

Observou-se que, possivelmente, o efeito de escala tenha afetado a resistência de ponta das estacas avaliadas. Fato que não foi verificado no âmbito do atrito lateral. Contudo, cabe reconhecer que a verificação da ocorrência desse efeito é comprometida pela limitada quantidade de estacas com diferentes diâmetros e pela consideração do diâmetro nominal nas avaliações. Sugere-se que essa mesma análise seja procedida considerando estacas com diâmetros diversos e que as mesmas sejam extraídas para que seja possível conhecer o diâmetro exato do fuste e da ponta, pois o processo

executivo e o perfil geológico-geotécnico podem proporcionar alargamentos e/ou reduções.

A interpretação das provas de carga também foi base para a definição de referências práticas que podem auxiliar na aplicação dos métodos reavaliados. Resumindo:

- Conclui-se que o recalque necessário ao esgotamento do atrito lateral é relacionável com o diâmetro da estaca. Para o conjunto de dados avaliado, o recalque necessário ao esgotamento do atrito lateral variou entre $0,2\%D$ a $2,1\%D$, o valor médio é igual a $0,7\%D$.

- Observou-se que os valores de resistência lateral não apresentam nítida dependência com relação ao tipo de solo do fuste. A variação se deve, essencialmente, a resistência do solo (N_{SPT}).

- Os valores de resistência de ponta são diretamente influenciados pelo tipo e resistência do solo nessa região.

- As estacas avaliadas com ponta em argila apresentam em média 77% de carga lateral, a variação é de 70 a 84%, e 23% de carga de ponta, os valores situam-se entre 16 e 30%. As estacas com ponta em areia possuem em média 50% da carga total resistida por atrito lateral, os valores situam-se entre 46 e 57%. A ponta responde por 50% da carga total, os valores situam-se entre 43 e 55%. As estacas que possuem tanto argila quanto areia na região da ponta apresentaram valores intermediários.

- Sugere-se que a resistência de ponta seja considerada ou não com base no recalque admissível de projeto, se o mesmo for superior ao necessário ao esgotamento do atrito lateral, essa parcela pode ser considerada. As considerações resumidas nos parágrafos anteriores são referências para essa tomada de decisão.

- Sugere-se que seja procedida uma prova de carga para avaliação do desempenho da ponta, caso essa parcela seja considerada. A execução da prova de carga, neste caso, é importante para verificação da capacidade de carga e também dos recalques que podem revelar as condições executivas da ponta. Uma forma de identificação clara de que a ponta foi solicitada é a execução do gráfico da rigidez durante o ensaio.

O método da Rigidez (2008) se mostrou uma ferramenta competente para interpretação das provas de carga quanto ao comportamento carga-

recalque e identificação das parcelas de carga mobilizadas. No domínio da ponta, o comportamento de assíntota sub-horizontal evidencia que as estacas hélice contínua não apresentam ruptura física, de forma que a consideração da carga de ruptura convencional, como proposto no presente trabalho, é adequada.

Quanto à avaliação do desempenho dos métodos de previsão da capacidade de carga de estacas para o conjunto de dados disponível, observou-se que:

- Com relação à estimativa da resistência lateral conclui-se que os métodos de AV (Método de Aoki & Velloso, 1975 com os valores de F_1 e F_2 definidos por Velloso & Lopes, 2002), AV-LB (Método de Aoki & Velloso, 1975 modificado por Laprovitera, 1988 com valores de F_1 e F_2 definidos por Velloso & Lopes, 2002), AV-M (Método de Aoki & Velloso, 1975 modificado por Monteiro, 1997), AL(1) (Método de Alonso, 2000 com a relação $N_{SPT}-T$ proposta para a Bacia Sedimentar Terciária de São Paulo), AL(2) (Método de Alonso, 2000 com a relação $N_{SPT}-T$ proposta para a Formação Guabirotuba), DQ(3) (Método de Décourt & Quaresma, 1978 modificado por Décourt, 1996 com valores de C reavaliados em 1986 para estacas escavadas com lama bentonítica) e DQ(4) (Método de Décourt & Quaresma, 1978 modificado por Décourt, 1996) apresentam acurácia superior aos demais métodos. O método de KR (Método de Kárez & Rocha, 2000) é o mais arrojado e os métodos de DQ(1) (Método de Décourt & Quaresma, 1978) e DQ(2) (Método de Décourt & Quaresma, 1978 com valores de C reavaliados em 1986 para estacas escavadas com lama bentonítica) são os mais conservadores.

- Com relação à resistência de ponta concluiu-se que os métodos de melhor desempenho são os de AL(1) (Método de Alonso, 2000 com a relação $N_{SPT}-T$ proposta para a Bacia Sedimentar Terciária de São Paulo) e AL(2) (Método de Alonso, 2000 com a relação $N_{SPT}-T$ proposta para a Formação Guabirotuba). O método de KR (Método de Kárez & Rocha, 2000) é o mais arrojado e o método de DQ(3) (Método de Décourt & Quaresma, 1978 modificado por Décourt, 1996 com valores de C reavaliados em 1986 para estacas escavadas com lama bentonítica) é o mais conservador.

- Com relação à carga de ruptura conclui-se que o método de AC (Método de Antunes & Cabral, 1996), seguido dos métodos de AL(1) (Método de Alonso, 2000 com a relação $N_{SPT}-T$ proposta para a Bacia Sedimentar Terciária de São Paulo), AL(2) (Método de Alonso, 2000 com a relação $N_{SPT}-T$ proposta para a Formação Guabirotuba) e DQ(4) (Método de Décourt & Quaresma, 1978 modificado por Décourt, 1996) apresentam o melhor desempenho. O método de KR (Método de Kárez & Rocha, 2000) é o mais arrojado e os métodos de GT (Método de Gotlieb *et al.*, 2000) e DQ(3) (Método de Décourt & Quaresma, 1978 modificado por Décourt, 1996 com valores de C reavaliados em 1986 para estacas escavadas com lama bentonítica) os mais conservadores.

Da análise do desempenho dos métodos, verificou-se ser impraticável aplicar uma correção linear no cálculo das parcelas de resistência ou da carga total, por conta da dispersão de desempenho dos mesmos, principalmente, no âmbito da resistência de ponta e da carga total.

Com essa análise concluiu-se que o método de Alonso (2000) possui o melhor desempenho na previsão da capacidade de carga lateral, de ponta e de ruptura para as estacas avaliadas e, portanto, foi um dos métodos reavaliados.

O Quadro 5 apresenta as equações de cálculo da carga de ruptura, resistência lateral e de ponta comuns ao método de Alonso (2000) e à reavaliação desse método proposta no presente trabalho. O Quadro 6 apresenta a comparação entre os coeficientes função do solo e algumas considerações do método proposto por Alonso (2000) e da reavaliação proposta no presente trabalho.

Quadro 5 - Equações para o cálculo da capacidade de carga - Método de Alonso.

Carga de ruptura	$P_u = P_l + P_p$
Resistência de ponta	$P_l = \int_0^L U \cdot \Delta L \cdot r_l$ com $r_l = \alpha_{AL} \cdot f_s$ e $f_s = \frac{100 \cdot T_{máx}}{0,42 \cdot h - 0,032}$
Resistência lateral	$P_p = A_b \cdot r_p$ com $r_p = \beta_{AL} \cdot T_{resp}$

Fonte: A Autora.

Quadro 6 - Comparação entre o método de Alonso (2000) e a reavaliação proposta no presente trabalho.

	Alonso (2000)	Reavaliação																				
α_{AL}	0,65 kPa/kgf.m	0,53 kPa/kgf.m (ou valor entre 0,5 e 0,55 kPa/kgf.m)																				
$T_{m\acute{a}x}$	$T_{m\acute{a}x} = 1,13N_{SPT}$	$T_{m\acute{a}x} = 0,69N_{SPT} + 10,79 \leq 40 \text{ kgf.m}$																				
r_l	$r_l \leq 80 \text{ kPa}$	Não há limitação de r_l (a limitação de $T_{m\acute{a}x}$ já garante um valor máximo de r_l)																				
β_{AL}	80 kPa/kgf.m para argila 100 kPa/kgf.m para silte	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Tipo de solo</th> <th>β_{AL} (kPa/kgf.m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Argila</td><td>56</td></tr> <tr><td>Argila siltosa</td><td>58</td></tr> <tr><td>Argila siltosa pouco arenosa</td><td>64</td></tr> <tr><td>Argila silto-arenosa</td><td>70</td></tr> <tr><td>Argila arenosa</td><td>72</td></tr> <tr><td>Silte arenoso</td><td>175</td></tr> <tr><td>Areia fina argilosa</td><td>130</td></tr> <tr><td>Areia siltosa</td><td>200</td></tr> <tr><td>Areia pouco argilosa</td><td>245</td></tr> </tbody> </table>	Tipo de solo	β_{AL} (kPa/kgf.m)	Argila	56	Argila siltosa	58	Argila siltosa pouco arenosa	64	Argila silto-arenosa	70	Argila arenosa	72	Silte arenoso	175	Areia fina argilosa	130	Areia siltosa	200	Areia pouco argilosa	245
		Tipo de solo	β_{AL} (kPa/kgf.m)																			
Argila	56																					
Argila siltosa	58																					
Argila siltosa pouco arenosa	64																					
Argila silto-arenosa	70																					
Argila arenosa	72																					
Silte arenoso	175																					
Areia fina argilosa	130																					
Areia siltosa	200																					
Areia pouco argilosa	245																					
T_{res}	$T_{res} = 0,98N_{SPT} \leq 40 \text{ kgf.m}$	$T_{res} = 0,54N_{SPT} + 9,07 \leq 35 \text{ kgf.m}$																				
T_{resp}	$T_{resp} = \frac{T_{min}^{(1)} + T_{min}^{(2)}}{2}$ Média aritmética dos valores de T_{res} compreendidos no trecho referente a $8D$ da ponta para cima ($T_{min}^{(1)}$) e $3D$ da ponta para baixo ($T_{min}^{(2)}$)	Média entre o valor de T_{res} correspondente a ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior																				

Fonte: A Autora (2016).

Também foram reavaliados os métodos de Aoki & Velloso e de Décourt & Quaresma, visto serem consagrados nacionalmente.

O Quadro 7 apresenta as equações de cálculo da capacidade de carga comuns ao método de Décourt & Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996) e à reavaliação desse método proposta no presente trabalho. O Quadro 8 apresenta a comparação entre os coeficientes função do solo e algumas considerações do método proposto por Décourt & Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996) e da reavaliação proposta no presente trabalho.

Quadro 7 - Equações para o cálculo da capacidade de carga - Método de Décourt & Quaresma.

Carga de ruptura	$P_u = P_l + P_p$
Resistência de ponta	$P_l = \beta_{DQ} \sum 10 \cdot r_l \cdot U \cdot \Delta L$
Resistência lateral	$P_p = \alpha_{DQ} \cdot r_p \cdot A_b$ com $r_p = C \cdot N_p$

Fonte: A Autora (2016).

Quadro 8 - Comparação entre o método de Décourt & Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996) e a reavaliação proposta no presente trabalho.

	Décourt & Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996)	Reavaliação																										
Limitação do N_{SPT}	$3 \leq N_{SPT} \leq 50$ golpes	$N_{SPT} \leq 50$ golpes																										
r_l	$r_l = \frac{\bar{N}}{3} + 1$	$r_l = \frac{\bar{N}}{5,08} + 2,81$																										
\bar{N}	Média dos N_{SPT} ao longo do fuste, sem levar em conta aqueles utilizados para estimativa da resistência de ponta	Média dos N_{SPT} ao longo de todo o fuste																										
β_{DQ}	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Solo</th> <th>$\beta_{DQ}^{(1)}$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Argilas</td> <td>1,0</td> </tr> <tr> <td>Solos Residuais</td> <td>1,0</td> </tr> <tr> <td>Areias</td> <td>1,0</td> </tr> </tbody> </table> <p>⁽¹⁾ Para estacas hélice contínua.</p>	Solo	$\beta_{DQ}^{(1)}$	Argilas	1,0	Solos Residuais	1,0	Areias	1,0	Desconsiderado																		
Solo	$\beta_{DQ}^{(1)}$																											
Argilas	1,0																											
Solos Residuais	1,0																											
Areias	1,0																											
N_p	Média entre o valor de N_{SPT} correspondente a ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior	Média entre o valor de N_{SPT} correspondente a ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior																										
α_{DQ}	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Solo</th> <th>$\alpha_{DQ}^{(1)}$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Argilas</td> <td>0,30</td> </tr> <tr> <td>Solos Residuais</td> <td>0,30</td> </tr> <tr> <td>Areias</td> <td>0,30</td> </tr> </tbody> </table> <p>⁽¹⁾ Para estacas hélice contínua.</p>	Solo	$\alpha_{DQ}^{(1)}$	Argilas	0,30	Solos Residuais	0,30	Areias	0,30	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Tipo de solo</th> <th>$\alpha_{DQ}C$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Argila</td> <td>43</td> </tr> <tr> <td>Argila siltosa</td> <td>46</td> </tr> <tr> <td>Argila siltosa pouco arenosa/ Argila silto-arenosa</td> <td>49</td> </tr> <tr> <td>Argila arenosa</td> <td>60</td> </tr> <tr> <td>Silte arenoso</td> <td>160</td> </tr> <tr> <td>Areia (fina) argilosa</td> <td>100</td> </tr> <tr> <td>Areia siltosa</td> <td>150</td> </tr> <tr> <td>Areia (pouco argilosa)</td> <td>185</td> </tr> </tbody> </table>	Tipo de solo	$\alpha_{DQ}C$	Argila	43	Argila siltosa	46	Argila siltosa pouco arenosa/ Argila silto-arenosa	49	Argila arenosa	60	Silte arenoso	160	Areia (fina) argilosa	100	Areia siltosa	150	Areia (pouco argilosa)	185
Solo	$\alpha_{DQ}^{(1)}$																											
Argilas	0,30																											
Solos Residuais	0,30																											
Areias	0,30																											
Tipo de solo	$\alpha_{DQ}C$																											
Argila	43																											
Argila siltosa	46																											
Argila siltosa pouco arenosa/ Argila silto-arenosa	49																											
Argila arenosa	60																											
Silte arenoso	160																											
Areia (fina) argilosa	100																											
Areia siltosa	150																											
Areia (pouco argilosa)	185																											
C	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Tipo de Solo</th> <th>$C^{(1)}$ (kPa)</th> <th>$C^{(2)}$ (kPa)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Argila</td> <td>120</td> <td>100</td> </tr> <tr> <td>Silte Argiloso (solo residual)</td> <td>200</td> <td>140</td> </tr> <tr> <td>Silte Arenoso (solo residual)</td> <td>250</td> <td>200</td> </tr> <tr> <td>Areia</td> <td>400</td> <td>120</td> </tr> </tbody> </table> <p>⁽¹⁾ Décourt & Quaresma (1978) ⁽²⁾ Para estacas escavadas com lama bentonítica (Décourt, 1986)</p>	Tipo de Solo	$C^{(1)}$ (kPa)	$C^{(2)}$ (kPa)	Argila	120	100	Silte Argiloso (solo residual)	200	140	Silte Arenoso (solo residual)	250	200	Areia	400	120												
Tipo de Solo	$C^{(1)}$ (kPa)	$C^{(2)}$ (kPa)																										
Argila	120	100																										
Silte Argiloso (solo residual)	200	140																										
Silte Arenoso (solo residual)	250	200																										
Areia	400	120																										

Fonte: A Autora (2016).

Da mesma forma, o Quadro 9 apresenta as equações para o cálculo da capacidade de carga comuns ao método de Aoki & Velloso (1975) e à reavaliação desse método proposta no presente trabalho. No Quadro 10 é apresentada a comparação entre os coeficientes função do solo e algumas considerações do método proposto por Aoki & Velloso (1975) e da reavaliação proposta no presente trabalho.

Quadro 9 - Equações para o cálculo da capacidade de carga - Método de Aoki & Velloso.

Carga de ruptura	$P_u = P_l + P_p$
Resistência de ponta	$P_p = \frac{r_p}{F_1} \cdot A_b$ com $r_p = q_{c_{ponta}} = k \cdot N_{SPT_{ponta}}$
Resistência lateral	$P_l = \sum \frac{r_l}{F_2} \cdot U \cdot \Delta L$ com $r_l = \alpha_{AV} \cdot q_{c_{fuste}} = \alpha_{AV} \cdot k \cdot N_{SPT_{fuste}}$

Fonte: A Autora (2016).

Quadro 10 - Comparação entre o método de Aoki & Velloso (1975) e a reavaliação proposta no presente trabalho.

	Aoki & Velloso (1975)	Reavaliação																																																																																				
Limitação do N_{SPT}	$N_{SPT} \leq 50$ golpes	$N_{SPT} \leq 50$ golpes																																																																																				
$N_{SPT_{fuste}}$ ou $q_{c_{fuste}}$	N_{SPT} ou q_c de cada camada individual de solo ao longo do fuste	N_{SPT} ou q_c de cada camada individual de solo ao longo do fuste																																																																																				
$N_{SPT_{ponta}}$ ou $q_{c_{ponta}}$	N_{SPT} ou q_c ao nível da ponta	Média entre o valor de N_{SPT} ou q_c correspondente a ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior																																																																																				
k e α_{AV}	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Tipo de solo</th> <th>k(MPa)</th> <th>α_{AV}(%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Areia</td><td>1,00</td><td>1,4</td></tr> <tr><td>Areia Siltosa</td><td>0,80</td><td>2,0</td></tr> <tr><td>Areia Silto-argilosa</td><td>0,70</td><td>2,4</td></tr> <tr><td>Areia Argilosa</td><td>0,60</td><td>3,0</td></tr> <tr><td>Areia Argilo-siltosa</td><td>0,50</td><td>2,8</td></tr> <tr><td>Silte</td><td>0,40</td><td>3,0</td></tr> <tr><td>Silte Arenoso</td><td>0,55</td><td>2,2</td></tr> <tr><td>Silte Areno-argiloso</td><td>0,45</td><td>2,8</td></tr> <tr><td>Silte Argiloso</td><td>0,23</td><td>3,4</td></tr> <tr><td>Silte Argilo-arenoso</td><td>0,25</td><td>3,0</td></tr> <tr><td>Argila</td><td>0,20</td><td>6,0</td></tr> <tr><td>Argila Arenosa</td><td>0,35</td><td>2,4</td></tr> <tr><td>Argila Arenosiltosa</td><td>0,30</td><td>2,8</td></tr> <tr><td>Argila Siltosa</td><td>0,22</td><td>4,0</td></tr> <tr><td>Argila Silto-arenosa</td><td>0,33</td><td>3,0</td></tr> </tbody> </table>	Tipo de solo	k (MPa)	α_{AV} (%)	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 Arenosiltosa	0,30	2,8	Argila Siltosa	0,22	4,0	Argila Silto-arenosa	0,33	3,0	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Tipo de solo</th> <th>k (MPa)</th> <th>α_{AV} (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Areia</td><td>0,60</td><td>1,40</td></tr> <tr><td>Areia Siltosa</td><td>0,53</td><td>1,90</td></tr> <tr><td>Areia Silto-argilosa</td><td>0,53</td><td>2,40</td></tr> <tr><td>Areia Argilosa</td><td>0,53</td><td>3,00</td></tr> <tr><td>Areia Argilo-siltosa</td><td>0,53</td><td>2,80</td></tr> <tr><td>Silte Arenoso</td><td>0,50</td><td>3,00</td></tr> <tr><td>Argila</td><td>0,25</td><td>5,50</td></tr> <tr><td>Argila Arenosa</td><td>0,44</td><td>3,20</td></tr> <tr><td>Argila Arenosiltosa</td><td>0,30</td><td>3,80</td></tr> <tr><td>Argila Siltosa</td><td>0,26</td><td>4,50</td></tr> <tr><td>Argila Silto-arenosa</td><td>0,33</td><td>4,10</td></tr> </tbody> </table>	Tipo de solo	k (MPa)	α_{AV} (%)	Areia	0,60	1,40	Areia Siltosa	0,53	1,90	Areia Silto-argilosa	0,53	2,40	Areia Argilosa	0,53	3,00	Areia Argilo-siltosa	0,53	2,80	Silte Arenoso	0,50	3,00	Argila	0,25	5,50	Argila Arenosa	0,44	3,20	Argila Arenosiltosa	0,30	3,80	Argila Siltosa	0,26	4,50	Argila Silto-arenosa	0,33	4,10
	Tipo de solo	k (MPa)	α_{AV} (%)																																																																																			
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 Arenosiltosa	0,30	2,8																																																																																				
Argila Siltosa	0,22	4,0																																																																																				
Argila Silto-arenosa	0,33	3,0																																																																																				
Tipo de solo	k (MPa)	α_{AV} (%)																																																																																				
Areia	0,60	1,40																																																																																				
Areia Siltosa	0,53	1,90																																																																																				
Areia Silto-argilosa	0,53	2,40																																																																																				
Areia Argilosa	0,53	3,00																																																																																				
Areia Argilo-siltosa	0,53	2,80																																																																																				
Silte Arenoso	0,50	3,00																																																																																				
Argila	0,25	5,50																																																																																				
Argila Arenosa	0,44	3,20																																																																																				
Argila Arenosiltosa	0,30	3,80																																																																																				
Argila Siltosa	0,26	4,50																																																																																				
Argila Silto-arenosa	0,33	4,10																																																																																				
F1	2 (para estacas hélice contínua, introduzido por Velloso & Lopes, 2002)	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Tipo de solo</th> <th>F1</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Argiloso</td><td>6,3</td></tr> <tr><td>Arenoso</td><td>3,4</td></tr> <tr><td>Silte arenoso</td><td>3,1</td></tr> </tbody> </table>	Tipo de solo	F1	Argiloso	6,3	Arenoso	3,4	Silte arenoso	3,1																																																																												
Tipo de solo	F1																																																																																					
Argiloso	6,3																																																																																					
Arenoso	3,4																																																																																					
Silte arenoso	3,1																																																																																					
F2	4 (para estacas hélice contínua, introduzido por Velloso & Lopes, 2002)	4,03 (ou valor entre 4,0 e 4,5)																																																																																				

Fonte: A Autora (2016).

Na reavaliação dos métodos verificou-se que a distinção dos coeficientes por tipo de solo é indispensável na estimativa da resistência de ponta. Quanto aos coeficientes inerentes à estimativa da resistência lateral, não é necessário, como proposto na reavaliação dos métodos de Alonso e Décourt & Quaresma, os quais não adotam essa premissa. Não foi necessário proceder à aferição para redução de dispersão dos resultados da aplicação dos métodos aferidos, seja na estimativa da resistência lateral, de ponta ou total.

Tanto na análise de transferência de carga quanto na reavaliação dos métodos, observou-se a limitação da sondagem SPT na caracterização da resistência de solos com N_{SPT} reduzido. Posto isso, admite-se que a sondagem CPT seja o ensaio de campo mais apropriado, pois a presença de solo de baixa consistência, quando acontece no perfil de solo da Formação Guabirota, geralmente está associada às camadas superficiais intemperizadas, a partir das quais o N_{SPT} cresce e alcança elevados valores. Dessa forma, seria necessário calibrar a relação q_c-N_{SPT} para que os métodos reavaliados com base nos ensaios SPT possam ser utilizados ou proceder à reavaliação dos métodos a partir de provas de carga em estacas com sondagem CPT de referência. Adicionalmente, acredita-se que uma opção viável e, possivelmente, satisfatória é a sondagem SPT-T. No presente trabalho foram propostas relações $T-N_{SPT}$, porém as sondagens de referência das estacas utilizadas nas reavaliações não possuem medição de torque, então a sensibilidade do ensaio não pôde ser avaliada.

Também há necessidade de calibrar os coeficientes função do solo referentes aos solos siltosos, pois um número limitado de estacas do conjunto de dados considerado nos ajustes apresentou apenas silte arenoso em seu perfil.

Por fim, a validação dos métodos reavaliados segundo as recomendações da NBR 6122 (2010) para verificação do estado limite de serviço mostrou que o recalque referente à carga admissível estimada é, em média, igual a $0,50\%D$ ou 2,4 mm, para o método de Alonso, $0,55\%D$ ou 2,6 mm para o método de Décourt & Quaresma e para o método de Aoki & Velloso corresponde a $0,49\%D$ ou 2,3 mm.

A recomendação da NBR 6122 (2010) sobre relação entre a carga admissível e a resistência lateral para estacas escavadas é respeitada em 97%

das estimativas do método de Alonso, 92% das estimativas do método de Décourt & Quaresma e 94% das estimativas do método de Aoki & Velloso, considerando 103 estacas hélice contínua executadas em solos da Formação Guabirota. Essa relação entre cargas é, em média, igual a 0,76 para o método de Alonso, 0,79 para o método de Décourt & Quaresma e 0,84 para o método de Aoki & Velloso.

Como última sugestão, propõe-se que os métodos reavaliados sejam validados com base em um número maior de estacas cuja prova de carga tenha sido conduzida até recalques iguais ou superiores a $10\%D$, para que seja possível verificar, principalmente, as premissas sugeridas para a estimativa da resistência de ponta.

Conclui-se que o comportamento de estacas hélice contínua, dentro das limitações dos dados disponíveis, foi devidamente discutido. Somado a reavaliação dos métodos de previsão da capacidade de carga de estacas, proporcionaram a identificação de referências práticas para o dimensionamento de estacas no solo em questão e possibilitaram discussões sobre importantes peculiaridades das argilas da Formação Guabirota, no âmbito das fundações profundas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12131: Prova de Carga Estática – Método de Ensaio**. Rio de Janeiro: 2006, 8p.

ABNT, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB 6484: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Métodos de ensaio**. Rio de Janeiro, 2001, 17p.

ABNT, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2010, 91p.

ALBUQUERQUE, P. J. R.; MASSAD, F.; CARVALHO, D.; FERREIRA, A.M.M. **Comportamento à compressão de estacas escavadas, hélice contínua e hélice tipo ômega, em solo residual de diabásio**. Campinas, SP: UNICAMP, 2001.198p.

ALBUQUERQUE, P. J. R.; CARVALHO, D.; FERREIRA, C. V.; LOBO, A. S. **Comportamento de Estacas Pré-Moldadas e Escavadas, Instrumentadas, em Solo Não Saturado. A Experiência do Campo Experimental da Unicamp Campinas**. Revista Geotecnia, Lisboa, v. 108, p. 46-66, 2006.

ALLEDI, C. T. D. B. **Transferência de carga de estacas hélice contínua instrumentadas em profundidade**. 2013. 271p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa. 2013.

ALONSO, U. **Estimativa da transferência de carga de estacas escavadas a partir do SPT**. Revista Solos e Rochas, São Paulo, v.6, n.1, 1983.

ALONSO, U. R. **Interpretação de provas de carga axial em estacas “hélice contínua” monitoradas na execução**. Revista Solos e Rocha, São Paulo, v.19, n.3, p.233-242, 1996.

ALONSO, U. R. **Previsão e Controle das Fundações**. 2ª Edição. São Paulo: Edgard Blucher Ltda., p. 108-109, 1998.

ALONSO, U.R. **Reavaliação do método de capacidade de carga de estaca hélice contínua proposto por Alonso em 96 para duas regiões geotécnicas distintas**. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 4, 2000, São Paulo. Anais. São Paulo: ABMS/ABEF, 2000, v.2, p.425-429. 2000.

AMANN, K.A.P. **Metodologia semiempírica unificada para a estimativa da capacidade de carga de estacas**. 2010. 430p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 2010.

AMARAL, B T.; VIEZZER, M. E.; AMARAL, J. C. **Capacidade de carga a compressão em estacas pré-moldadas de concreto**. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 4, 2000, São Paulo. Anais. São Paulo: ABMS/ABEF, 2000, v.2, p.79-91.

ANJOS, G. J. M. **Estudo do comportamento de fundações escavadas em solos tropicais**. 2006. 341p. Tese (Doutorado) – Universidade de Brasília, Brasília. 2006.

ANTONIUTTI NETO, L.A.; FERREIRA, C.C.; KORMANN, A.C.M.; CHAMECKI, P.R.; RUSSO NETO, L. **Fundações diretas na Formação Guabirotuba: caso de obra com o uso de ensaio de placa**. In: Mesa Redonda Características Geotécnicas da Formação Guabirotuba, Curitiba, 1999. Anais. Curitiba: ABMS/UFPR, 1999. p. 139-148.

ANTUNES, W.R.; CABRAL, D.A. **Capacidade de carga em estacas hélice contínua**. In: Seminário de Engenharia de Fundações e Geotecnia, 3, 1996, São Paulo. Anais. São Paulo: ABMS/ABEF, 1996, v.2, p.105-109.

ANTUNES W.R.; TAROZZO, H. **Estacas Tipo Hélice Contínua**. In: HACHICH, W. *et al.* **Fundações Teoria e Prática**. 2ª Edição. São Paulo: Pini Ltda., 1998, p.345-347.

AOKI, N. **Energia complementar como critério de ruptura de estaca cravada**. Revista Militar de Ciência e Tecnologia, Rio de Janeiro, v.17, n.3, p.2-42, 2000.

AOKI, N. **Segurança e confiabilidade de fundações profundas**. In: Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, 8, 2005, Rio de Janeiro. Anais. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Pontes e Estruturas, 2005, v.1, p.1-15.

AOKI, N.; ALONSO, U.R. **Previsão e comprovação da carga admissível de estacas**. Revista do Instituto de Engenharia, São Paulo, n. 496, p.17-26, 1993.

AOKI, N.; CINTRA, J. C. A. **Carga admissível e carga característica em fundações por estacas**. Revista Solos e Rochas, São Paulo, v.23, n.2, p.137-142, 2000.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles**. Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, 5, Buenos Aires, 1975. Anais. Buenos Aires: ISSMFE, v.1, p.367-376.

AVERBECK, J. H. C. **O cone elétrico e sua aplicação no estudo de fundações em solos coesivo-friccionais**. 1996. 172p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 1996.

BENEGAS, E. Q. **Previsões para a curva carga-recalque de estacas a partir do SPT**. 1993. 93p. Tese (Doutorado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 1993.

BENETTI, L.B.; FURMANN, R. R.; MACHADO, A.M. **Análise de provas de carga estática em estacas hélice contínua executadas na cidade de Curitiba e Região Metropolitana**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Paraná, Curitiba. 2013.

BROWN, D.; SHI, L. **Load Testing of Deep Foundations using Osterberg Cell (O-Cell) – Test Method**. Interim Report - Transportation Research Board. Auburn University, Alabama, 2001.

BROWN, D. A. **Practical considerations in the selection and use of continuous flight auger and drilled displacement piles**. ASCE, Geotechnical Special Publication, nº 132, p. 1-11, 2005.

BROWN, D. A.; DAPP, S. D.; THOMPSON, W. R.; LAZARTE, C. A. **Design and Construction of Continuous Flight Auger Piles**. ASCE, Geotechnical Special Publication, nº 8, p. 293, 2007.

CAVALCANTE, E. H. (2002). **Investigação Teórico - Experimental Sobre o SPT**. 2002. 441p. Tese (Doutorado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

CINTRA, J.C.A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, v.1, 96p, 2010.

CORRÊA, S. M. B. B. **Probabilidade e Estatística**. 2º Edição. Belo Horizonte: PUC Minas Virtual, 2003.

DANZIGER, B. R. **Estudo de correlações entre os ensaios de penetração estática e dinâmica e suas aplicações ao projeto de fundações profundas**. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1982.

DANZIGER, B. R. **IME - Fundações**. 2007. 39p. Notas de Aula.

DANZIGER, B. R. **Relato da Sessão Paralela ST10-Fundações**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 16, 2012, Porto de Galinhas. Anais. São Paulo: ABMS, 2012.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. **Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 6, 1978, Rio de Janeiro. Anais. Rio de Janeiro: ABMS, v.1, p.45-53.

DÉCOURT, L. **On the load-settlement behavior of piles**. Revista Solos e Rochas, São Paulo, v.18, n.2, p. 93-112, 1995a.

DÉCOURT, L. **Discussão do artigo “Reavaliação dos métodos de capacidade de carga à tração de estacas tipo raiz”**. Revista Solos e Rochas, São Paulo, v. 18, n.3, p. 173-174, 1995b.

DÉCOURT, L. **A Ruptura de Fundações Avaliada com Base no Conceito da Rigidez**. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 3, 1996, São Paulo. Anais. São Paulo: ABMS/ABEF, v.1, p. 215-224.

DÉCOURT, L. **Análise e Projeto de Fundações Profundas**. In: HACHICH, W. *et al.* Fundações Teoria e Prática. 2ª Edição. São Paulo: Pini, p.265-327. 1998.

DÉCOURT, L. **Desenvolvimento do Atrito Lateral Estaca-solo, a partir de Provas de Carga utilizando Células Expansivas Hidráulicas**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos de Engenharia Geotécnica, 17, 2006, Curitiba. Anais. Curitiba: ABMS, v.2, p. 1061-1066.

DÉCOURT, L. **Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do têm dito**. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, 6, 2008, São Paulo. Anais. São Paulo: ABMS/ABEF, v.1, p. 221-245.

DÉCOURT, L. **Provas de Carga em Fundações: Curso de Extensão - Universidade Estadual de Campinas**. Campinas, 7 a 15 de agosto de 2015. Notas de Aula.

DE MELLO, V.F.B. **Foundations of buildings in Clay**. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, 7, Mexico, 1969. State of Art Volume. México, p.49-136.

DOHERTY, P.; GAVIN, K. **The shaft capacity of displacement piles in clay: A state of art review**. Geotechnical and Geological Engineering, v.19, n. 4, p. 389-410. 2011.

FALCONI, F.F.; SANTOS, M.S.; CORRÊA, C.; HACHICH, W. **Fundações Profundas em São Paulo**. In: NEGRO, A. *et al.* Twin Cities: Solos das Regiões Metropolitanas de São Paulo e Curitiba. São Paulo: ABMS, p. 247-295. 2012.

FELIPE, R.S. **Características Geológico-Geotécnicas da Formação Guabirotuba Curitiba**. MINEROPAR - Serviço Geológico do Paraná, 1ª Edição, 48p. 2011. Disponível em: <http://www.mineropar.pr.gov.br>. Acesso em: 19 de fev. 2015.

FELLENIUS, B.H. **From Strain measurements to load in an instrumented pile**. Geotechnical News Magazine. v. 19, n. 1, p. 35-38, 2001.

FELLENIUS, B. H. **Basic of Foundation Design**. Eletronic Edititon. Calgary, 2006. Disponível em: www.fellenius.net. Acesso em 08/02/2015.

FIORI, A.P.; SALAMUNI, E. **Geologia de Curitiba e Arredores**. In: NEGRO, A. *et al.* Twin Cities: Solos das Regiões Metropolitanas de São Paulo e Curitiba. São Paulo: ABMS, p. 47-67. 2012.

FLEMING, W.G.K. **A new method for single pile settlement prediction and analysis**. *Géotechnique*, v.42, n. 3, p. 411-425. 1992.

FLEMING, K.; WELTMAN, A.; RANDOLPH, M.; ELSON, K. **Piling Engineering**, 3^o Edição. New York/London: Taylor & Francis e-Library, 2009. 398p.

FOTI, A.; MASSAD, F. **Estacas Strauss: cuidados a serem observados na execução e a contribuição da ponta na sua capacidade de carga**. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 12, 2002, São Paulo. Anais. São Paulo: ABMS, v.3, p.1733-1742.

GARCIA, J.R.; ALBUQUERQUE, P.J.R.; CARVALHO, D. **Analysis of load capacity of the root instrumented piles in diabasic soil**. In: Congresso Nacional de Geotecnia, 12, 2012, Lisboa – Portugal. Proceedings. v.1, p.295-296.

GEOKON. **Instruction Manual – Model 1300 (Model A9) Retrievable Extensometer**. 2011. Disponível em: <http://www.geokon.com>. Acesso em: 22/03/2015.

GEOKON. **Retrievable Extensometer**. 2014. Disponível em: <http://www.geokon.com>. Acesso em: 22/03/2015.

GOTLIEB, M.; PENNA, A.S.D.; ROMANO JR, R.; RODRIGYES, L.H.B. **Um método simples para avaliação da tensão admissível no topo de estacas do tipo hélice contínua**. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 4, 2000, São Paulo. Anais. São Paulo: ABMS/ABEF, v.1, p.312-319.

HACHICH, W. **Segurança das Fundações e Escavações**. In: HACHICH *et al.* Fundações Teoria e Prática. 2^o Edição. São Paulo: Pini, p. 197-211. 1998.

HAYES, J.; SIMMONDS, A. **Interpreting Strain Measurements form Load Tests in Bored Piles**. In: Proceedings of the 9th International Conference on Piling and Deep Foundations, 2002. Hawthorne, USA: Deep Foundations Institute (DFI International), p.663-669.

HIRAYAMA, H. **Load-settlement analysis for bored piles using hyperbolic transfer functions**. *Soils and Foundation - Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, v.30, n.1, p.55-64, 1990.

KAREZ, M.B. & ROCHA, E.A.C. **Estacas tipo hélice contínua: previsão da capacidade de carga**. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 4, 2000, São Paulo. São Paulo: ABMS/ABEF, v.1, p. 274-278.

KORMANN, A.C.M.; CHAMECKI, P.R.; BOSZCZOWSKI, R.B.; BORGA, P.C.; NASCIMENTO, N.A. **Ensaio de Cisalhamento Direto em Argila Rija da Formação Guabirotuba: Influência da Velocidade de Deslocamento**. In: Características Geotécnicas da Formação Guabirotuba. Curitiba: ABMS, p. 29-36, 1999.

KORMANN, A.C.M. , CHAMECKI, P.R., ANTONIUTTI NETO, L.;RUSSO NETO, L; BERNARDES, G. de P. **Estacas hélice contínua em argila sobreadensada: comportamento em provas de carga estáticas e dinâmicas**. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 4, 2000, São Paulo. Anais. São Paulo: ABMS/ABEF. p. 58-70.

KORMANN, A.C.M. **Comportamento Geomecânico da Formação Guabirotuba: Estudos de Campo e Laboratório**. 2002. 429p.Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

KORMANN, A.M. **A Formação Guabirotuba**. In: NEGRO, A. *et al.* Twin Cities: Solos das Regiões Metropolitanas de São Paulo e Curitiba. São Paulo: ABMS, p. 137-155, 2012.

LANDIM, P. M. B. **Análise estatística de dados geológicos**. 2º Edição. São Paulo: Editora UNESP, 2003. 259p.

LAPROVITERA, H. **Reavaliação de método semiempírico de previsão de capacidade de carga de estacas a partir de banco de dados**. Dissertação (Mestrado) – COPPE – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1988.

LARSON, R.; FARBER, B. **Estatística Aplicada**. 4º Edição. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2010. 640p.

LÁZARO, A. A.; WOLLE, C. M. **Estacas hélice contínua: correlações entre a monitoração de características dos solos**. Seminário de Fundações Especiais e Geotecnia, 5, 2004, São Paulo. Anais. São Paulo: ABMS/ABEF, v.1, p. 57.

LE TIRANT, P. **Design Guides for Offshore Structures**. Paris: Éditions Technip.1992.

LOBO, B. **Método de previsão de capacidade de carga de estacas: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT**. 2005. 121p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

LOBO, B. O.; SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E.; ROCHA, M. M. **Previsão de capacidade de carga de estacas através de conceitos de transferência de energia SPT**. Revista Luso-Brasileira de Geotecnia, n.115, p.5-20, 2009.

MASSAD, F. **Notes on the interpretation of failure load from routine pile load tests**. Revista Solos e Rochas. São Paulo, v.9, n.1, p. 33-36, 1986.

MELO, B. **Análise de provas de carga à compressão à luz do conceito de rigidez**. 2009. 219p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2009.

MELO, B.; ALBUQUERQUE, P. J. R.; DÉCOURT, L.; CARVALHO, D. **Análise do atrito lateral em estacas hélice contínua instrumentadas por meio do conceito da rigidez**. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 16, 2012, Porto de Galinhas.

NEGRO, A.; NAMBA, M.; DYMINSKI, A.S.; SANCHES, V.L.; KORMANN, A.C.M. (2012). **Twin Cities: Solos das Regiões Metropolitanas de São Paulo e Curitiba**. D’Livros, São Paulo, Brasil, 432 p.

NETO, J.A.A. **Análise do desempenho de estacas hélice contínua e ômega – Aspectos executivos**. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

NETO, J. A. A.; KOCHEN, R. **Estacas hélice contínua e ômega: aspectos executivos**. 2003. Disponível em: <http://geocompany.com.br>. Acesso em: 22/02/2015.

NIYAMA, S.; AOKI, N.; CHAMECKI, P. R. **Verificação de desempenho**. In: HACHICH, W. *et al.* Fundações Teoria e Prática. 2ª Edição. São Paulo: Pini, p.265-327. 1998.

OLAVO, L.H.F.; REGO, A.A.; DEBAS, L.F. **Fundações Profundas: a Experiência Regional de Curitiba**. In: NEGRO, A. *et al.* Twin Cities: Solos das Regiões Metropolitanas de São Paulo e Curitiba. São Paulo: ABMS, p. 295-317, 2012.

OLAVO, J.M.; GAZDA, R.J.; GAZDA, M. **Fundações Profundas no estado do Paraná**. In: Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, 9, 2013, Criciúma.

POULOS, H. G., & DAVIS, E. **Pile Foundation Analysis and Design**. New York: Wiley and Sons, 1980.

QUARESMA, A.R., DÉCOURT, L., QUARESMA FILHO, A.R., ALMEIDA, M.S.S. & DANZIGER, F. **Investigações Geotécnicas**. In: HACHICH *et al.* Fundações Teoria e Prática. São Paulo: Pini, 1998.

RANZINI, S. M. T. **SPTF**. Revista Solos e Rochas, São Paulo, v.2, p.29-30, 1988.

REIS, J. H. C. **Modelo de atrito estático em interfaces de contato entre concreto e areia**. 2006. 188p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

RODRIGUEZ, T. G.; RAMOS, C. **O Verdadeiro Potencial da Prova de Carga Estática**. Disponível em: <http://www.fugroinsitu.com.br>. Acesso em: 09/02/2015.

SALAMUNI, E.; SALAMUNI, R. **Contexto Geológico da Formação Guabirotuba, Bacia de Curitiba**. In: Características Geotécnicas da Formação Guabirotuba. Curitiba: ABMS, p. 7-16, 1999.

SALGADO, R.; LEE, J. **Pile Design Based on Cone Penetration Test Results**. Final Report - FHWA/IN/JTPR-99/8. Purdue University, 1999.

SALGADO, R. **Design of piles for axial loads**. 2013. p.41. A Course at Southeast University. Notas de Aula.

SCHMERTMANN, J.; HAYES, J.; MOLNIT, T.; OSTERBERG, J. **O-Cell Testing Case Histories Demonstrate the Importance of Bored Pile (Drilled Shaft) Construction Technique**. In: Proceedings of 4th International Conference on Case Histories. Rolla, Missouri: University of Missouri, 1998.

SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e Suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.190p.

SILVA, C.M.; CARVALHO, J. C.; ALLEDI, C.T.D.B.; ALBUQUERQUE, P.J.R. **Estacas hélice contínua e sua capacidade de ponta**. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 8, 2015, São Paulo.

SIMONS, N.; MENZIES, B. **A short course in foundation engineering**. 2^o Edição. London:Thomas Telford Ltd. 2000.

SKINNER, H.; POWELL, J.J.M. **A review of pile test results and design from a London Clay site**. International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 18, 2013, Paris.

SOUZA, R.N.; COUSO Jr., E. **Considerações sobre o comportamento de estacas do tipo hélice contínua**. Revista Solos e Rochas, v.20, n.2, p. 99-105. 1997.

SOUZA, R.N. **Observação do contato concreto-solo da ponta de estacas hélice contínua**. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 13, 2006, Curitiba. Anais. Curitiba: ABMS, 2006. v. 2, p. 1253-1258.

SPIEGEL, M. **Estatística**. 2^o Edição. São Paulo: Mc Graw-Hill do Brasil, 1985. 302p.

TALAMINI NETO, E. **Caracterização geotécnica do subsolo de Curitiba para o planejamento da ocupação do espaço subterrâneo**. 2001. 176p. Dissertação (Mestrado) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

VAN DER VEEN, C. **The bearing capacity of a pile**. ICSMFE, 3, 1953, Zurich, v.2, p.84-90.

VARGAS, M. **Interação solo-estaca**. Revista Solos e Rochas. São Paulo, v.5, n.1, 1982.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Concepção de obras de fundações**. In: HACHICH *et al.* Fundações Teoria e Prática. São Paulo: Pini, 1998.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ, 2002, v. 2, 472p.

VIALI, L. **Estatística Básica**. UFRGS, 2012. 31p. Notas de Aula.

VIANNA, A.P.F.; CINTRA, J.C.A. **Aplicabilidade do método de Van der Veen para extrapolação de curvas carga x recalque**. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 4, 2000, São Paulo. Anais. São Paulo: ABMS/ABEF, v. 1, p. 85-93.

VORCARO, M. C. G. **Previsão de carga última em estacas por regressão linear múltipla**. 2000. 302p. Tese (Doutorado) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2000.

VORCARO, M.C.G.; VELLOSO, D.A. **Avaliação de carga última em estacas escavadas por regressão linear**. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 4, 2000, São Paulo. Anais. São Paulo: ABMS/ABEF, v. 2, p. 331-344.

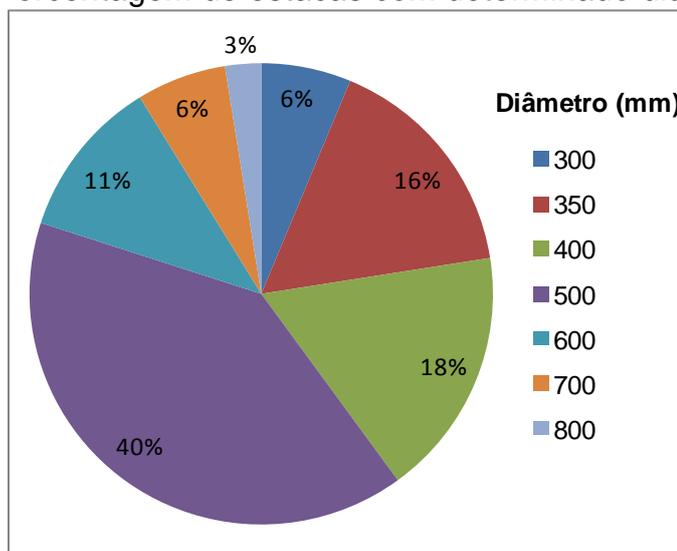
ZHANG, L. **Reliability verification using pile load tests**. In: Phoon, K. Reliability-based design in geotechnical engineering – Computations and Applications. Abingdon: Taylor & Francis, p. 385-412, 2012.

APÊNDICE 1 – BANCO DE DADOS PARA AFERIÇÃO

A Tabela 22 e a Tabela 23 apresentam as características geométricas das 80 estacas hélice contínua executadas em solos da Formação Guabirota, cuja prova de carga não atingiu recalque maior ou igual a $5\%D$. Também constam nestas tabelas o recalque máximo e a carga máxima de ensaio.

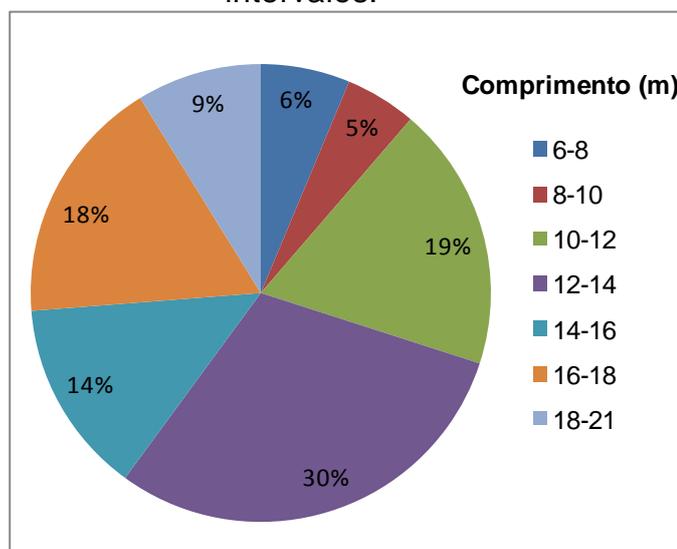
A Figura 74 e a Figura 75 explicitam que o perfil geométrico mais frequente neste conjunto é caracterizado por estacas de 500 mm de diâmetro e comprimento entre 10 e 18 m.

Figura 74 - Porcentagem de estacas com determinado diâmetro.



Fonte: A Autora (2016).

Figura 75 - Porcentagem de estacas conforme comprimento definido em intervalos.



Fonte: A Autora (2016).

Tabela 22 - Banco de dados para aferição.

Nº	Município	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)	Recalque (mm)	Carga máxima de ensaio (kN)
1	Araucária	500	12,50	13,33	1770
2	Curitiba	500	11,00	20,34	2424
3	Curitiba	600	10,50	12,36	2945
4	São José dos Pinhais	500	17,00	8,39	1976
5	São José dos Pinhais	500	17,00	12,29	1946
6	São José dos Pinhais	500	17,00	19,79	1770
7	Araucária	350	11,50	5,12	749
8	Araucária	400	12,00	13,15	2080
9	Araucária	500	18,60	5,55	2080
10	Araucária	500	12,90	5,22	2008
11	Araucária	500	12,50	6,31	2012
12	Araucária	600	13,80	4,87	2962
13	Araucária	350	13,00	7,18	1254
14	Araucária	350	12,28	4,13	1263
15	Araucária	600	12,64	19,27	2158
16	Araucária	400	11,44	3,51	1371
17	Araucária	400	10,12	1,07	396
18	Araucária	500	12,44	6,12	1988
19	Araucária	600	15,32	6,29	3471
20	Araucária	350	7,35	7,37	1200
21	Araucária	400	17,00	3,99	882
22	Araucária	400	12,00	5,26	1320
23	Araucária	400	12,00	3,72	1158
24	Araucária	600	8,80	5,18	1729
25	Araucária	400	7,20	2,06	625
26	Araucária	400	18,00	2,70	812
27	Araucária	300	12,85	8,27	660
28	Araucária	400	13,85	4,33	881
29	Araucária	350	16,56	10,13	1486
30	Araucária	500	14,32	19,35	2942
31	Araucária	500	20,56	13,15	3007
32	Araucária	350	15,52	14,13	1496
33	Araucária	350	11,00	6,22	911
34	Araucária	400	9,00	10,14	1681
35	Araucária	500	12,90	10,42	2728
36	Araucária	350	9,80	8,22	2284
37	Araucária	500	14,80	8,98	2794
38	Araucária	350	10,35	14,24	1383
39	Araucária	500	12,25	23,79	1994
40	Araucária	350	9,90	14,11	1342

Tabela 23 - Banco de dados para aferição - Continuação.

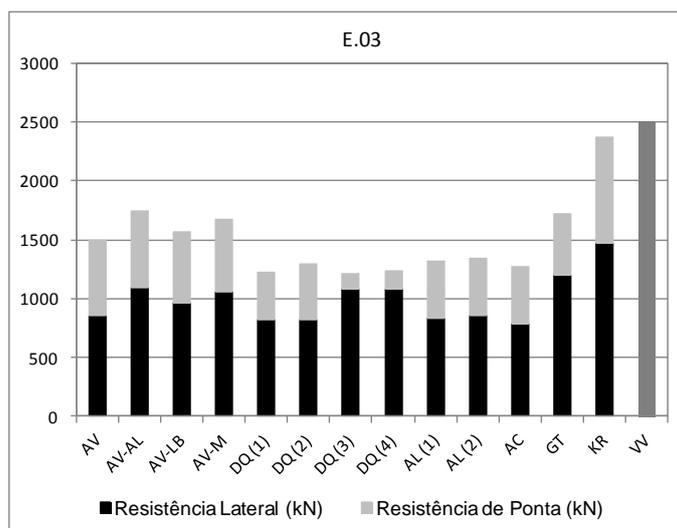
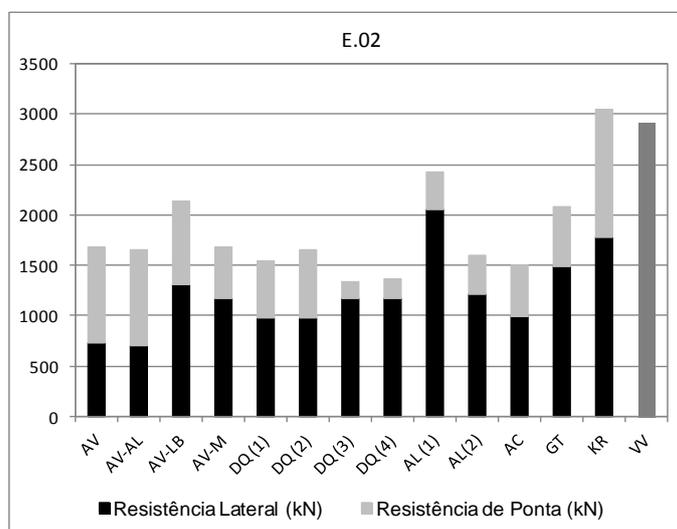
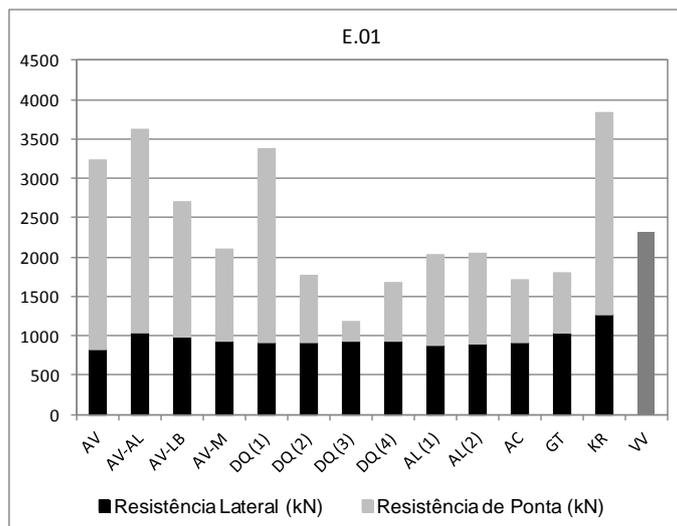
Nº	Município	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)	Recalque (mm)	Carga máxima de ensaio (kN)
41	Araucária	500	13,10	15,25	2783
42	Araucária	500	10,80	22,26	1958
43	Curitiba	400	14,00	8,63	905
44	Curitiba	700	12,30	16,16	3709
45	Curitiba	700	15,70	9,50	3500
46	Curitiba	700	14,70	14,20	3504
47	Curitiba	800	14,20	14,85	4116
48	Curitiba	700	18,70	8,42	3115
49	Curitiba	600	18,00	10,54	2795
50	Curitiba	600	20,00	4,13	2839
51	Curitiba	500	19,55	5,16	1503
52	Curitiba	350	17,00	3,44	799
53	Araucária	300	14,70	4,54	527
54	Araucária	500	12,00	5,04	1486
55	Araucária	500	12,00	6,53	1783
56	Araucária	400	17,00	7,40	1411
57	Araucária	500	13,55	13,17	2194
58	São José dos Pinhais	500	20,03	4,78	580
59	Araucária	500	13,77	6,41	1513
60	Araucária	500	13,88	14,39	1773
61	Araucária	500	17,52	14,68	1750
62	Araucária	700	12,35	2,30	2057
63	Curitiba	500	17,00	5,89	1603
64	Araucária	500	12,50	10,18	1995
65	Araucária	500	12,70	5,15	2005
66	Curitiba	500	11,90	4,59	1652
67	Araucária	500	13,97	7,34	1761
68	Araucária	500	13,80	5,52	1765
69	Araucária	500	14,05	17,74	1769
70	Araucária	500	14,30	7,25	1764
71	Araucária	400	6,00	8,37	810
72	Curitiba	600	11,12	25,80	3476
73	Curitiba	800	18,00	8,73	2676
74	São José dos Pinhais	400	13,45	4,27	813
75	Curitiba	300	16,22	1,98	500
76	Curitiba	300	15,85	3,67	601
77	São José dos Pinhais	600	19,60	4,46	2405
78	São José dos Pinhais	300	18,00	8,33	622
79	Curitiba	350	6,00	9,38	1378
80	Curitiba	350	7,00	13,29	980

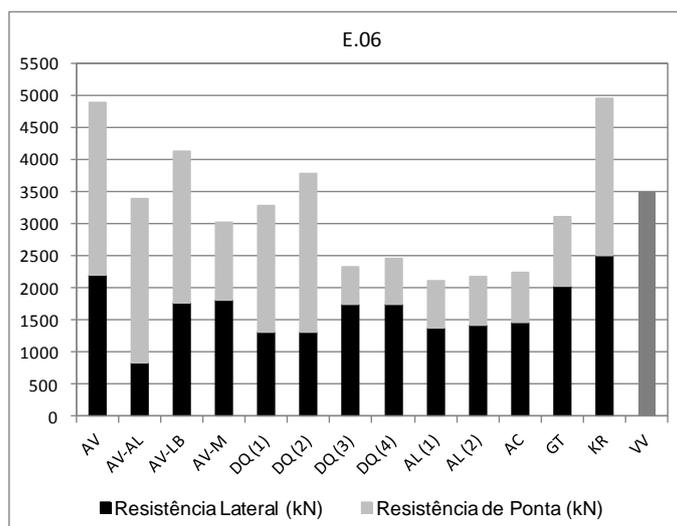
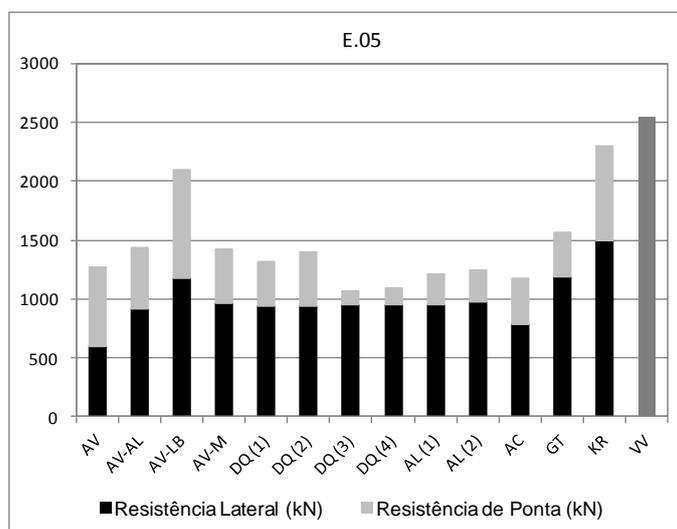
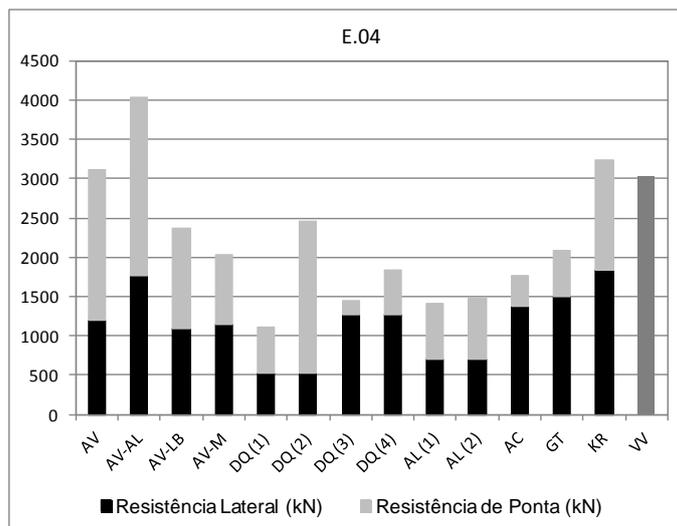
**APÊNDICE 2 – RESULTADO DA APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE
PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS**

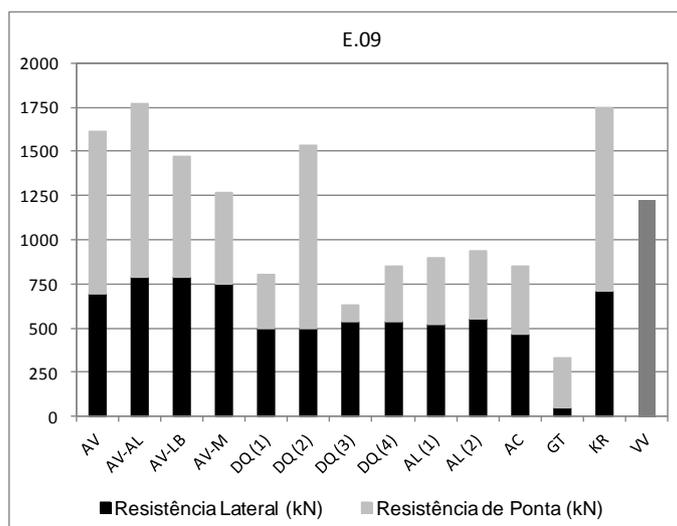
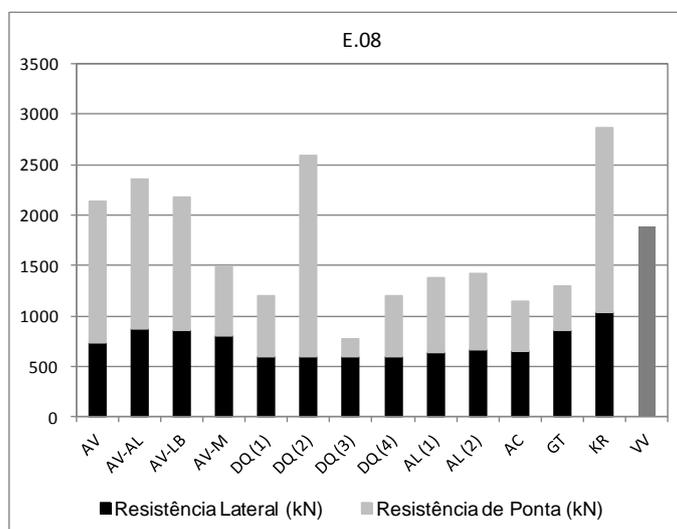
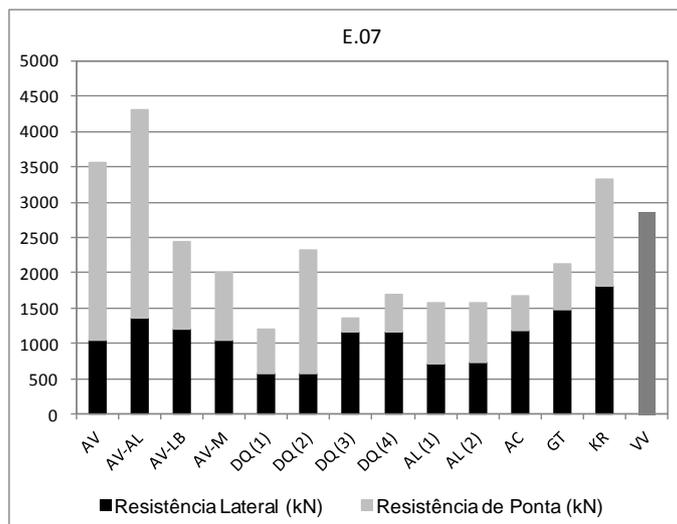
O resultado da aplicação dos métodos para cada estaca da Tabela 12 e da Tabela 13 é apresentado nos gráficos a seguir. A carga de ruptura é discretizada em resistência lateral e por ponta, exceto para o método de Vorcaro & Velloso (2000), o qual não faz distinção clara entre as parcelas de carga.

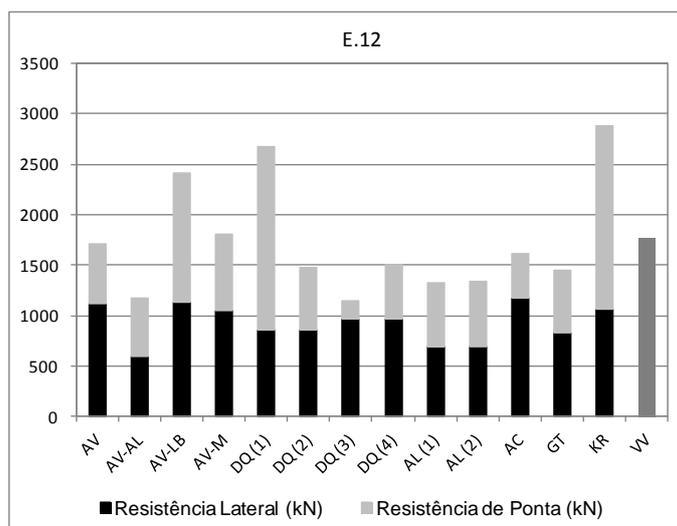
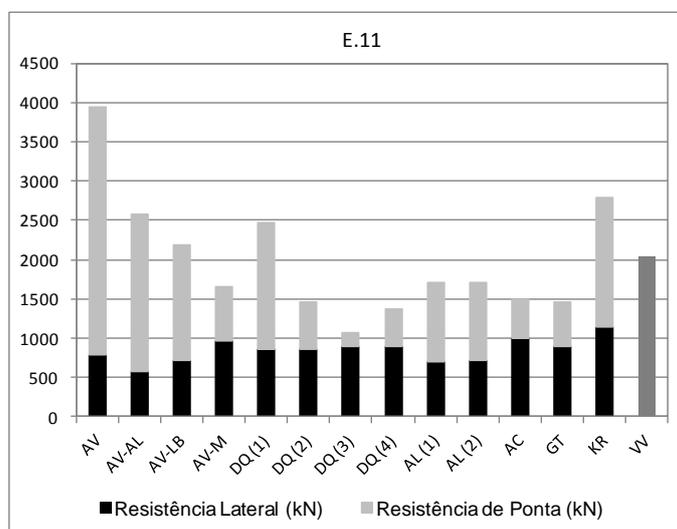
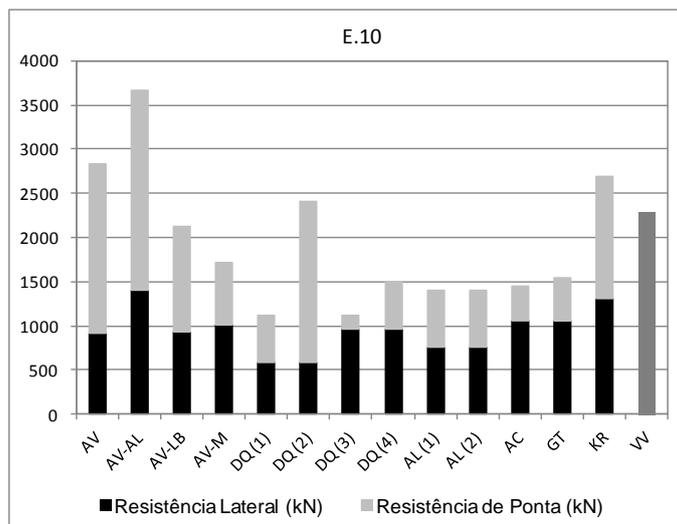
Os métodos de previsão da capacidade de carga de estacas e suas variações são listados a seguir, assim como as respectivas siglas.

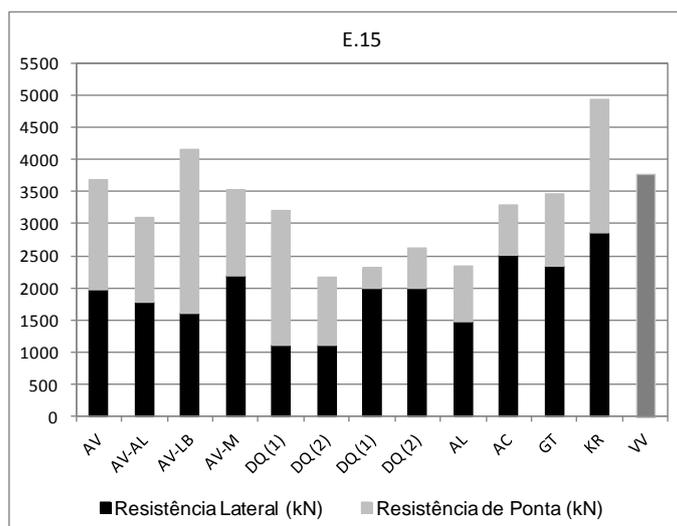
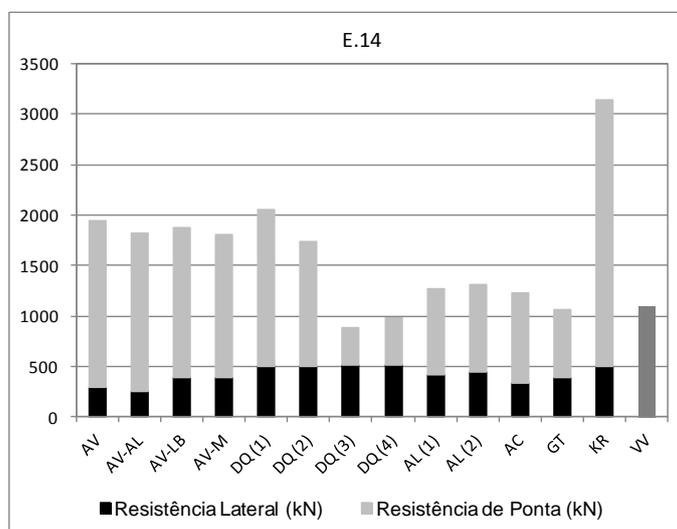
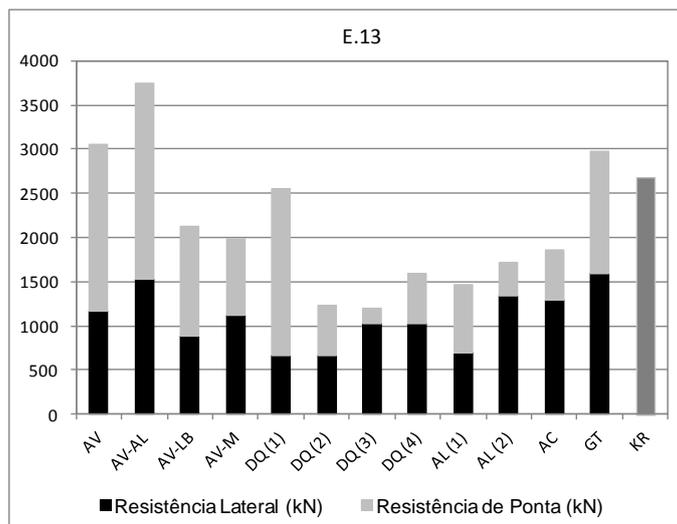
- 1) AV: Método de Aoki & Velloso (1975) com os valores de $F1$ e $F2$ definidos por Velloso & Lopes (2002);
- 2) AV-AL: Método de Aoki & Velloso (1975) com valores de k e α_{AV} propostos por Alonso (1980) e de $F1$ e $F2$ definidos por Velloso & Lopes (2002);
- 3) AV-LB: Método de Aoki & Velloso (1975) modificado por Laprovitera (1988) com valores de $F1$ e $F2$ definidos por Velloso & Lopes (2002);
- 4) AV-M: Método de Aoki & Velloso (1975) modificado por Monteiro (1997);
- 5) DQ (1): Método de Décourt & Quaresma (1978);
- 6) DQ (2): Método de Décourt & Quaresma (1978) com valores de C reavaliados em 1986 para estacas escavadas com lama bentonítica;
- 7) DQ (3): Método de Décourt & Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996) com valores de C reavaliados em 1986 para estacas escavadas com lama bentonítica;
- 8) DQ (4): Método de Décourt & Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996);
- 9) AL (1): Método de Alonso (2000), com a relação $N_{SPT}-T$ proposta para a Bacia Sedimentar Terciária de São Paulo;
- 10) AL (2): Método de Alonso (2000), com a relação $N_{SPT}-T$ proposta para a Formação Guabirota;
- 11) AC: Método de Antunes & Cabral (1996);
- 12) GT: Método de Gotlieb *et al.* (2000);
- 13) KR: Método de Kárez & Rocha (2000);
- 14) VV: Método de Vorcaro & Velloso (2000).

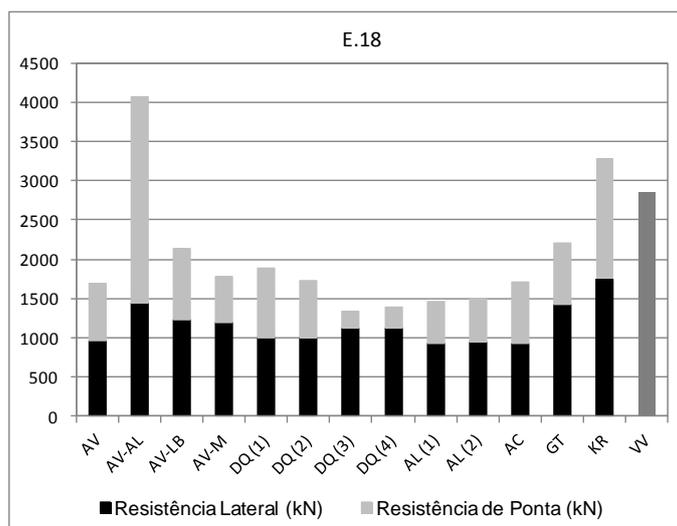
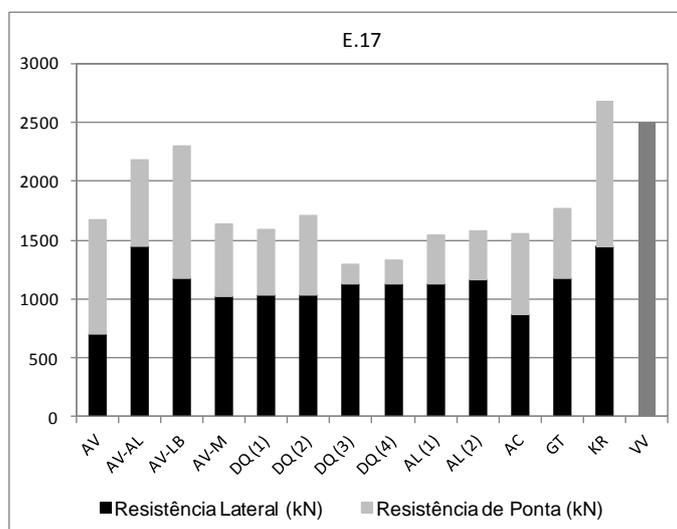
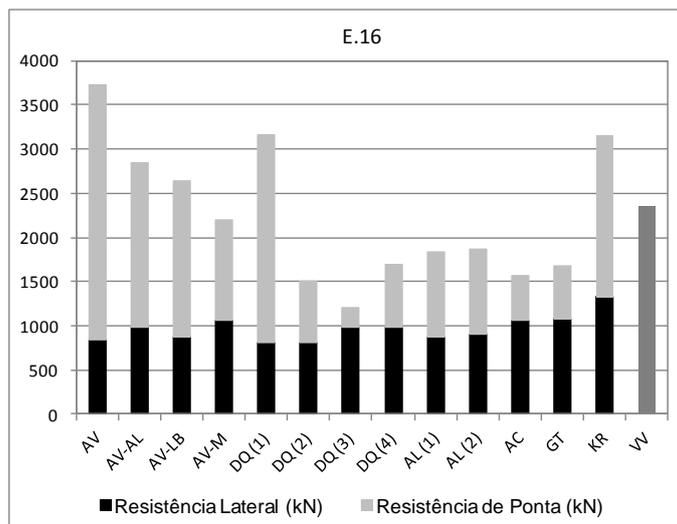


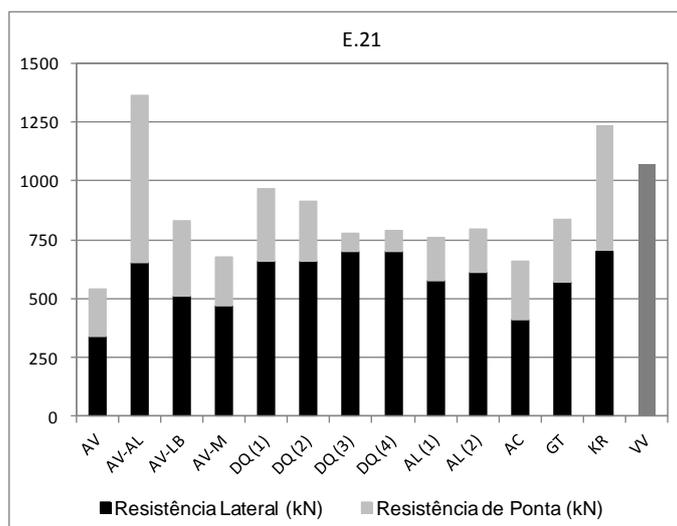
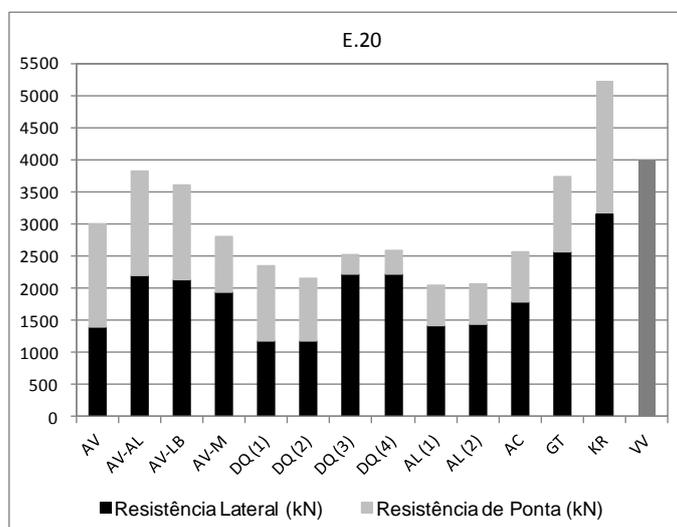
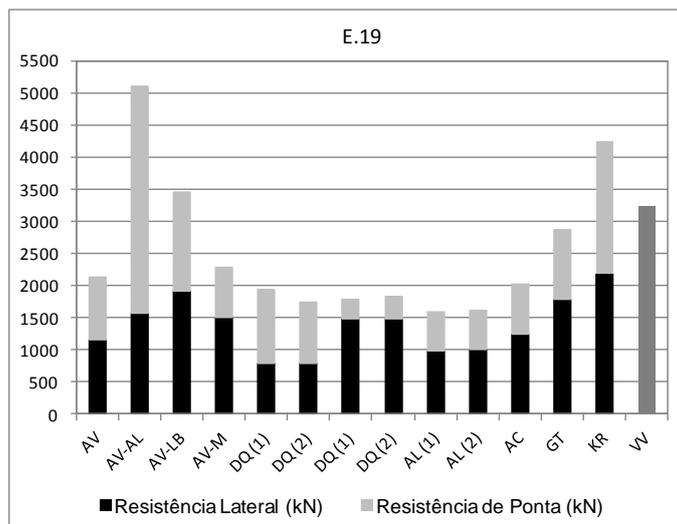


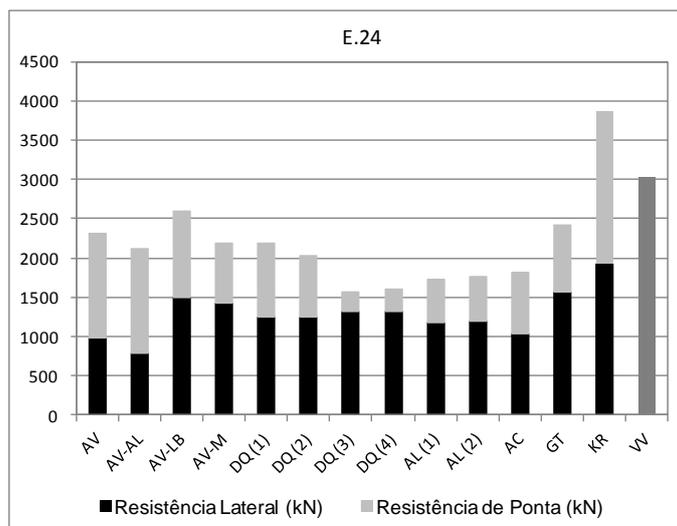
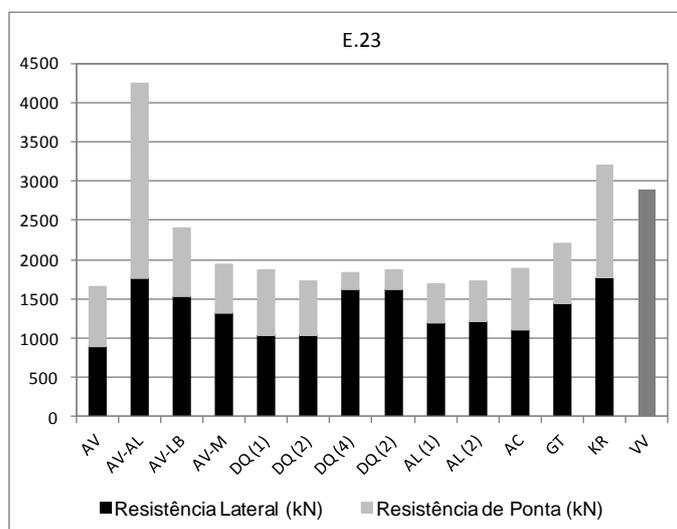
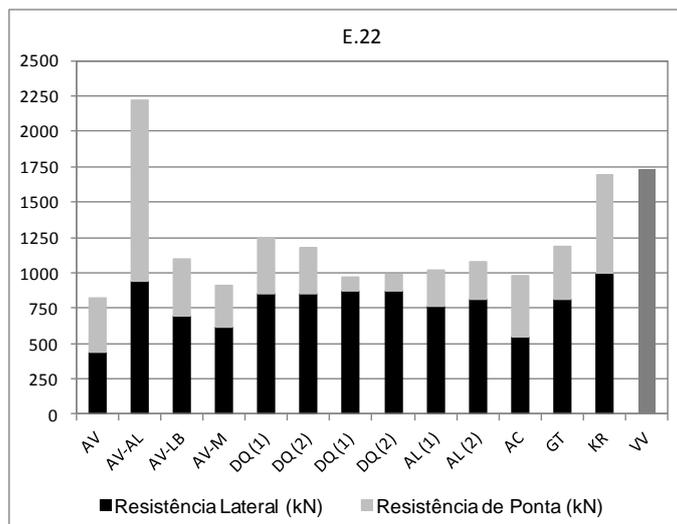


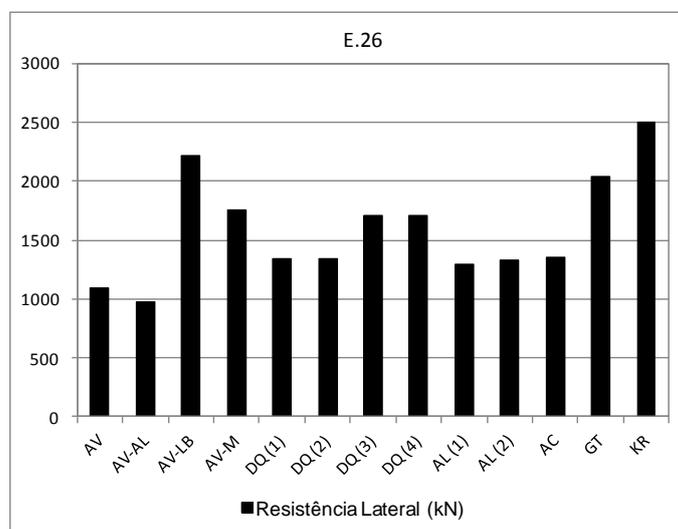
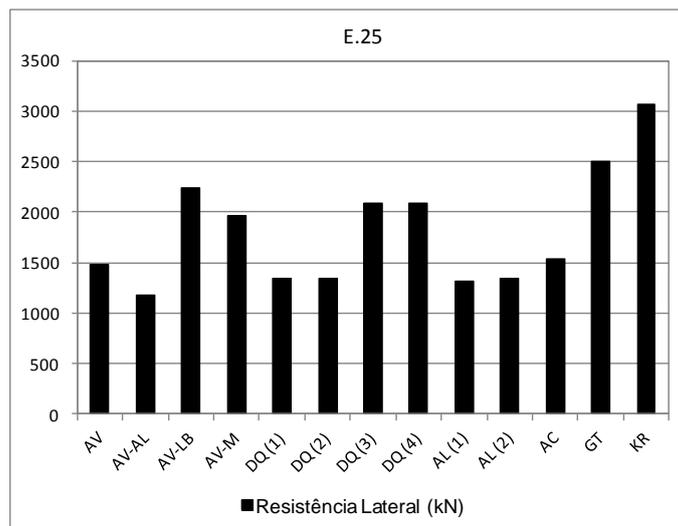






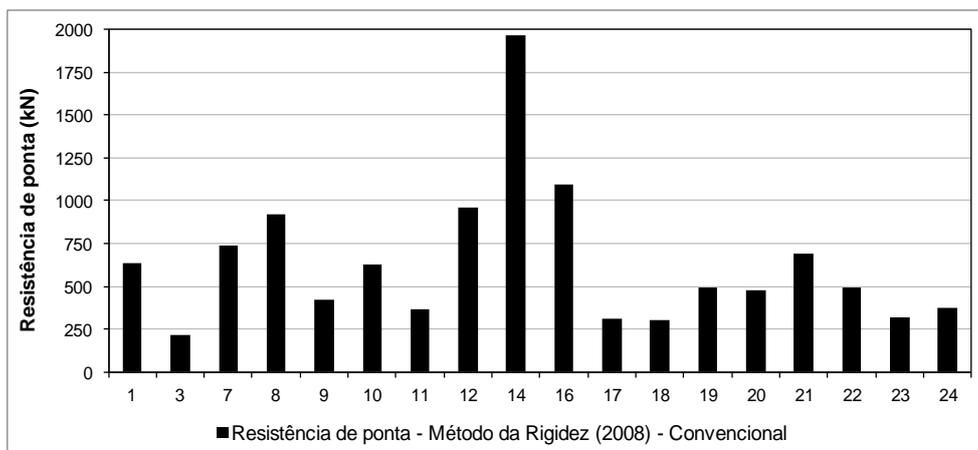
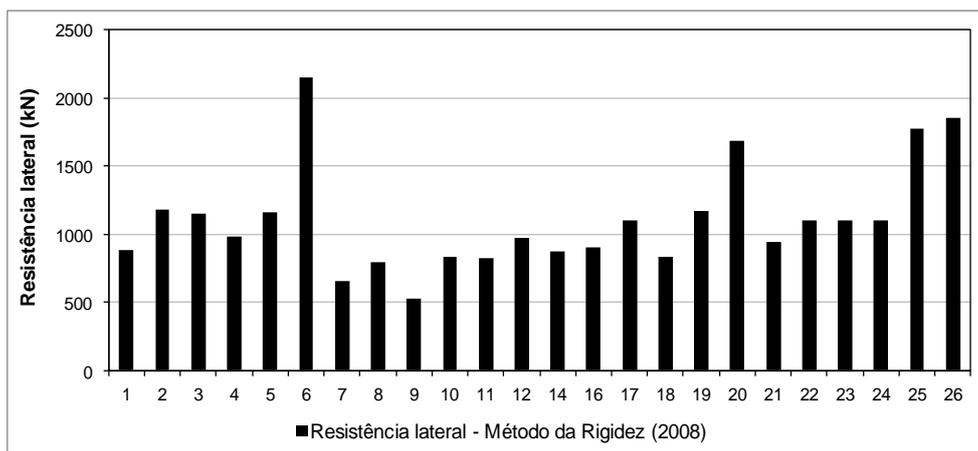




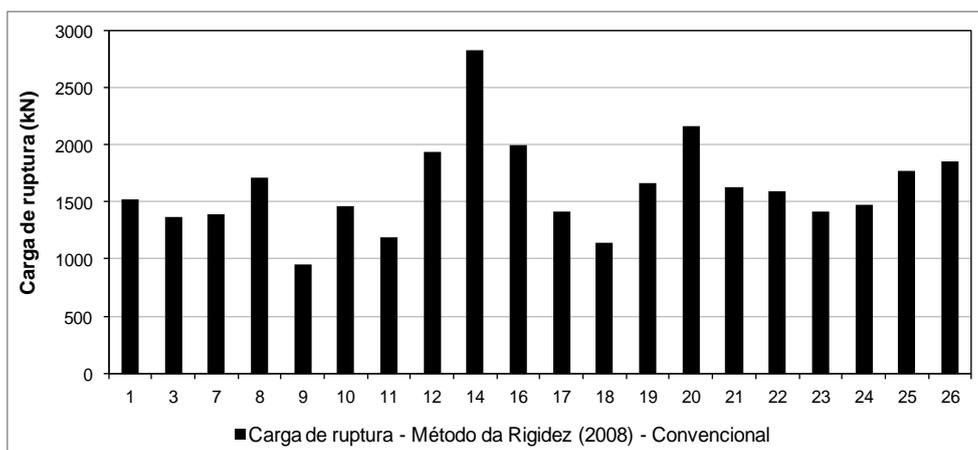


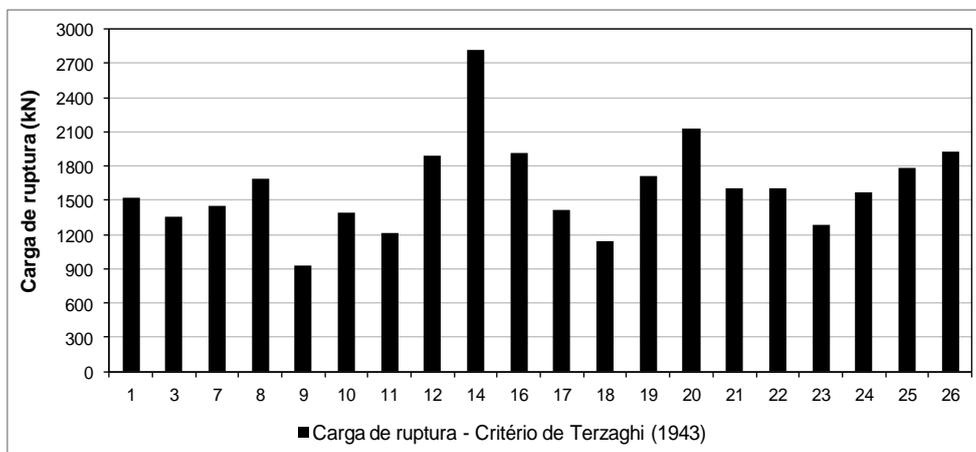
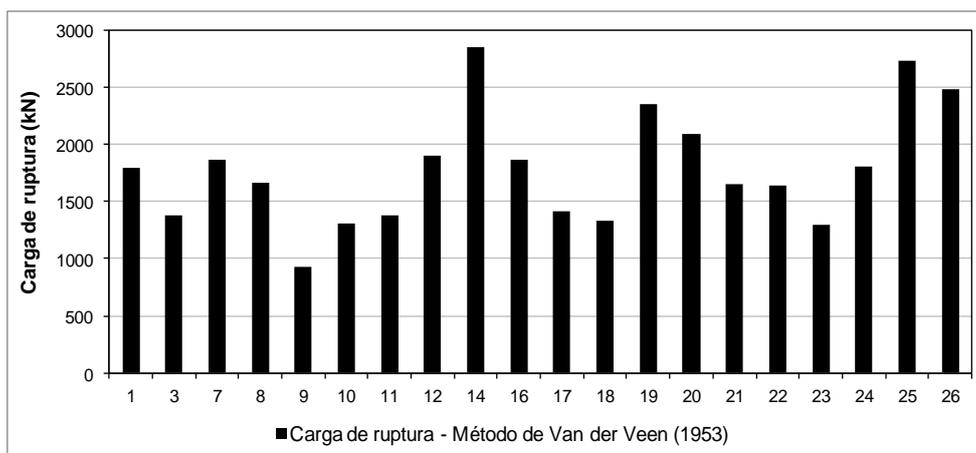
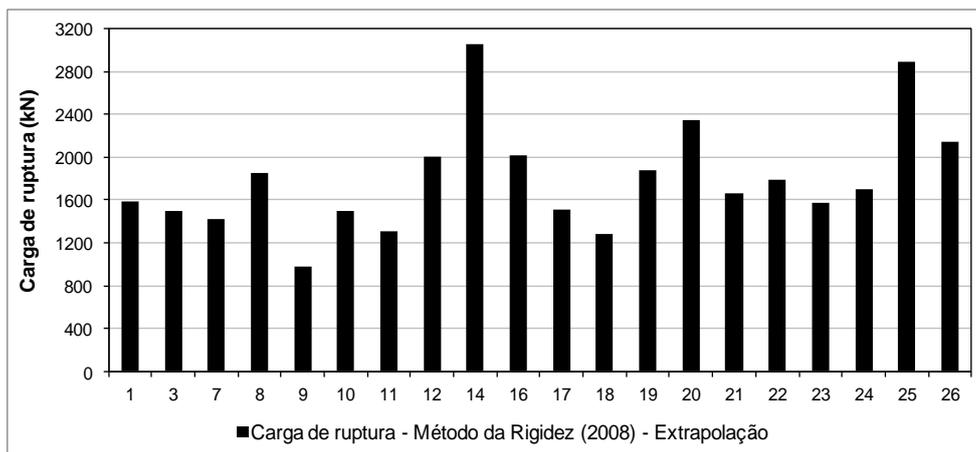
**APÊNDICE 3 – RESULTADO DA INTERPRETAÇÃO DAS PROVAS DE
CARGA**

Apresenta-se neste item o resultado da interpretação das provas de carga pelo método da Rigidez (2008) para separação das cargas lateral e de ponta e estimativa da carga de ruptura convencional para um deslocamento igual a $10\%D$ e da carga de ruptura extrapolada. Apresenta-se também, o resultado da interpretação das provas de carga pelo método de Van der Veen (1953) e pelo critério de Terzaghi (1943) para estimativa da carga de ruptura.



Nota: Não constam neste gráfico as estacas E.25 e E.26 ensaiadas à tração.





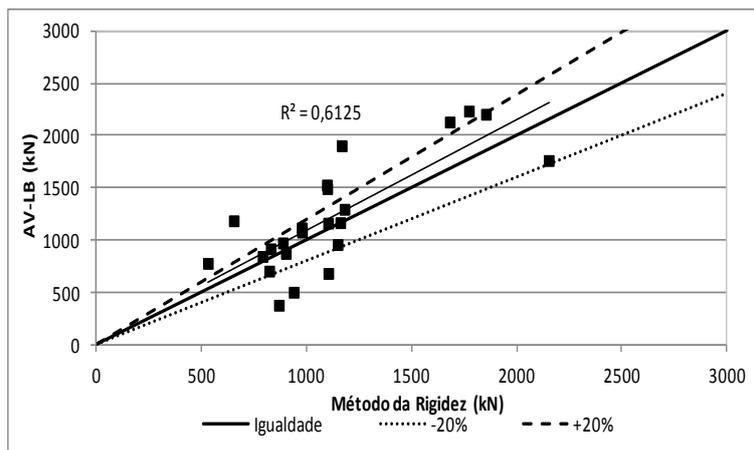
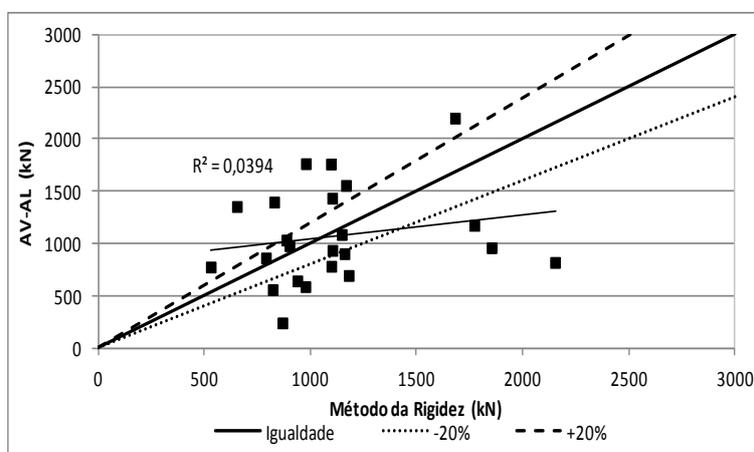
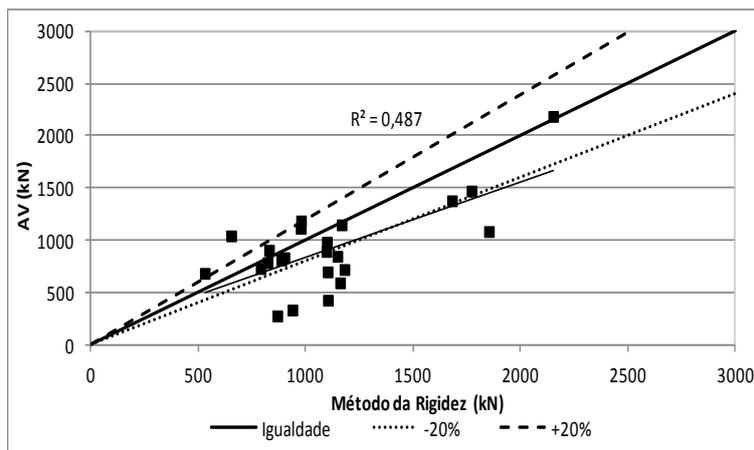
**APÊNDICE 4 – GRÁFICOS DE DISPERSÃO – ANÁLISE DE DESEMPENHO
DOS MÉTODOS DE PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE
ESTACAS**

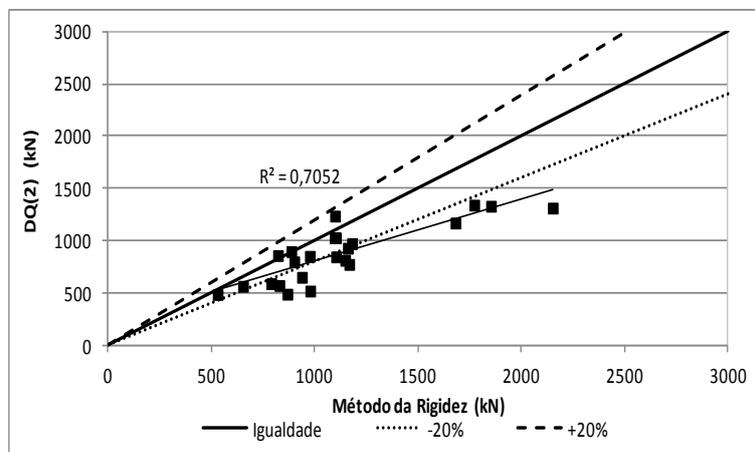
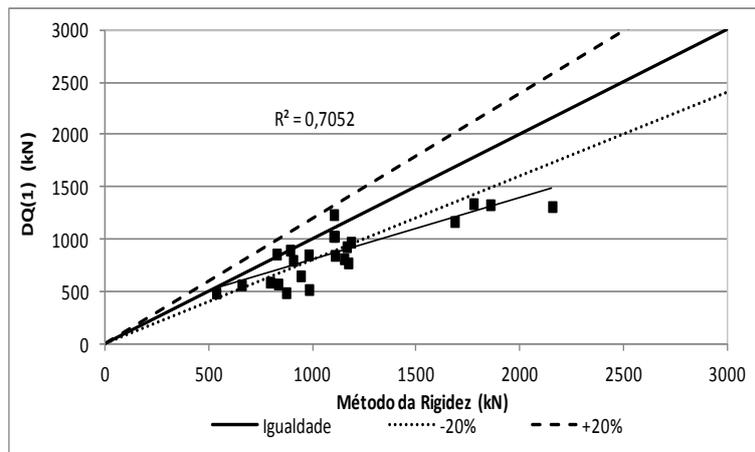
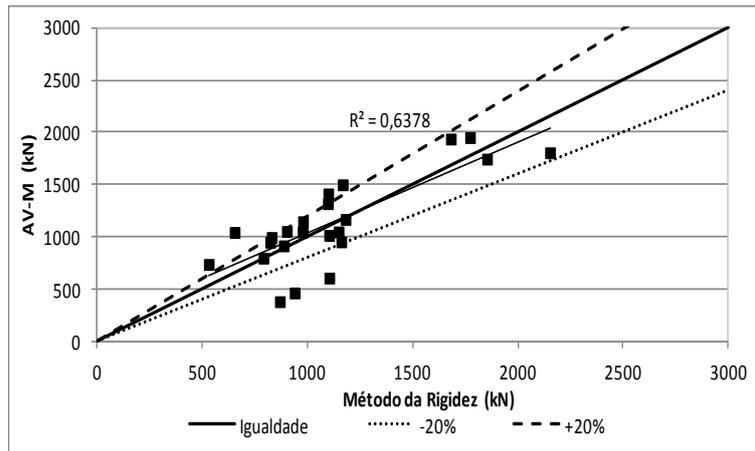
Os gráficos de dispersão que relacionam a resistência lateral, de ponta e carga de ruptura medida com a calculada por cada método são apresentados a seguir.

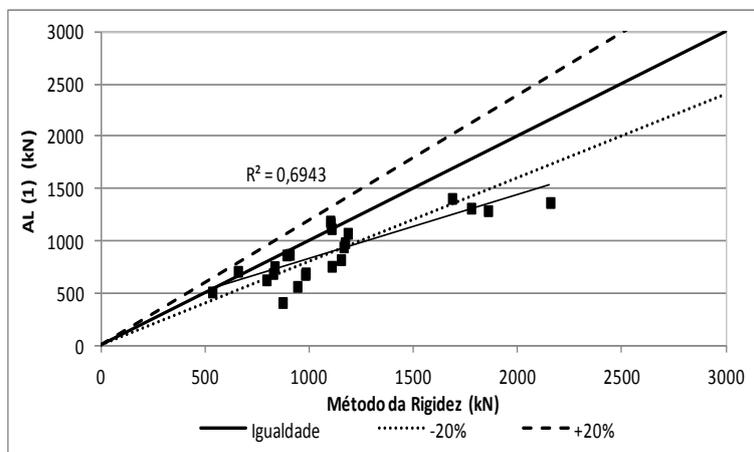
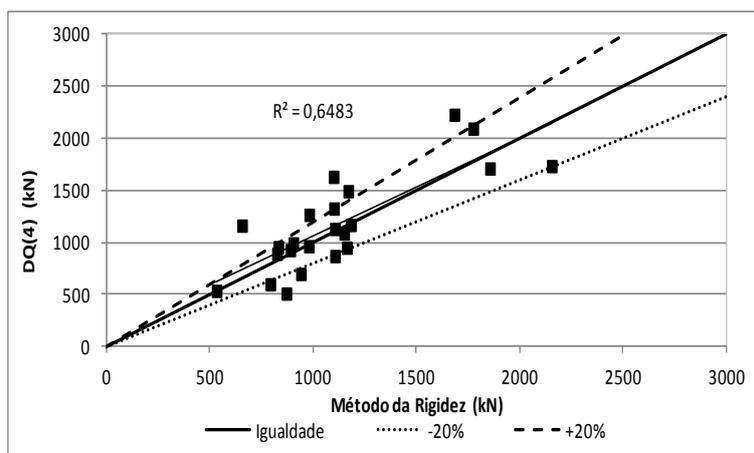
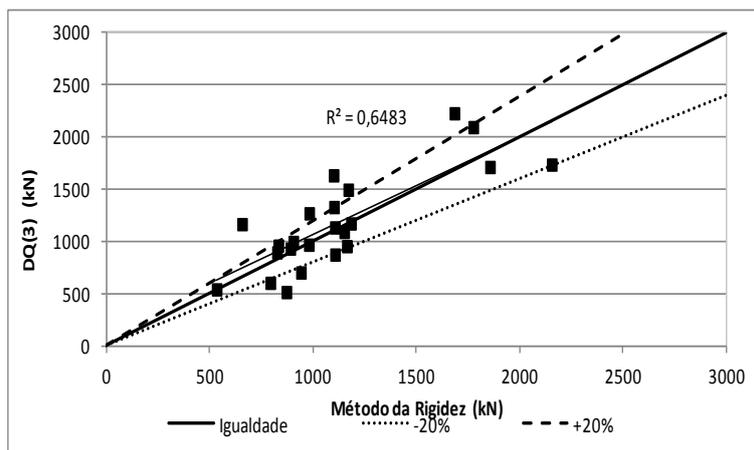
Os métodos de previsão da capacidade de carga de estacas e suas variações são listados a seguir, assim como as respectivas siglas.

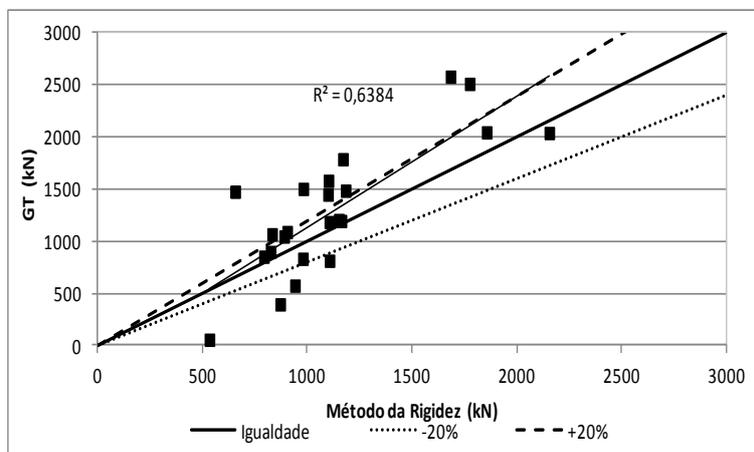
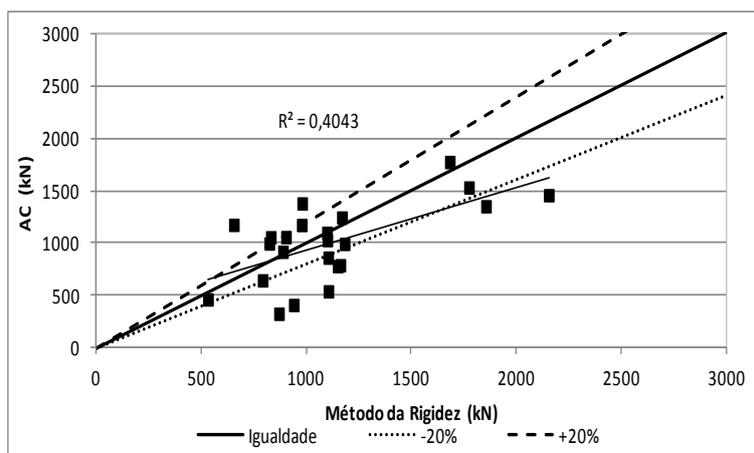
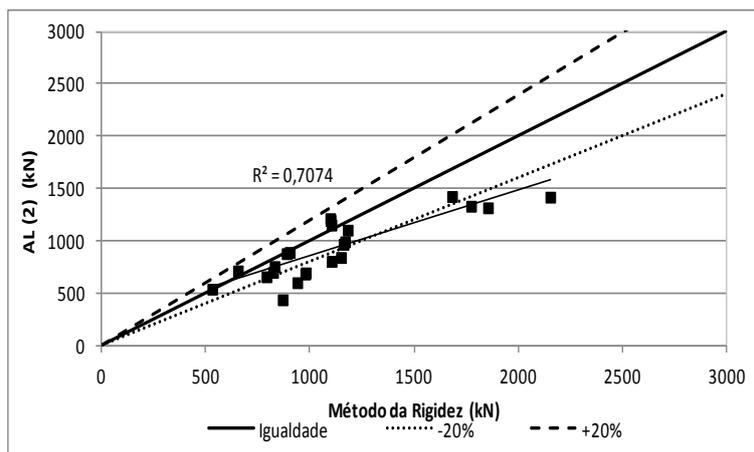
- 1) AV: Método de Aoki & Velloso (1975) com os valores de $F1$ e $F2$ definidos por Velloso & Lopes (2002);
- 2) AV-AL: Método de Aoki & Velloso (1975) com valores de k e α_{AV} propostos por Alonso (1980) e de $F1$ e $F2$ definidos por Velloso & Lopes (2002);
- 3) AV-LB: Método de Aoki & Velloso (1975) modificado por Laprovitera (1988) com valores de $F1$ e $F2$ definidos por Velloso & Lopes (2002);
- 4) AV-M: Método de Aoki & Velloso (1975) modificado por Monteiro (1997);
- 5) DQ (1): Método de Décourt & Quaresma (1978);
- 6) DQ (2): Método de Décourt & Quaresma (1978) com valores de C reavaliados em 1986 para estacas escavadas com lama bentonítica;
- 7) DQ (3): Método de Décourt & Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996) com valores de C reavaliados em 1986 para estacas escavadas com lama bentonítica;
- 8) DQ (4): Método de Décourt & Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996);
- 9) AL (1): Método de Alonso (2000), com a relação $N_{SPT}-T$ proposta para a Bacia Sedimentar Terciária de São Paulo;
- 10) AL (2): Método de Alonso (2000), com a relação $N_{SPT}-T$ proposta para a Formação Guabirota;
- 11) AC: Método de Antunes & Cabral (1996);
- 12) GT: Método de Gotlieb *et al.* (2000);
- 13) KR: Método de Kárez & Rocha (2000);
- 14) VV: Método de Vorcaro & Velloso (2000).

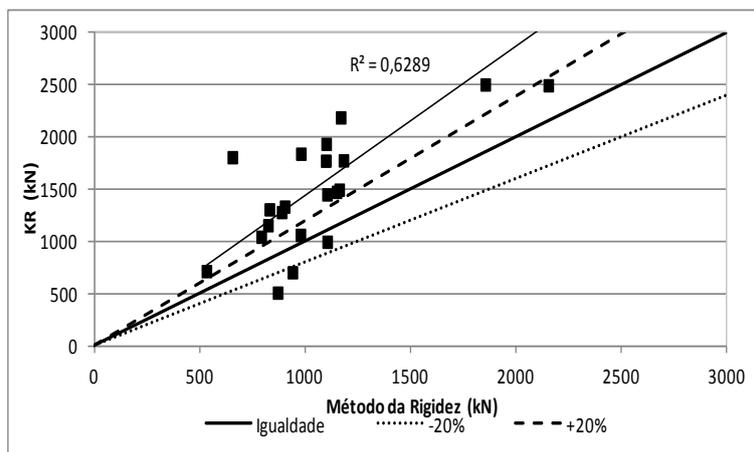
Resistência Lateral



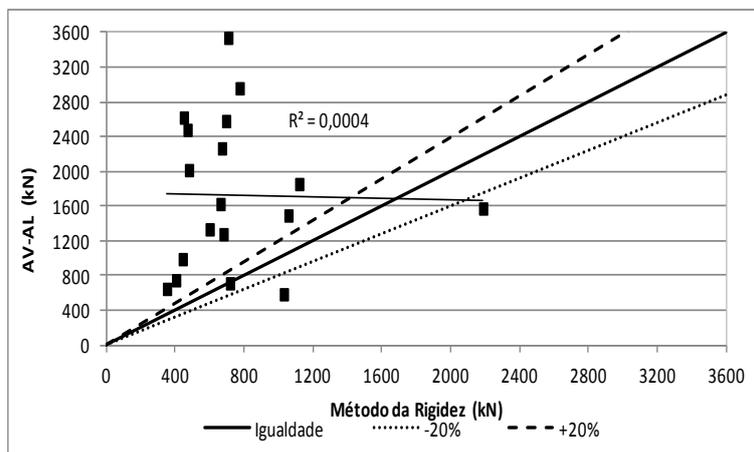
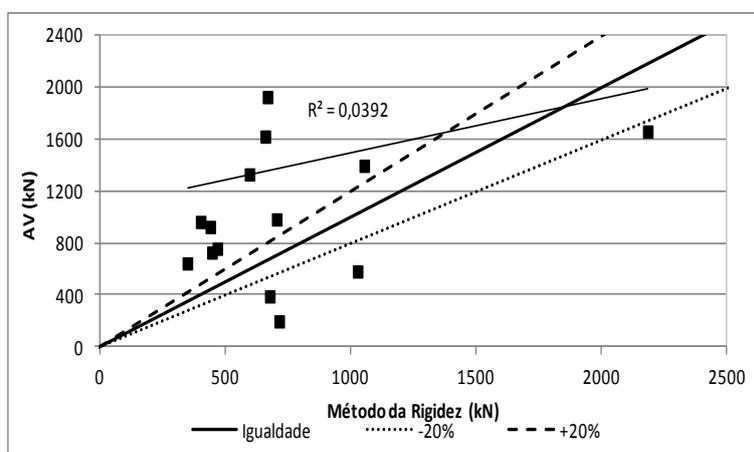


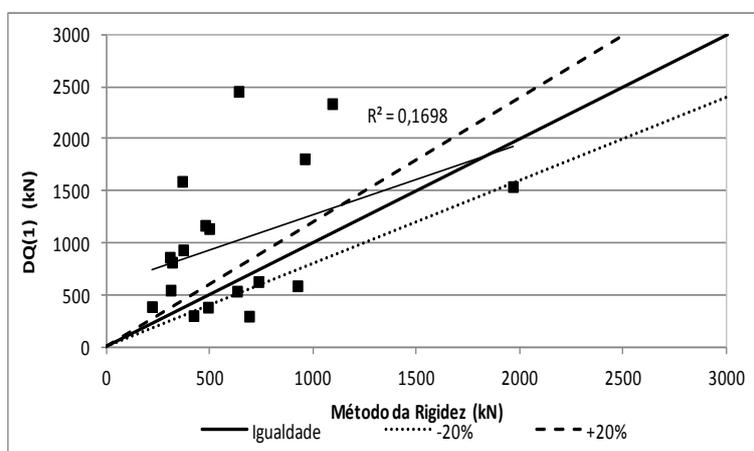
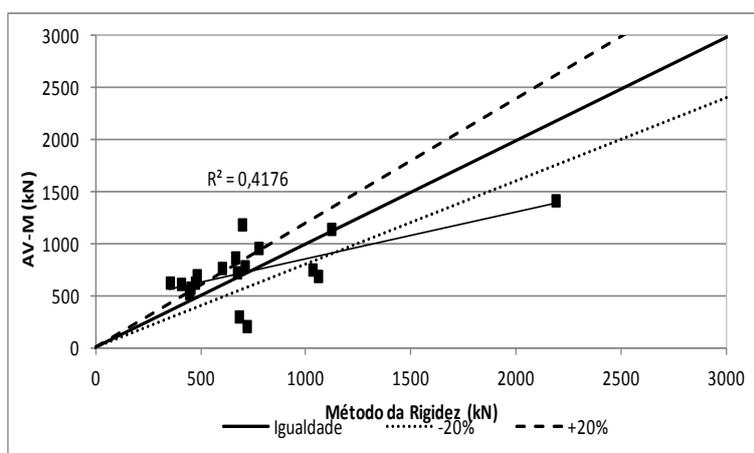
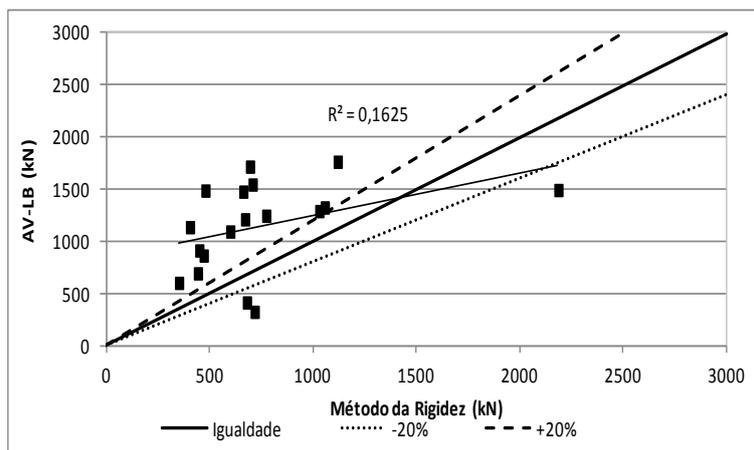


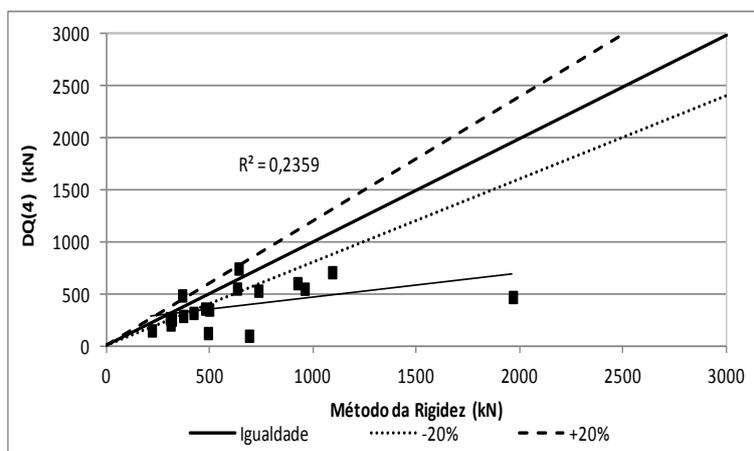
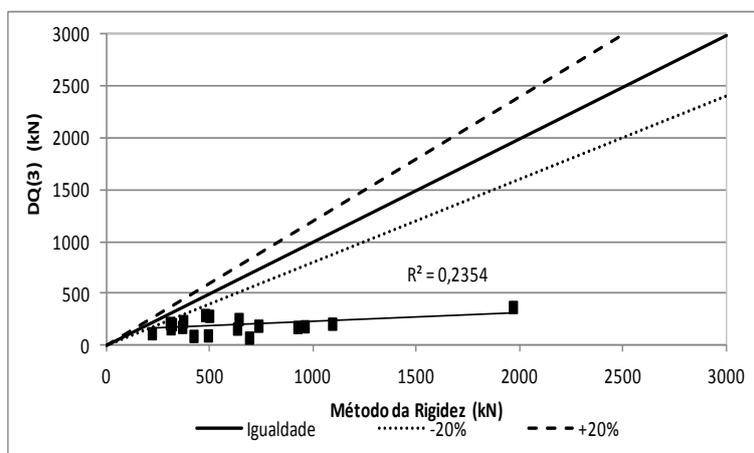
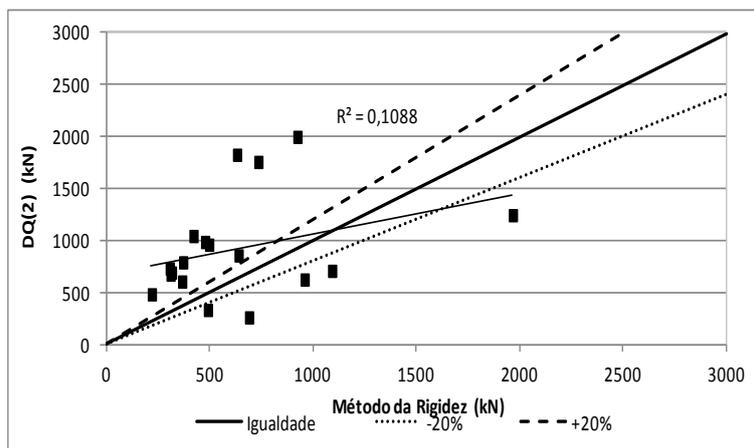


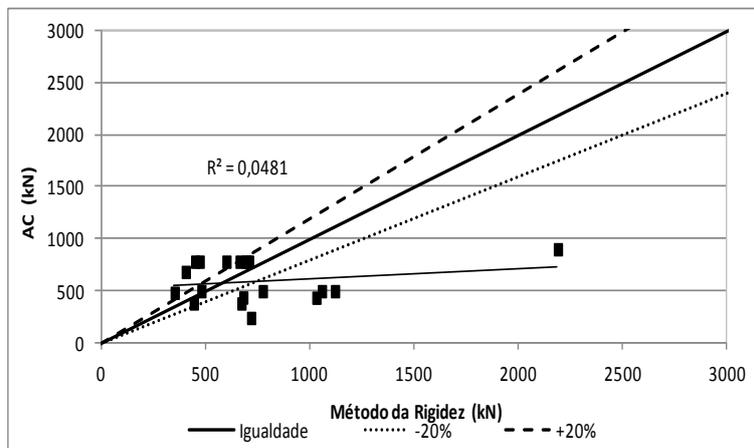
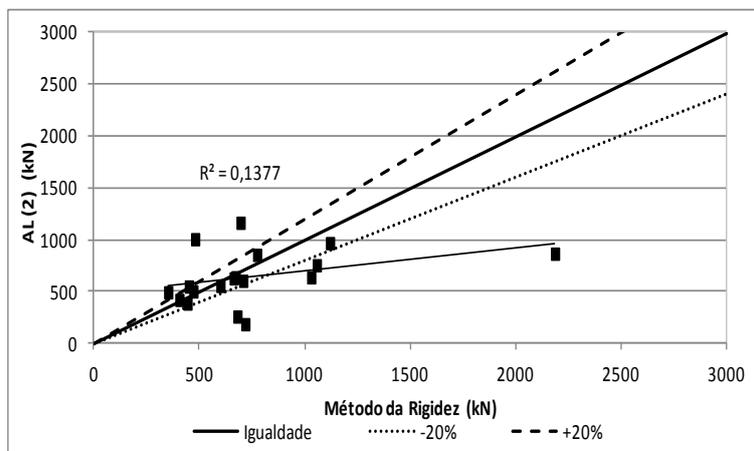
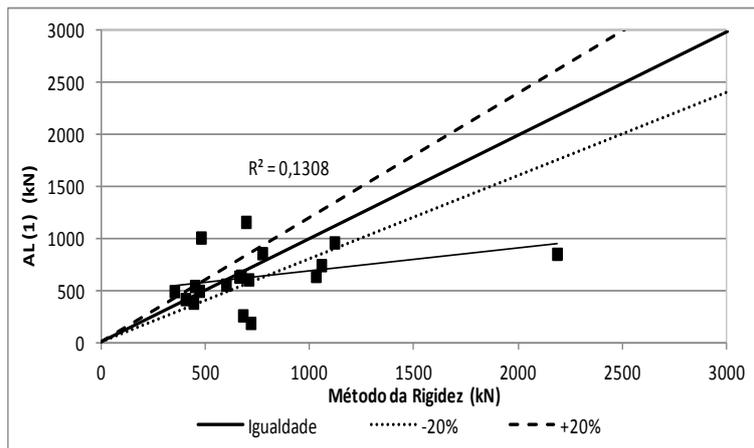


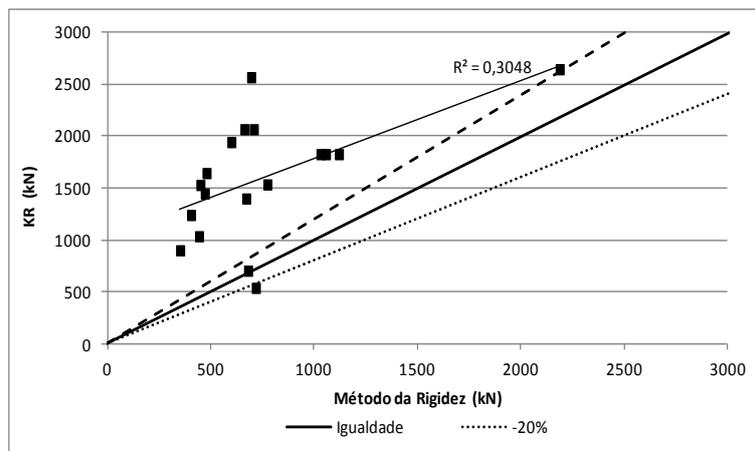
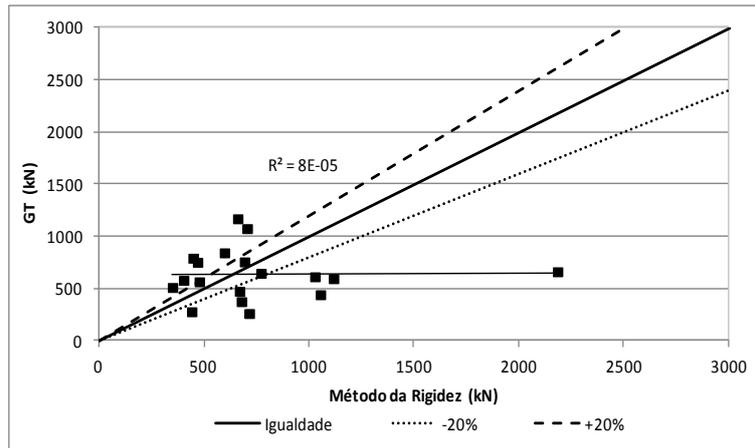
Resistência de Ponta



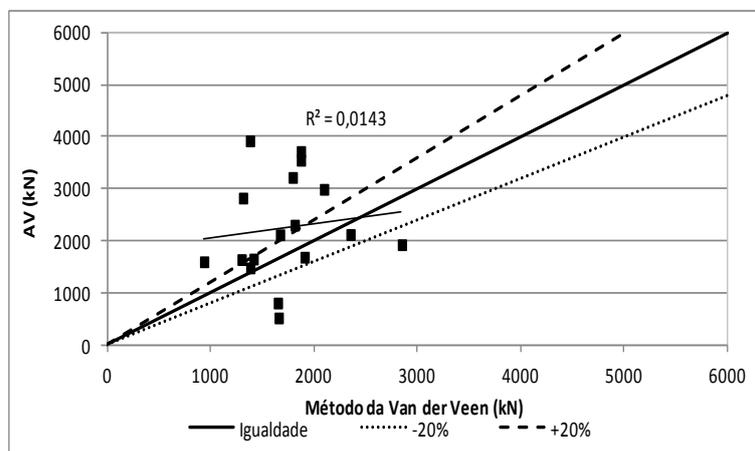


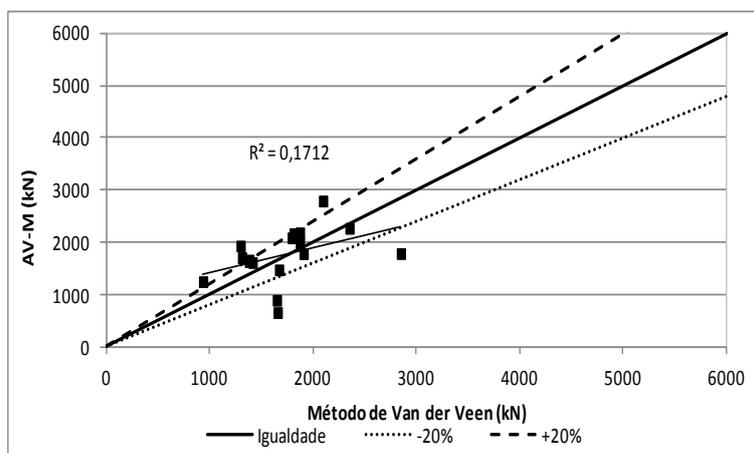
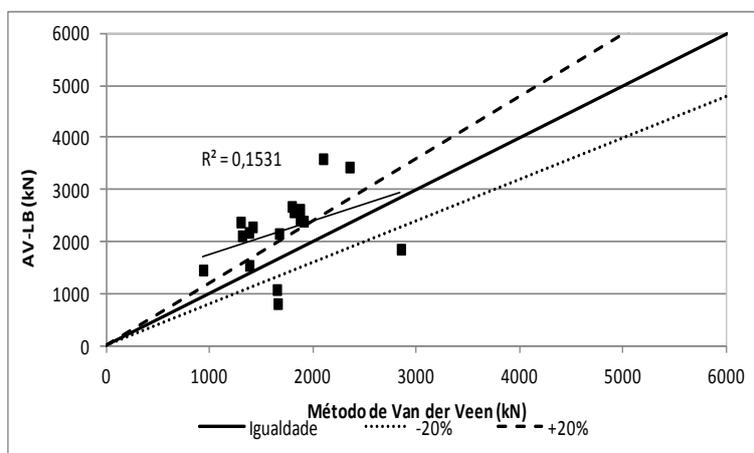
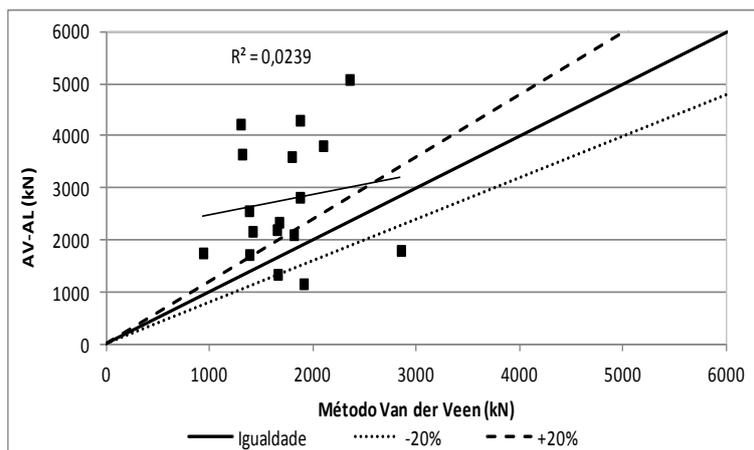


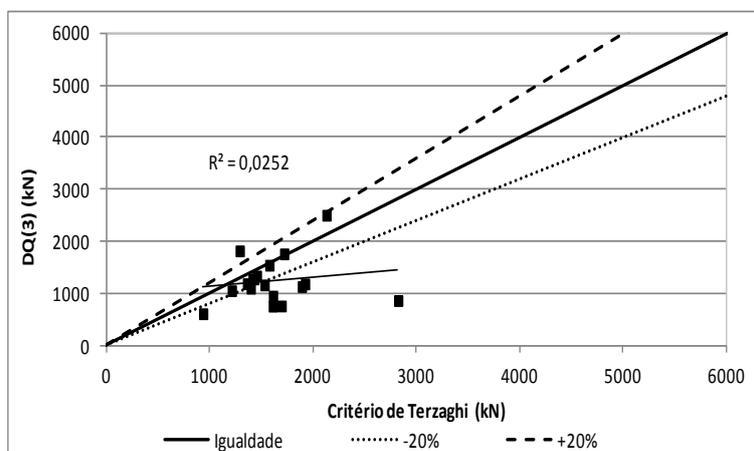
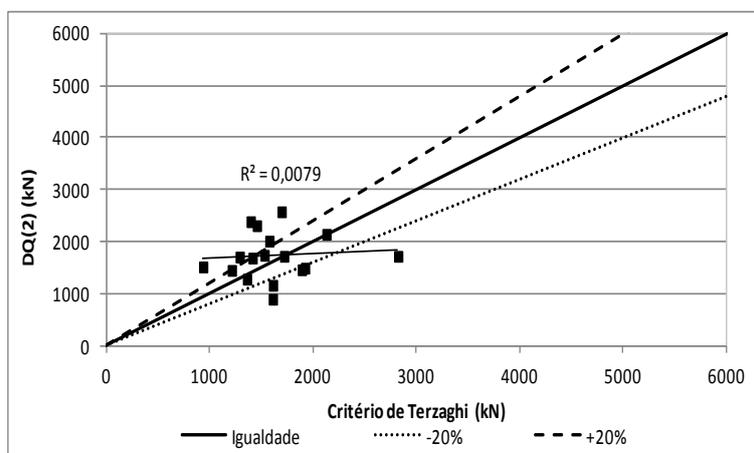
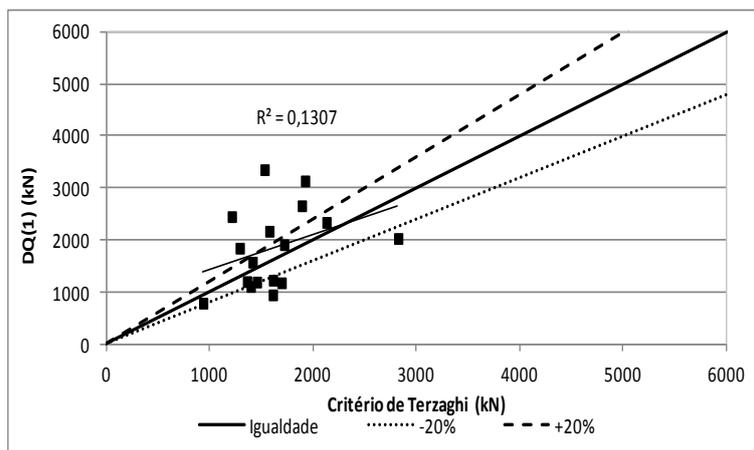


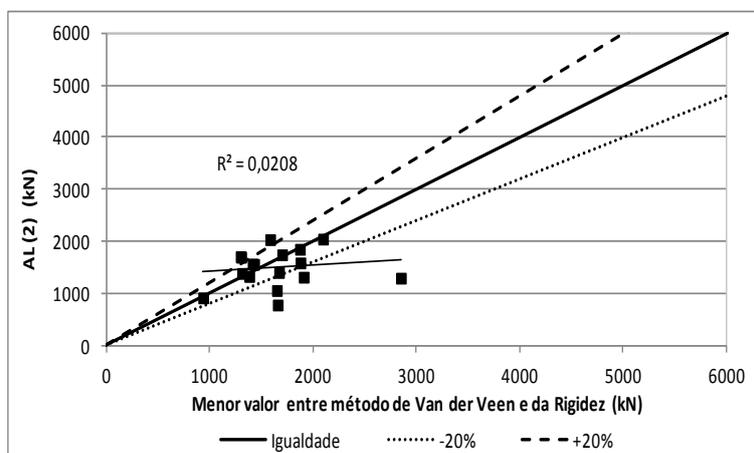
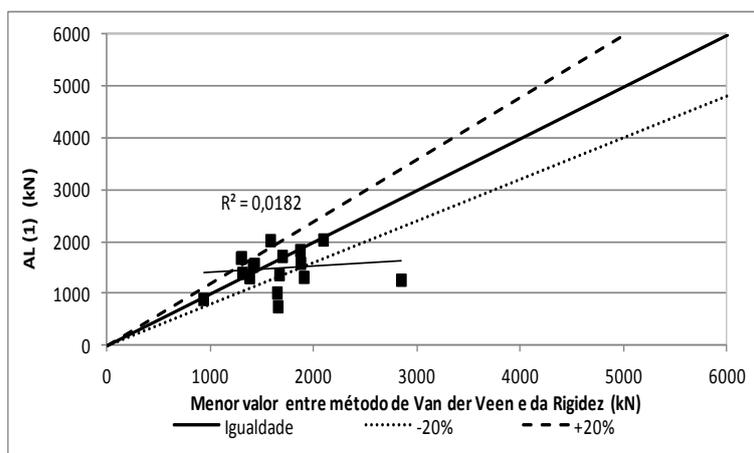
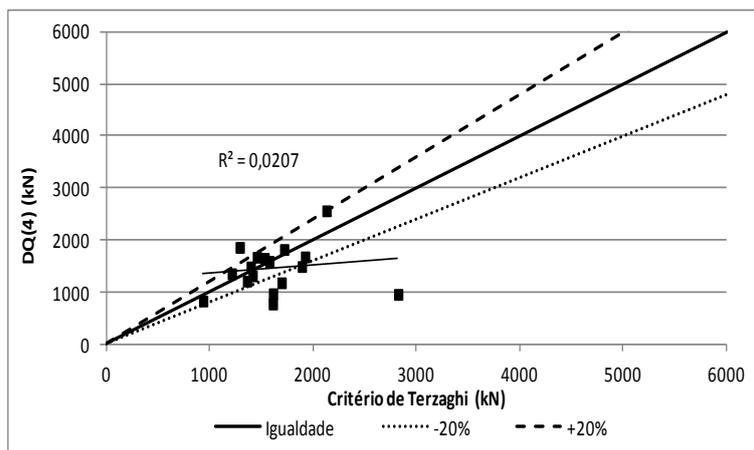


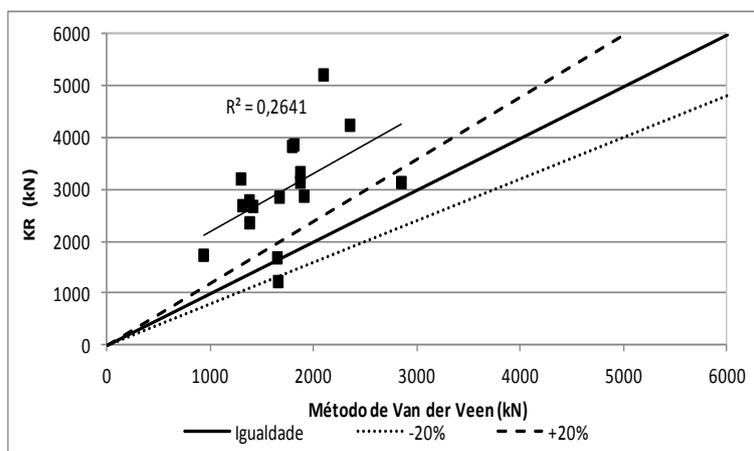
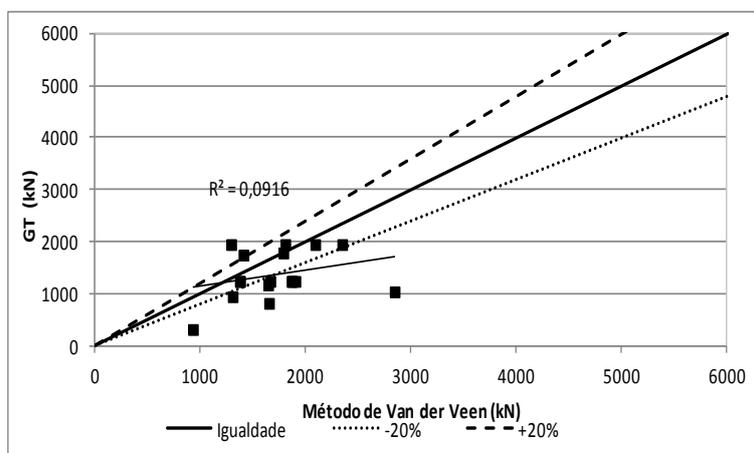
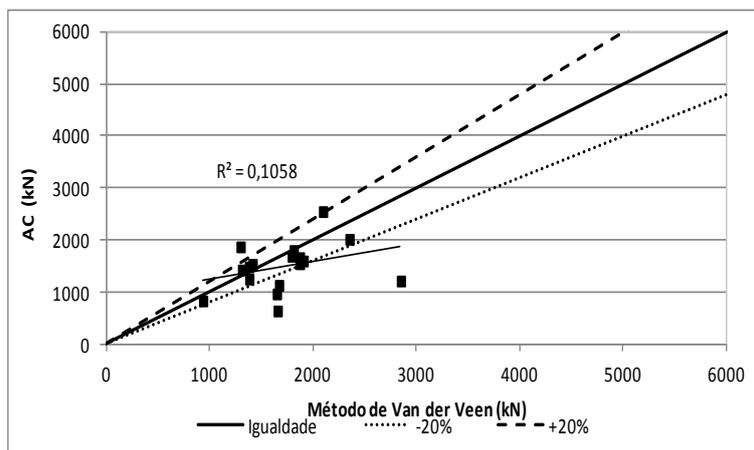
Carga de Ruptura

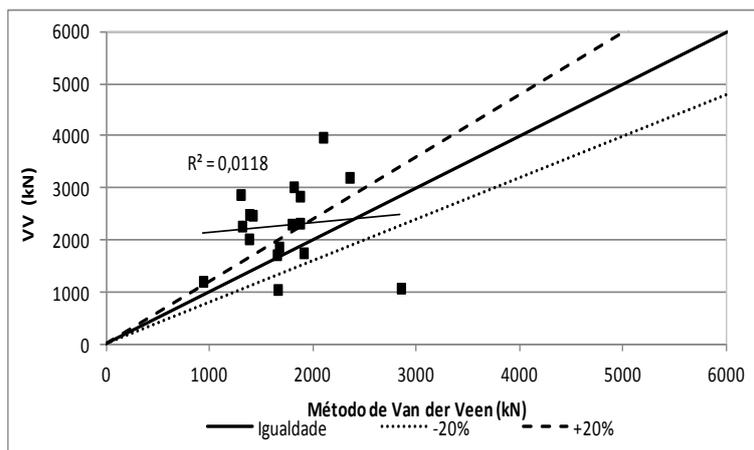




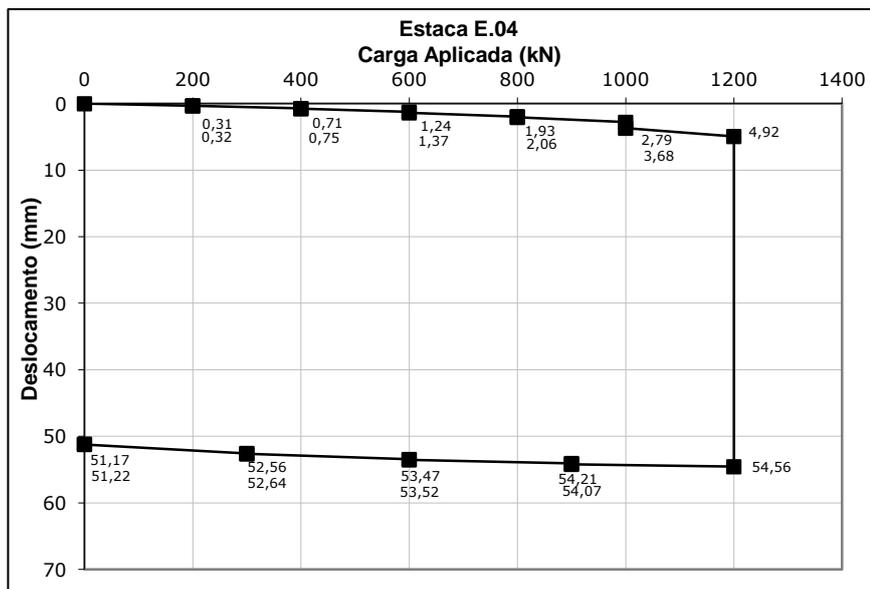
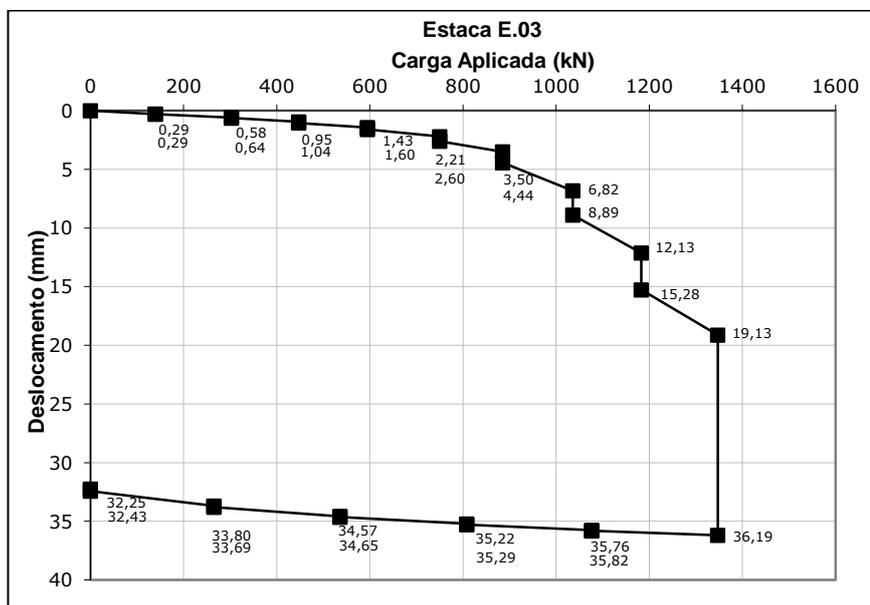
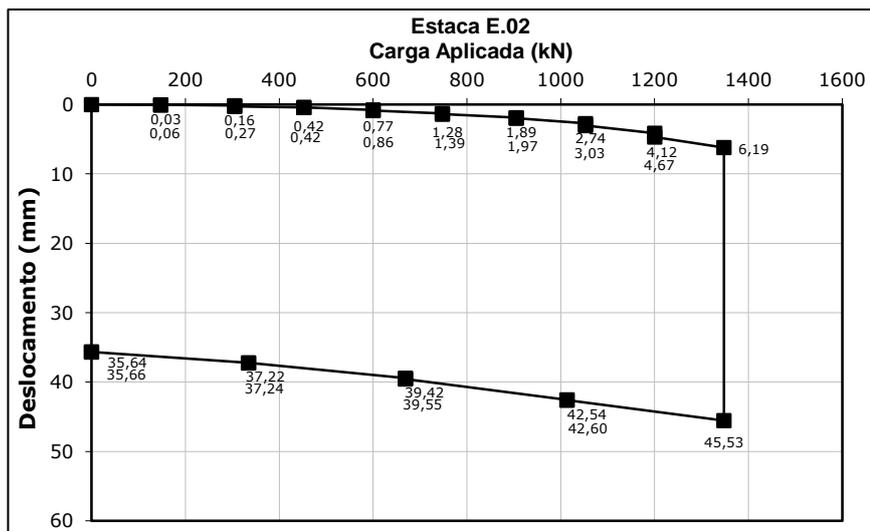


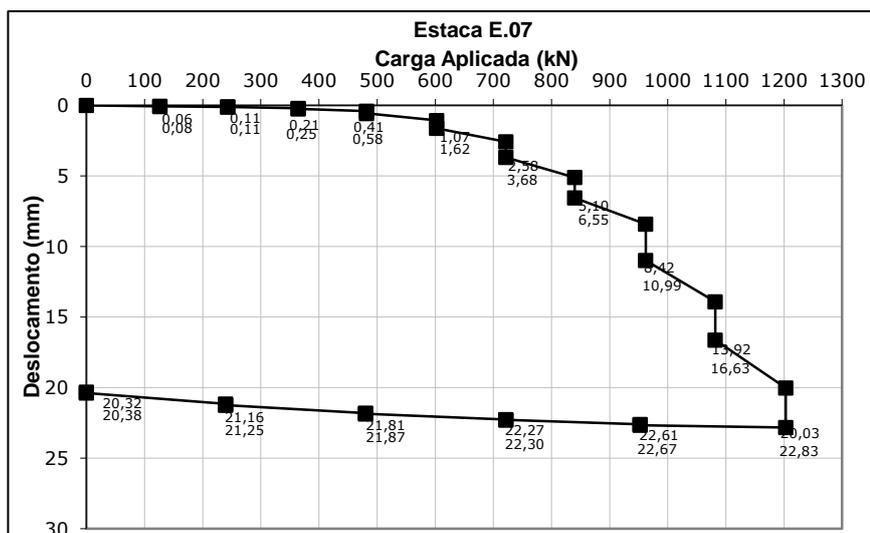
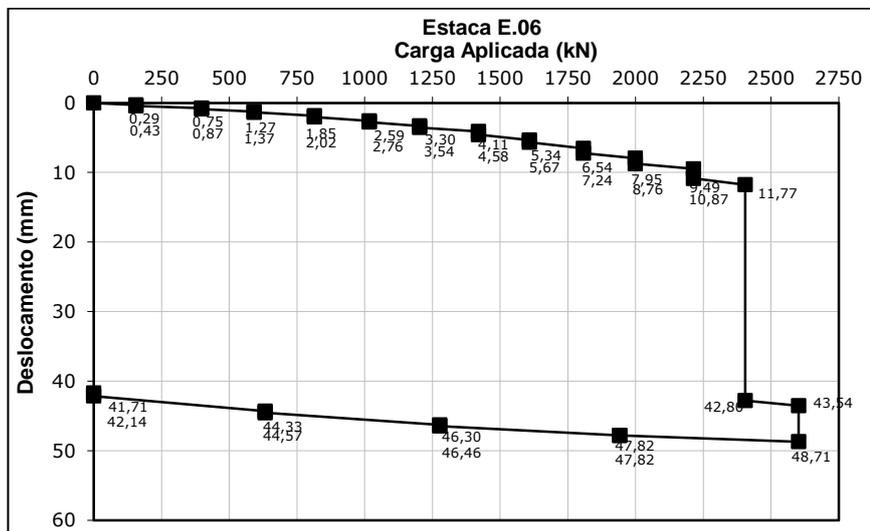
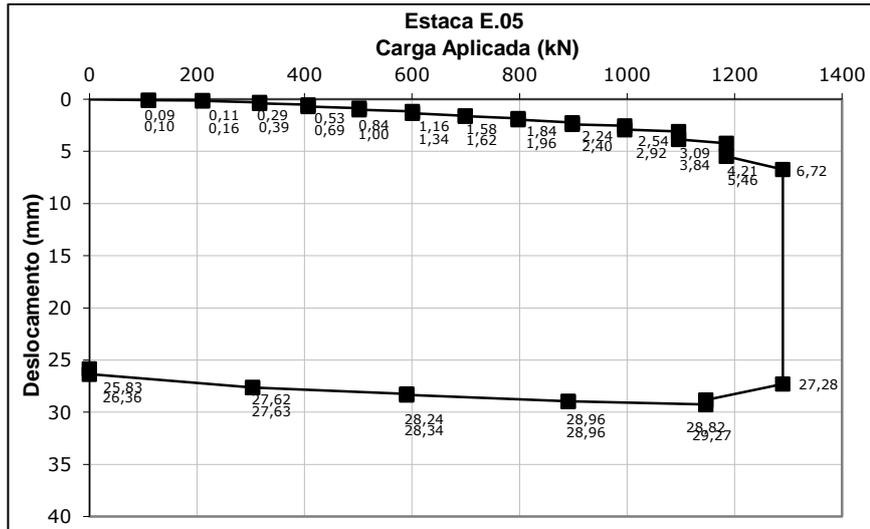


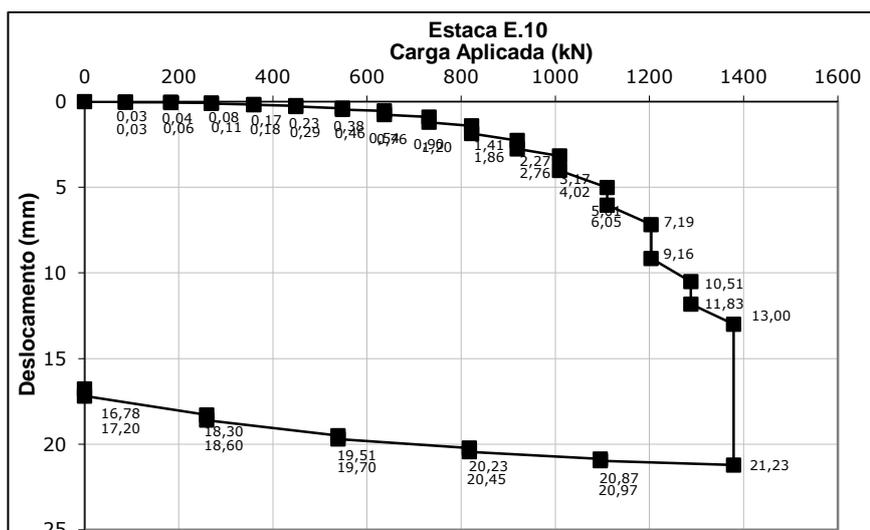
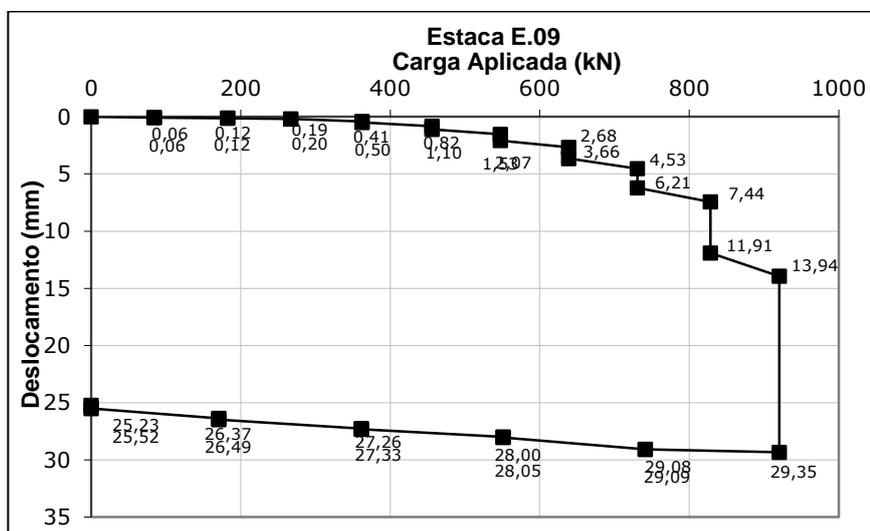
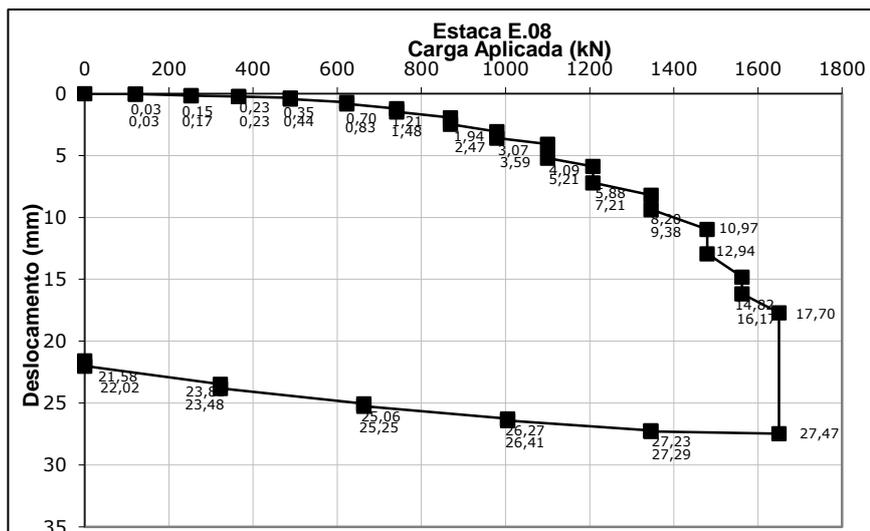


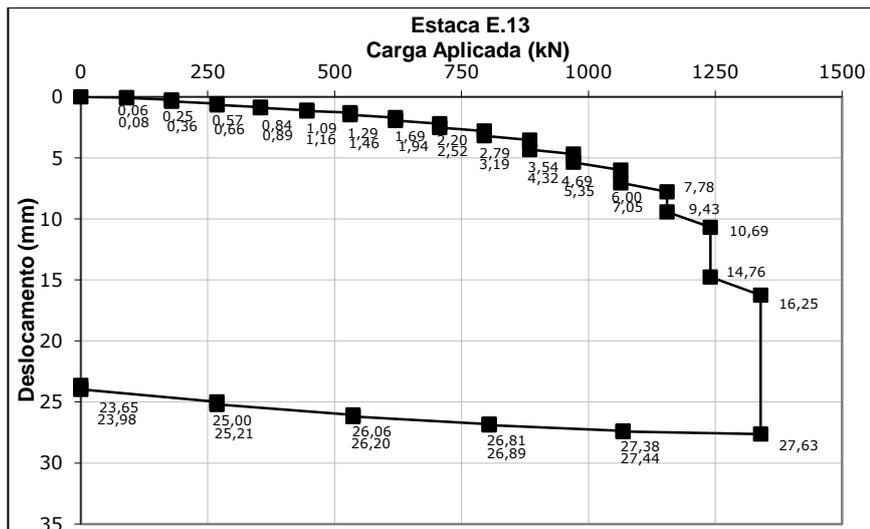
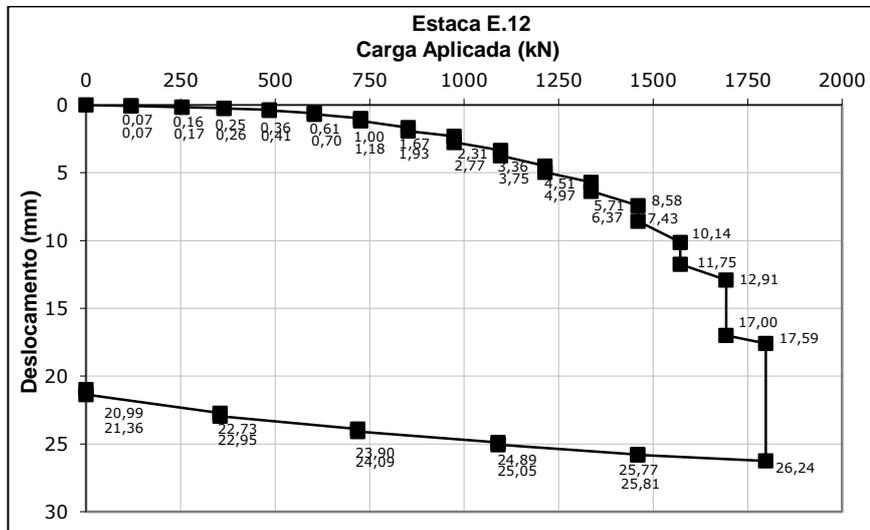
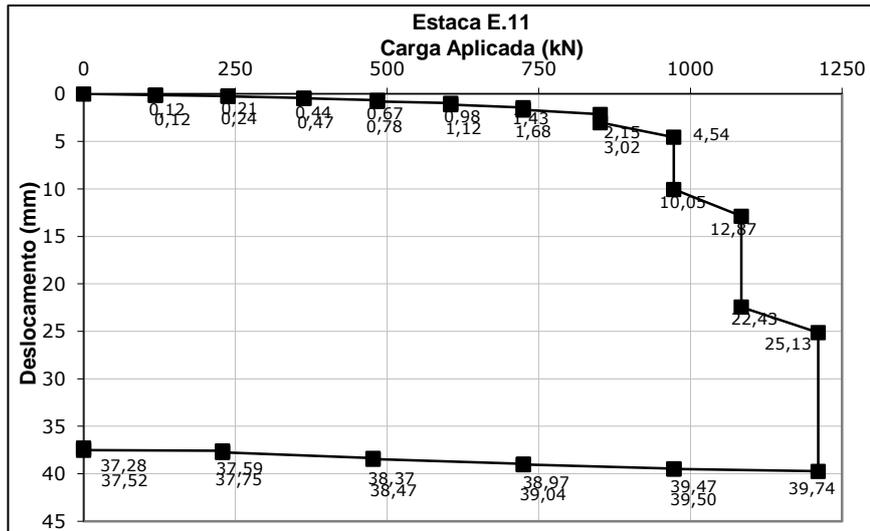


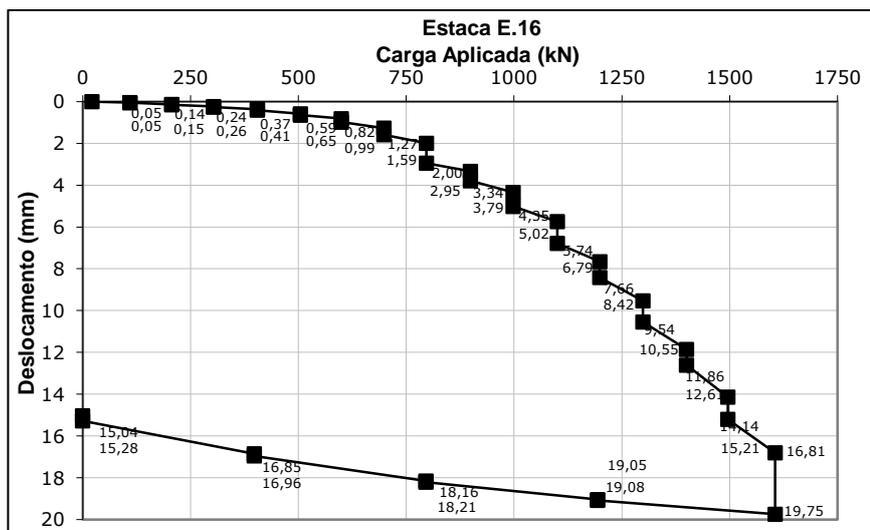
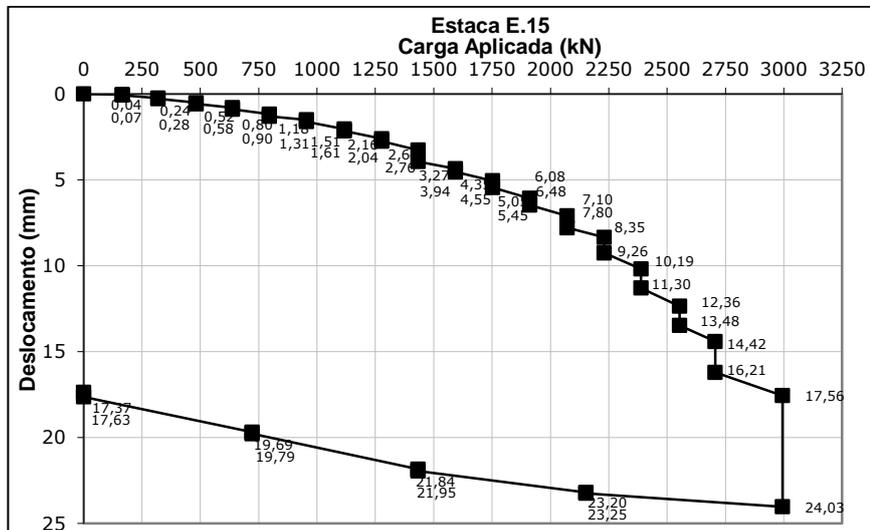
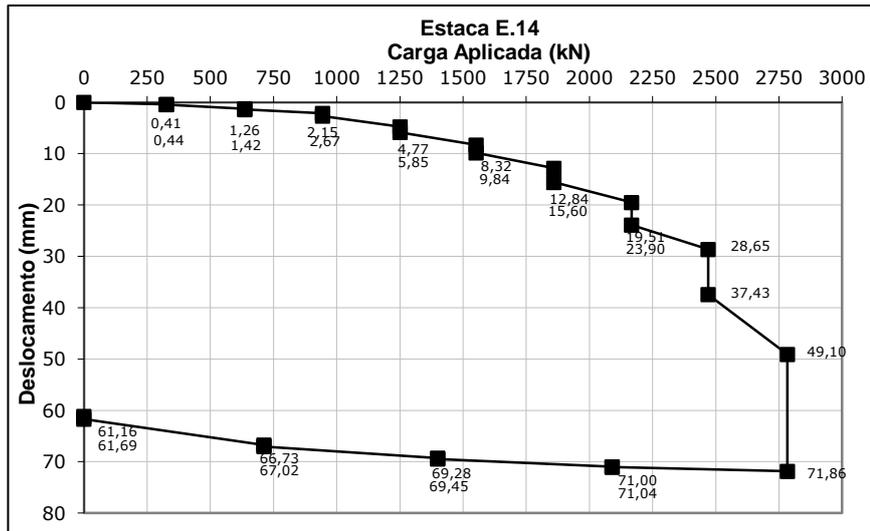
ANEXO 1 – CURVAS “CARGA *VERSUS* RECALQUE”

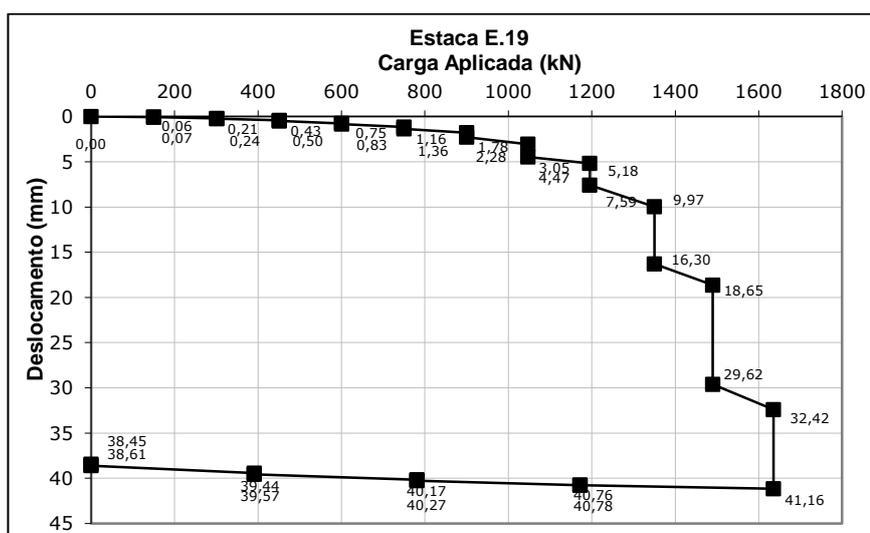
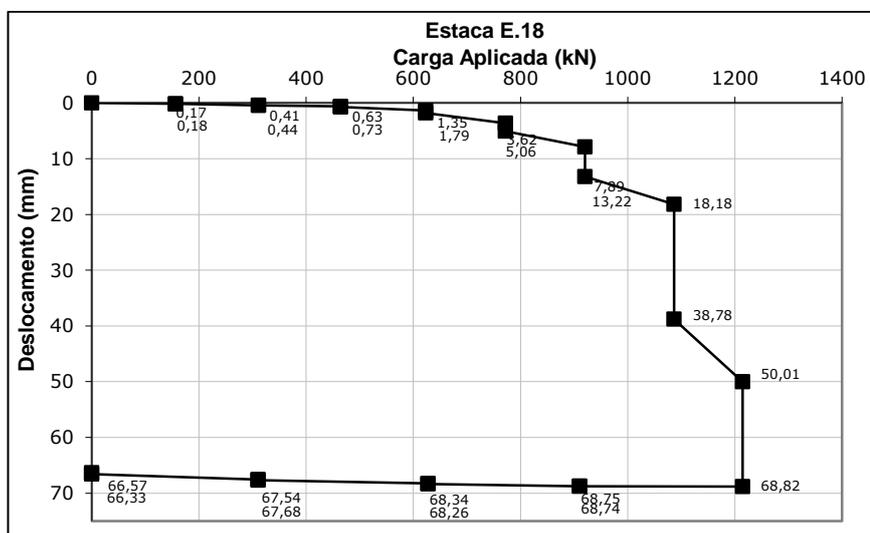
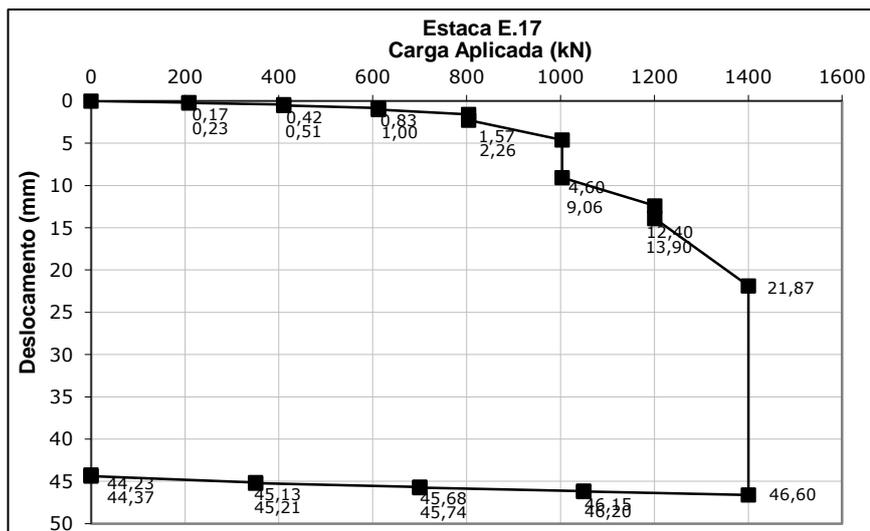


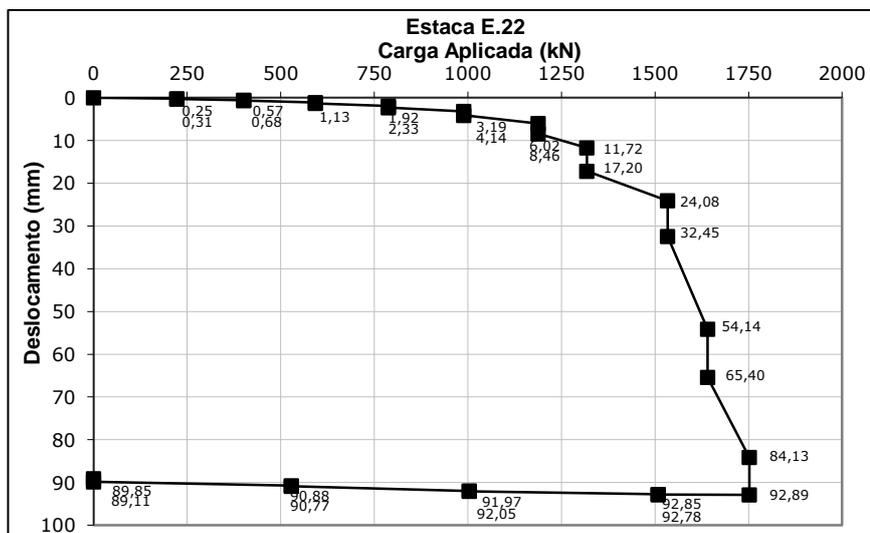
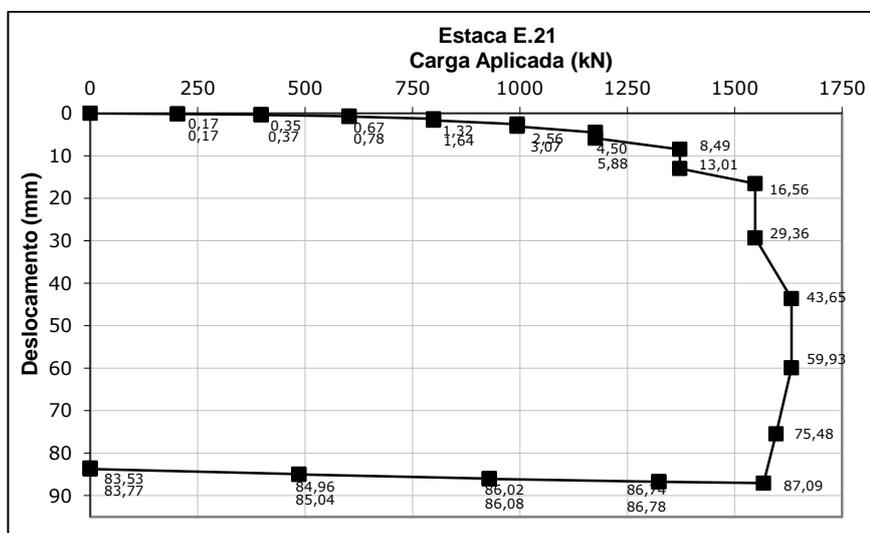
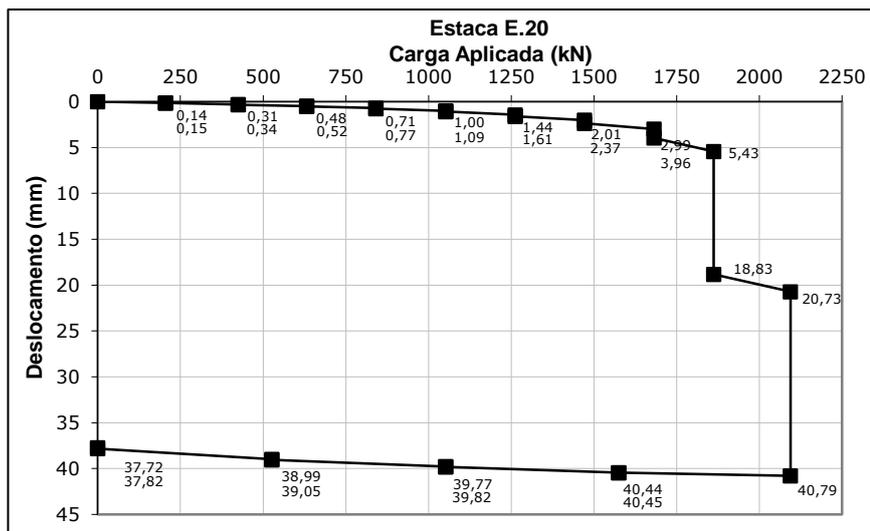


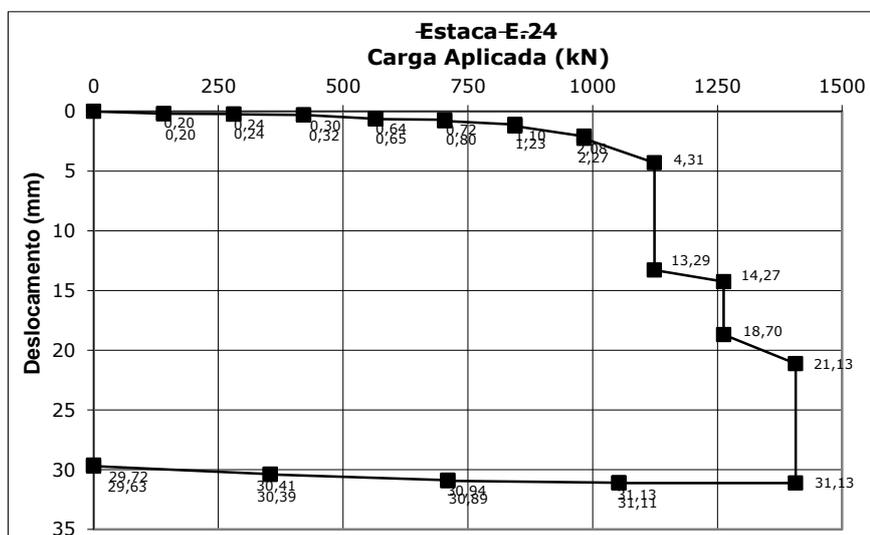
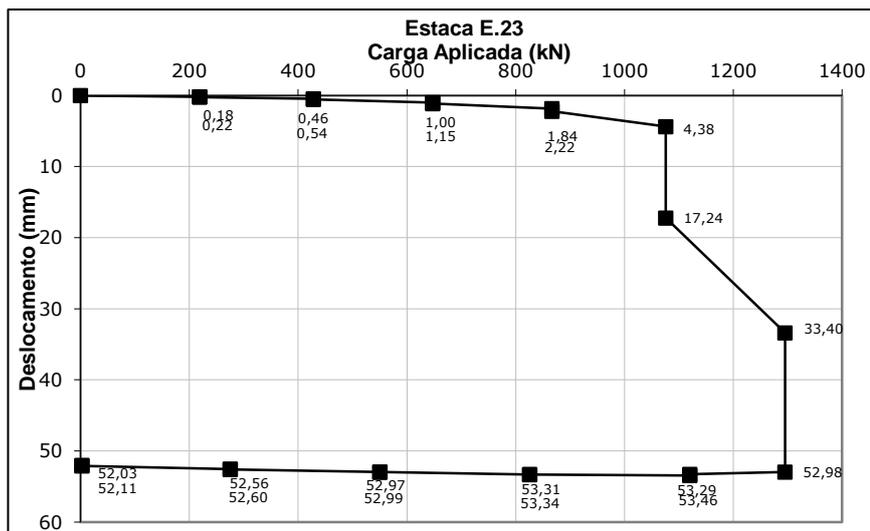












ANEXO 2 – SONDAGENS SPT

Estaca E.02				
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt
5,50	0,50	aterro de argila siltosa, pouco arenosa, com caliça, variegada, média	1	4
	2,90	argila, pouco arenosa, marrom com veios cinza, mole	2	5
			3	17
	4,80	idem, cinza com veios amarelos, rija	4	19
	5,95	argila siltosa, arenosa, cinza com veios amarelos dura	5	17
			6	19
		argila siltosa, pouco arenosa, cinza com veios amarelos, dura	7	23
			8	23
	9,00		9	25
			10	17
	11,00	argila siltosa, arenosa, cinza, rija a dura	11	21
	12,90	argila arenosa, siltosa, cinza, dura	12	36
			13	39
			14	46
	15,45	argila siltosa, arenosa, verde, dura	15	48
	limite da sondagem	16	47	

Estaca E.03				
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt
5,1	0,25	argila arenosa, marrom	1	14
			2	15
			3	9
		argila siltosa, média a rija cinza	4	10
			5	9
			6	12
	7,20		7	34
	8,80	areia grossa siltosa, caulínica, compacta a muita compacta, cinza	8	42
			9	33
		argila siltosa, pouco arenosa, dura, cinza esverdeado	10	30
			11	31
	12,45		12	34
	limite da sondagem			

Estaca E.04				
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt
0,2			1	25
		argila siltosa cinza	2	31
			3	35
			4	50
		areia siltosa cinza	5	50
	limite da sondagem			

Estaca E.05				
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt
	2,00	aterro de argila arenosa, muito mole, marrom e cinza escura	1	2
	3,00	idem, mole, marrom	2	3
4,00	4,00	idem, muito mole, cinza e marrom	3	0
	5,35	idem, marrom e cinza	4	0
	7,00	passagem de aterro para argila arenosa, mole, marrom e cinza	5	4
	9,00	idem, média	6	4
	10,00	idem, com pedregulhos finos, rija, cinza clara	7	6
	12,00	idem, com pedregulhos finos e médios, dura	8	6
	15,00	idem, siltosa, rija, cinza	9	9
	16,00	idem, dura	10	12
	17,00	idem, rija	11	21
	18,00	idem, dura	12	21
			13	21
			14	17
			15	15
			16	20
			17	19
			18	21
			19	33/15
		idem, arenosa	20	33/15
			21	23/15
	22,03		22	15/71
limite da sondagem				

Estaca E.06					
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt	
8,7	0,30	camada vegetal	1	5	
	2,00	argila arenosa, mole, marrom e vermelha	2	6	
	2,40	idem, média	3	7	
	3,00	silte, arenoso, com mica, marrom e rosa	4	9	
	4,00	idem, sem mica, pouco compacto, rosa e amarelo	5	8	
	5,00	idem, mediamente compacto, rosa e cinza	6	9	
	6,00	idem, pouco compacto, rosa	7	10	
	8,00	idem, mediamente compacto	8	8	
	9,00	idem, pouco compacto	9	7	
	10,00	idem, roxo e rosa	10	9	
	11,00	idem, mediamente compacto	11	9	
	12,00	idem, rosa e amarelo	12	10	
	13,00	idem, amarelo	13	8	
	14,00	idem, pouco compacto, amarelo e rosa	14	9	
	16,00	idem, com mica, mediamente compacto, cinza e amarelo	15	17	
	18,00	idem, sem mica, compacto	16	20	
	21,00	idem, muito compacto, cinza	17	23	
	22,33	idem, cinza e amarelo	18	39	
				19	40
				20	40
				21	39
				22	40
limite da sondagem					

Estaca E.07				
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt
	0,50	areia fina, siltosa	1	12
	2,00	argila siltosa, com pouco pedregulho disperso na matriz, rija, cinza claro e cinza amarelado	2	49/25
	4,00	areia média argilosa, compacta a muito compacta, cinza claro e cinza amarelado	3	35
			4	23
5,00			5	31
		argila siltosa com óxido de ferro e/ou manganês, dura, cinza claro e preto	6	39/20
	8,00		7	42
			8	-
	9,00	areia fina a média siltosa, com grãos de quartzo e feldspato, muito compacta, cinza	9	35/25
	10,00	areia grossa mal selecionada siltosa, com pedregulhos e grãos de	10	-
			11	-
			12	-
		areia média a grossa siltosa, mal selecionada, com grãos de quartzo e feldspato, muito compacta, cinza claro	13	50/25
	15,00		14	50/25
			15	-
		areia média a grossa siltosa, mal selecionada, com grãos de quartzo e feldspato, muito compacta, cinza claro	16	-
	17,00		17	-
			18	-
	19,00	silte argiloso, duro, cinza esverdeado	19	55/25
			20	-
		argila siltosa com óxido de ferro e/ou manganês e carbonato, dura, cinza escuro	21	-
			22	-
			23	-
	24,00		24	-
			25	-
		silte arenoso fino, com grãos de feldspato e quartzo, muito compacto, cinza claro	26	-
			27	-
	28,00		28	-
		argila siltosa com carbonato e pouco pedregulho, dura, cinza claro e	29	-
	30,98	branco	30	-
limite da sondagem				

Estaca E.08				
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt
0,17	0,84	argila siltosa com matéria orgânica e detritos vegetais, preta	1	5
	2,00	mole	2	14
			3	13
	4,05	marrom avermelhado escuro	4	3
	5,00	mole	5	6
			6	8
		argila siltosa, média a rija, cinza clara	7	11
			8	12
			9	16
	10,58		10	12
		areia média pouco argilosa, compacta a muito compacta, cinza com	11	32
	12,00	pedregulhos centimétricos de quartzo	12	37
			13	33/15
		areia média pouco argilosa, compacta a muito compacta, cinza	14	30/10
	15,12		15	30/12
limite da sondagem				

Estaca E.09				
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt
0,17	0,84	argila siltosa com matéria orgânica e detritos vegetais, preta	1	5
	2,00	mole	2	14
			3	13
	4,05	marrom avermelhado escuro	4	3
	5,00	mole	5	6
			6	8
		argila siltosa, média a rija, cinza clara	7	11
			8	12
			9	16
	10,58		10	12
		areia média pouco argilosa, compacta a muito compacta, cinza com	11	32
	12,00	pedregulhos centimétricos de quartzo	12	37
			13	33/15
		areia média pouco argilosa, compacta a muito compacta, cinza	14	30/10
	15,12		15	30/12
limite da sondagem				

Estaca E.10				
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt
11,48	0,55	argila siltosa, marrom escuro	1	13
	2,55	argila siltosa, pouco arenosa, rija a dura, cinza	2	26
			3	32
	5,00	areia fina a média siltosa, pouco argilosa, compacta, cinza	4	29
			5	23
			6	26
			7	27
	8,40	argila siltosa, dura, marrom claro	8	37
			9	42
			10	52
	11,00	areia fina siltosa, muito compacta, cinza esverdeado claro média a grossa	11	30/15
			12	33/15
	13,65	areia fina siltosa, muito compacta, cinza esverdeado claro	13	34/15
			14	44
	15,45	argila siltosa, dura, cinza esverdeado claro	15	48
limite da sondagem				

Estaca E.11				
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt
5,4	0,40	silte arenoso, com detritos vegetais, marrom escuro	1	2/35
			2	2/40
	3,60	cinza e marrom argila siltosa, mole a média	3	6/28
			4	2/35
14,05	6,00	vermelho escuro	5	6
	6,40	rija	6	11
			7	17
	8,70	argila arenosa (areia fina), rija a dura, cinza e vermelho	8	22
			9	29
			10	30
	14,70	areia média e grossa, pouco argilosa, com fragmentos de quartzo, compacta a muito compacta, variegada	11	31
			12	32
			13	38/15
	15,30	argila arenosa (areia fina), dura, cinza	14	45
	15,30	areia fina e média pouco argilosa, muito compacta, cinza	15	31/15
limite da sondagem				

Estaca E.12				
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt
0,6		argila siltosa, pouco arenosa, com detritos vegetais, mole, marrom	1	2
	2,00	escuro	2	5
	3,00	variegada	3	6
		argila siltosa, mole a média, marrom amarelado	4	3/25
	6,30	pouco arenosa, cinza	5	4/22
			6	23
	8,90	areia fina a média, argilosa, dura, cinza e cinza esbranquiçado	7	26
			8	27
	10,20	argila arenosa (areia fina), dura, cinza	9	26
			10	52
	11,75	areia média argilosa, com pedregulhos centimétricos de quartzo, muito compacta, cinza	11	54
			12	28
	13,10	argila siltosa, pouco arenosa, dura, cinza	13	30/10
			14	30/12
		areia fina, pouco argilosa, muito compacta, cinza amarelado	15	30/9
			16	30/7
	17,15		17	35/15
limite da sondagem				

Estaca E.13				
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt
	0,40	argila arenosa, marrom escuro	1	4
	2,00	mole variegada	2	7
		média a rija	3	8
		variegada argila siltosa	4	11
	5,00		5	15
		rija a dura, cinza	6	16
	7,40	esverdeado	7	42
		areia grossa, siltosa, com fragmentos de quartzo, muito esbranquiçado	8	45
	10,00		9	55
			10	47
11,45		areia média siltosa, pouco argilosa, muito compacta, cinza esbranquiçado	11	49
			12	53
	13,00		13	56
		argila siltosa, pouco caulínica, dura, cinza esverdeado	14	40/15
	15,13		15	40/13
limite da sondagem				

Estaca E.14				
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt
1,60	1,00	aterro de calça	1	7
	2,00	aterro de argila siltosa, média, cinza escura	2	4
	2,45	idem, arenosa, marrom e amarela	3	2
	4,00	passagem de aterro para argila arenosa, com materiais orgânicos, muito mole, preta	4	3
	5,00	silte pouco arenoso, fofo, cinza esverdeado	5	4
			6	2
		idem, arenoso	7	4
	8,00		8	12
	9,00	idem, mediamente compacto	9	21
	11,00	idem, compacto, verde amarelado	10	40
			11	25
	13,00	idem, verde	12	27
			13	33
			14	30
		idem, verde amarelado	15	21
	16,00		16	26
	17,00	idem, verde e amarelo	17	35
	18,00	idem, verde	18	47
			19	-
		idem, compacto	20	-
			21	-
	22,15		22	-
limite da sondagem				

Estaca E.15				
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt
10,80	0,75	argila siltosa, com detritos vegetais, variegada	1	14
	2,00	pouco arenosa	2	14
			3	22
			4	16
	5,80	argila siltosa, rija a dura, cinza	5	20
			6	38
			7	30
			8	32
		areia média, pouco argilosa, compacta a muita compacta, variegada	9	40
			10	46
			11	30/15
	12,90		12	38/15
			13	35
	15,30	argila arenosa (areia fina), dura, cinza	14	31/15
			15	37/15
limite da sondagem				

Estaca E.16					
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt	
5,21	0,20	argila siltosa, com detritos vegetais, variegada	1	8	
			2	10	
			3	12	
	5,21		argila siltosa, média a rija, cinza	4	18
				5	20
				6	22
	6,50	7,60	argila arenosa (areia média), dura, cinza	7	24
				8	27
				9	31
	11,75		areia média e grossa pouco argilosa, compacta a muito compacta, variegada	10	44
				11	46
				12	58/22
	13,85		areia média e grossa pouco argilosa, compacta a muito compacta, variegada, com pedregulhos de quartzo	13	60/20
				14	50/04
	15,07		areia média e grossa pouco argilosa, compacta a muito compacta, cinza, com pedregulhos de quartzo	15	50/07
limite da sondagem					

Estaca E.17					
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt	
2,2	0,30	camada vegetal	1	16	
			2	13	
	5,45		argila siltosa, rija a dura, cinza	3	14
				4	16
				5	19
	7,90		argila arenosa, dura, cinza	6	20
				7	20
	9,60		argila siltosa, rija a dura, cinza	8	20
				9	19
				10	30
	12,10		argila arenosa, dura, cinza	11	18/10
				12	-
limite da sondagem					

Estaca E.18					
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt	
3,62	1,35	pavimento	1	6	
			2	2	
	3,60	argila preta, mole		3	2
				4	9
	5,50	silte marrom claro com veios cinzas e amarelos, média	5	23	
	6,80	argila siltosa cinza, rija	6	19	
	8,40	argila cinza com veios pretos, dura		7	20
				8	35
	10,00	argila cinza, dura		9	36
				10	37
limite da sondagem					

Estaca E.19					
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt	
1,82	1,15	pavimento	1	15	
			2	23	
	5,00	argila cinza, rija a dura		3	26
				4	34
				5	45
				6	45
				7	46
				8	-
	7,21	argila arenosa cinza, muito compacta			
	8,15	argila marrom acinzentada com alteração de rocha, muito compacta			
limite da sondagem					

Estaca E.20					
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt	
1,70	0,25	camada vegetal	1	13	
			2	16	
	6,00	argila siltosa, rija, cinza		3	18
				4	15
				5	19
				6	21
				7	25
				8	28
				9	36
				10	36
				11	40
				12	35
		14,25	idem, dura	13	-
	14			-	
limite da sondagem					

Estaca E.21				
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt
2,56	0,45	camada vegetal	1	5
	2,45	aterro de silte arenoso, pouco compacto, cor marrom	2	5
			3	7
		aterro de argila siltosa, média, cor amarelada	4	7
	5,00		5	5
	6,00	idem, mole	6	4
			7	4
		idem, cor roxa	8	4
	9,00		9	11
			10	13
		idem , rija, cor cinza	11	16
			12	10
			13	13
			14	15
	15,00		15	20
			16	20
		idem, dura	17	21
			18	24
	19,00		19	24
			20	25
		idem, cor marrom	21	30
	22,00		22	35/15
		idem arenosa, cor cinza	23	40/20
	24,00		24	37
		idem, siltosa	25	31/15
	26,30		26	29/15
limite da sondagem				

Estaca E.22				
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt
2,00	0,30	pavimento	1	6
	1,15	aterro de silte arenoso, pouco compacto, cor marrom		
	2,00	aterro de argila arenosa, média, cor marrom	2	7
			3	9
	4,00	idem, siltosa, cor cinza	4	5
			5	5
	6,00	idem, mole	6	6
	7,00	idem, média	7	4
			8	5
	9,00	idem, mole, cor amarelada	9	6
	10,00	idem, média	10	9
	11,00	idem, cor cinza	11	17
			12	17
			13	15
		idem, rija	14	18
			15	17
			16	19
	17,00		17	18
		idem, cor marrom	18	19
	19,00		19	20
	20,00	idem, dura	20	26
			21	29
	22,00	idem, cor cinza	22	34
			23	25/15
		idem, arenosa	24	32/15
	25,00		25	39
			26	46
27,40	idem, siltosa	27	45	
limite da sondagem				

Estaca E.23				
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt
2,00	0,30	camada vegetal	1	12
			2	16
		argila siltosa, rija a dura, cinza	3	16
			4	25
5,00			5	27
6,90		argila arenosa, dura, cinza	6	26
			7	30
		argila siltosa, dura, cinza	8	31
9,45			9	35
limite da sondagem				

Estaca E.24					
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt	
5,00	0,45	argila siltosa, pouco arenosa, marrom escura, média	1	7	
	1,48	idem, com pedregulhos, vermelha, média	2	10	
	2,60	argila siltosa, pouco arenosa, cinza com veios marrons, mole	3	5	
	4,80		idem, amarela com veios cinzas, média a rija	4	11
				5	10
	6,00		idem, marrom, rija	6	12
				7	18
	9,70		idem, marrom e cinza, rija a dura	8	24
				9	26
				10	26
				11	29
				12	32
	15,45		idem, cinza e marrom com veios pretos, dura	13	41
				14	47
				15	51
limite da sondagem					

ANEXO 3 – SONDAGENS SPT-T

SPTT-01						
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt	Tmáx	Tres
1,64	1,00	argila siltosa, marrom escuro	1	2/40	8	4
	2,70	argila siltosa, muito mole a mole, cinza e marrom amarelado	2	4	8	6
			3	6	18	12
	4,00	argila arenosa fina, média, cinza amarelado	4	5/34	6	4
	5,00	argila arenosa, fina, mole, cinza e preto	5	17	20	18
			6	24	24	20
		argila siltosa, rija a dura, cinza esverdeado	7	25	24	22
			8	21	20	20
	9,80		9	21/31	18	16
			10	38/25	36	32
		areia média argilosa, compedregulhos dispersos, compacto a muito compacto, cinza claro	11	37	30	26
		esverdeado	12	37	32	26
			13	36/25	34	30
	14,45		14	-	48	44
		argila siltosa com areia e concentração de óxido de ferro e/ou manganês, dura, cinza e preto	15	-	42	38
			16	-	48	46
		argila siltosa com concentração de carbonato, dura, cinza e branco	17	-	42	40
			18	-	46	42
			19	-	40	38
	20,28		20	-	44	36
limite da sondagem						

SPTT-02						
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt	Tmáx	Tres
1,9		argila siltosa, média a rija, marrom avermelhado e marrom escuro	1	7	14	10
			2	11	20	18
	3,00		3	22	28	28
	4,00	argila siltosa, dura, marrom escuro	4	24	14	12
		argila siltosa, muito mole a dura, marrom	5	2	2	2
	6,00	acinzentado	6	5	12	12
		argila siltosa mole a média, cinza e marrom	7	8	14	12
	8,00	avermelhado	8	9	12	10
	9,00	silte argiloso, médio, cinza	9	18	14	12
		areia fina siltosa, com poucos pedregulhos,	10	37	32	30
	11,00	medianamente compacta a compacta, cinza	11	37	26	24
	12,00	areia média argilosa, compacta, cinza amarelado	12	35	32	30
		areia média argilosa, com grãos de quartzo e	13	50/25	40	30
	14,00	feldspato, muito compacta, cinza amarelado	14	20	14	12
	15,00	argila siltosa, dura, cinza e marrom avermelhado	15	23	20	16
			16	25	24	16
		argila siltosa, dura, cinza esverdeado	17	50/25	38	24
	18,00		18	52/25	36	24
			19	55/23	40	32
	20,37	argila siltosa com carbonato, dura, cinza e branco	20	55/22	42	32
limite da sondagem						

SPTT-03						
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt	Tmáx	Tres
3,8	1,00	argila siltosa com pedregulhos, marrom	1	7	12	10
		argila siltosa, com pouca areia grossa dispersa em sua matriz, média, marrom escuro	2	10	14	10
	3,00		3	7	12	12
		argila siltosa, média, marrom avermelhado	4	5/32	10	6
	5,50		5	3/33	6	4
		argila siltosa com raízes dispersa em sua matriz, mole, marrom escuro a preto	6	6	8	6
	6,00		7	13	12	10
		argila siltosa, média a rija, cinza	8	15	18	16
			9	17	22	20
	10,00		10	17	24	20
		areia média a grossa, argilosa com grãos de quartzo e feldspato, mediamente compacta a compacta, cinza claro e cinza amarelado	11	33	30	22
	12,00		12	-	38	30
		areia média a grossa siltosa com pedregulhos, muito compacta, cinza claro	13	-	40	32
	13,00		14	-	40	32
		silte argiloso com pedregulhos e concentração de óxido de ferro e/ou manganês, duro, cinza e preto	15	50	42	34
	15,00		16	42	42	34
		areia fina siltosa, muito compacta, cinza amarelado	17	52	44	36
	16,00		18	55/25	42	32
		argila siltosa com concentração de óxido de ferro e/ou manganês, dura, cinza e preto	19	50	42	34
	18,00		20	56/25	46	34
	argila siltosa com concentração de carbonato e óxido de ferro e/ou manganês, dura, cinza e					
limite da sondagem						

SPTT-04						
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt	Tmáx	Tres
0,5		argila siltosa com pouca areia fina dispersa em sua matriz, mole a média, variegada	1	3/32	10	10
	3,00		2	6	12	12
		argila siltosa, mole a média, cinza e cinza amarelado	3	5	10	10
	5,00		4	10	12	10
		silte argiloso com areia fina dispersa em sua matriz, rija, cinza	5	12	14	12
	6,00		6	13	22	18
	7,80	argila siltosa, rija, cinza	7	16	24	20
		areia média a grossa argilosa, cimpostada por grãos de quartzo e feldspato, compacta, cinza	8	26	28	20
	9,30		9	27	28	22
		areia média a grossa argilosa, com quartzo feldspato e pedregulhos dispersos na matriz, compacta a muito compacta, cinza	10	48	32	24
	12,00		11	-	38	28
		areia média argilosa, muito compacta, cinza	12	-	38	26
	13,80	areia grossa a média argilosa, com quartzo, feldspato e pedregulhos finos dispersos em sua matriz muito compacta, cinza clara	13	-	36	28
			14	50/25	36	28
		areia fina argilosa, muito compacta, cinza	15	51/25	38	26
			16	42	38	26
	18,00		17	50/25	40	30
			18	41	40	32
	18,15	areia fina a média argilosa com pedregulhos, muito	19	47/23	42	32
		argila siltosa, dura, cinza esverdeada	20	47/21	42	34
	20,36					
limite da sondagem						

SPTT-05						
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt	Tmáx	Tres
5,00	0,50	areia fina siltosa	1	12	12	10
	2,00	argila siltosa, com pouco pedregulho disperso na matriz, rija, cinza claro e cinza amarelado	2	49/25	40	36
		areia média argilosa, compacta a muito compacta, cinza claro e cinza amarelado	3	35	35	22
	4,00	argila siltosa com óxido de ferro e/ou manganês, dura, cinza claro e preto	4	23	18	14
		argila siltosa com óxido de ferro e/ou manganês, dura, cinza claro e preto	5	31	20	16
	8,00	argila siltosa com óxido de ferro e/ou manganês, dura, cinza claro e preto	6	39/20	42	35
		argila siltosa com óxido de ferro e/ou manganês, dura, cinza claro e preto	7	42	42	30
	10,00	argila siltosa com óxido de ferro e/ou manganês, dura, cinza claro e preto	8	-	46	36
		areia fina a média siltosa, com grãos de quartzo e feldspato, muito compacta, cinza claro	9	35/25	46	32
	15,00	areia grossa mal selecionada siltosa, com pedregulhos e grãos de quartzo e feldspato, muito compacta, cinza	10	-	42	36
		areia média a grossa siltosa, mal selecionada, com grãos de quartzo e feldspato, muito compacta, cinza claro	11	-	46	38
	17,00	areia média a grossa siltosa, mal selecionada, com grãos de quartzo e feldspato, muito compacta, cinza claro	12	-	40	36
		areia média a grossa siltosa, mal selecionada, com grãos de quartzo e feldspato, muito compacta, cinza claro	13	50/25	38	32
	19,00	areia média a grossa siltosa, mal selecionada, com grãos de quartzo e feldspato, muito compacta, cinza claro	14	50/25	40	34
		areia média a grossa siltosa, mal selecionada, com grãos de quartzo e feldspato, muito compacta, cinza claro	15	-	42	30
	24,00	areia média a grossa siltosa, mal selecionada, com grãos de quartzo e feldspato, muito compacta, cinza claro	16	-	44	32
		areia média a grossa siltosa, mal selecionada, com grãos de quartzo e feldspato, muito compacta, cinza claro	17	-	46	30
	28,00	areia média a grossa siltosa, mal selecionada, com grãos de quartzo e feldspato, muito compacta, cinza claro	18	-	42	32
		areia média a grossa siltosa, mal selecionada, com grãos de quartzo e feldspato, muito compacta, cinza claro	19	55/25	40	30
	30,98	areia média a grossa siltosa, mal selecionada, com grãos de quartzo e feldspato, muito compacta, cinza claro	20	-	42	30
		areia média a grossa siltosa, mal selecionada, com grãos de quartzo e feldspato, muito compacta, cinza claro	21	-	44	32
	30,98	areia média a grossa siltosa, mal selecionada, com grãos de quartzo e feldspato, muito compacta, cinza claro	22	-	42	32
		areia média a grossa siltosa, mal selecionada, com grãos de quartzo e feldspato, muito compacta, cinza claro	23	-	44	32
	30,98	areia média a grossa siltosa, mal selecionada, com grãos de quartzo e feldspato, muito compacta, cinza claro	24	-	42	30
		areia média a grossa siltosa, mal selecionada, com grãos de quartzo e feldspato, muito compacta, cinza claro	25	-	46	32
	30,98	areia média a grossa siltosa, mal selecionada, com grãos de quartzo e feldspato, muito compacta, cinza claro	26	-	44	32
		areia média a grossa siltosa, mal selecionada, com grãos de quartzo e feldspato, muito compacta, cinza claro	27	-	44	32
	30,98	areia média a grossa siltosa, mal selecionada, com grãos de quartzo e feldspato, muito compacta, cinza claro	28	-	40	30
		areia média a grossa siltosa, mal selecionada, com grãos de quartzo e feldspato, muito compacta, cinza claro	29	-	42	30
	30,98	areia média a grossa siltosa, mal selecionada, com grãos de quartzo e feldspato, muito compacta, cinza claro	30	-	44	30
areia média a grossa siltosa, mal selecionada, com grãos de quartzo e feldspato, muito compacta, cinza claro		30	-	44	30	
limite da sondagem						

SPTT-06						
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt	Tmáx	Tres
3,50	1,00	argila siltosa com pedregulhos dispersos, marrom amarelado	1	11	20	18
	2,00	argila siltosa com areia fina disperso em sua	2	21	34	30
	3,00	argila siltosa, dura, cinza	3	32	40	32
		areia média argilosa com grãos de quartzo e	4	16	26	22
	5,50	feldspato anguloso, compacta, cinza	5	17	28	22
			6	17	26	16
		argila siltosa, rija, cinza	7	19	26	16
	8,00		8	17	30	28
		argila siltosa com areia fina dispersa em sua matriz e concentração de óxido e/ou manganês, rija, cinza	9	18	32	28
	10,00	e preto	10	38	40	32
			11	42	40	32
		areia média a grossa argilosa com grãos de quartzo e feldspato compacta a muito compacta	12	-	42	34
			13	-	42	34
	14,70		14	-	46	34
			15	26	30	22
			16	43/25	40	30
		argila siltosa, dura, cinza esverdeado	17	39	40	32
	19,00		18	55/27	42	32
		argila siltosa com concentração de carbonato e óxido de ferro e/ou manganês, dura, cinza	19	51/25	44	34
	20,40	esverdeado e cinza claro	20	57/25	44	34
limite da sondagem						

SPTT-07						
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt	Tmáx	Tres
2,18	0,40	argila siltosa com pedregulhos, marrom	1	9	14	14
		argila siltosa com raízes dispersa em sua matriz,	2	10	14	12
	3,00	média, marrom escuro	3	7	10	8
		argila siltosa com pouca areia fina a média dispersa	4	9	14	12
	5,00	em sua matriz, média, variegada	5	11	20	20
			6	13	22	20
		argila siltosa, rija, cinza	7	14	28	24
	8,00		8	23	38	28
		areia média a grossa siltosa, com grãos de quartzo e	9	21	38	20
	9,30	feldspato, compacta, variegada				
		argila siltosa, rija a dura, cinza esverdeado	10	20	36	20
	11,00		11	14	24	20
	12,80	argila siltosa com pouco pedregulho, rija, cinza	12	17	26	16
		areia fina siltosa com grãos de quartzo e feldspato,	13	-	38	26
	13,50	muito compacta, cinza esverdeado				
			14	22	28	22
		argila siltosa, dura, cinza	15	25	26	20
	16,00		16	29	30	24
			17	38	44	32
		argila siltosa com carbonato, dura, cinza e branco	18	45	40	32
		19	50	44	36	
20,40		20	52/25	44	36	
limite da sondagem						

SPTT-08						
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt	Tmáx	Tres
3,87	1,00	argila siltosa, cinza avermelhado	1	8	16	14
		argila siltosa com raízes dispersas em sua matriz,	2	7/32	14	12
	3,50	média, marrom escuro e marrom avermelhado	3	10	16	14
	4,00	argila siltosa, média, variegada	4	11	18	16
		argila siltosa com restos vegetais dispersos em sua	5	5/33	6	4
	6,00	matriz, rija a dura, marrom escuro	6	7	8	6
	7,00	argila siltosa, média, marrom acinzentado	7	18	28	24
	8,70	argila siltosa, dura, cinza	8	22	30	26
		areia média a grossa argilosa, com grãos de quartzo	9	41/21	40	36
	10,53	e feldspato, muito compacta, cinza claro	10	-	46	42
		areia fina argilosa, compacta a muito compacta,	11	31	34	28
		cinza claro	12	34	36	32
	13,80		13	41/25	38	34
	14,70	argila arenosa fina, dura, cinza	14	23	28	24
		areia fina argilosa, compacta a muito compacta,	15	27	30	26
	16,50	cinza e cinza amarelado	16	-	48	44
	17,80	areia fina a média argilosa, muito compacta, cinza	17	-	46	42
		argila siltosa com concentração de carbonato, dura,	18	-	48	42
		cinza e branco acinzentado	19	-	44	40
	20,35		20	34/20	40	38
limite da sondagem						

SPTT-09						
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt	Tmáx	Tres
3,7	1,00	argila siltosa com pedregulhos	1	10	20	18
	1,70	argila arenosa fina, média, cinza claro	2	12	20	16
			3	13	24	18
		argila siltosa, rija, cinza	4	12	26	18
	5,00		5	26	30	22
	6,00	areia fina argilosa, compacta, cinza claro	6	24	28	24
	7,00	argila siltosa, dura, cinza	7	36	32	26
		areia média a grossa argilosa, com pedregulhos,	8	39		
	8,70	grãos de quartzo e feldspato, compacta, cinza claro	9	30	34	28
			10	37	28	24
		areia média a fina argilosa com grãos de quartzo e	11	43	30	22
		feldspato, compacta a muito compacta, cinza claro	12	47	32	24
			13	47	36	28
	13,00		13	42/23	34	24
		areia média a fina siltosa com concentração de	14	40/20	34	24
		óxido de ferro e/ou manganês, muito compacta,	15	-	40	30
	15,00	cinza e preto	16	-	40	30
		areia média a fina siltosa, muito compacta, cinza	17	-	42	32
	17,60	esverdeado	17	-	42	32
		argila siltosa com concentração de carbonato e	18	-	42	32
	óxido de ferro e/ou manganês, dura, cinza e	19	-	44	34	
20,25	branco	20	-	44	34	
limite da sondagem						

SPTT-10						
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt	Tmáx	Tres
3,5	0,40	argila siltosa com pedregulhos, marrom	1	9	20	18
	2,00	argila siltosa, média, cinza e marrom amarelado	2	7	20	16
			3	11	22	14
		argila siltosa, média a rija, cinza esverdeado	4	12	24	16
			5	11	24	18
	6,50		6	14	22	16
			7	25	30	22
		silte argiloso com areia fina, duro, cinza	8	26	32	28
	9,00		9	50/25	40	32
		areia média a grossa, com grãos de quartzo e feldspato e concentração de óxido de ferro e/ou manganês, muito compacta, variegada	10	30	40	30
	10,00		11	26	36	30
	11,00	areia fina a média argilosa, compacta, cinza	12	27	38	32
			13	24	38	32
		argila siltosa, dura, cinza esverdeado	14	-	40	34
	14,00		15	-	42	32
		areia média argilosa, muito compacta, cinza	16	-	42	30
	16,65	esverdeado	17	53/25	44	34
			18	50/25	42	32
		argila siltosa, dura, cinza esverdeado	19	41	46	34
	20,00		20	52	46	34
limite da sondagem						

SPTT-11						
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt	Tmáx	Tres
0,5	1,00	silte argiloso, com restos vegetais, marrom escuro	1	6	14	12
	2,00	argila siltosa, média, cinza claro	2	7	16	14
			3	17	22	20
		argila siltosa com pouca areia fina dispersa em sua matriz, média a rija, variegada	4	16	20	18
			5	8/32	14	10
			6	8	12	10
	7,00		7	6/33	10	8
			8	6	10	8
		argila siltosa, mole a média, marrom acinzentado	9	5/34	8	6
	10,00		10	5	8	6
	11,65	argila arenosa fina, mole a média, cinza	11	6	10	6
			12	43	36	30
		silte arenoso fino, compacto a muito compacto, cinza esverdeado	13	34	30	26
	14,00		14	-	48	42
	15,00	argila siltosa, dura, variegada	15	-	46	42
	16,00	silte arenoso fino, com concentração de carbonato, muito compacto, cinza claro	16	-	46	40
			17	-	40	36
		argila siltosa, com concentração de carbonato, dura, cinza e branco	18	37	32	26
			19	33	30	28
	20,45		20	37	32	28
limite da sondagem						

SPTT-12						
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt	Tmáx	Tres
1,66	1,00	argila siltosa com raízes dispersas em sua matriz,	1	10	16	14
		argila siltosa com raízes dispersas em sua matriz,	2	8	14	12
		variegada	3	13	22	18
	4,00		4	14	22	20
	5,00	argila siltosa, rija, marrom escura	5	11	18	16
			6	12	22	20
		argila siltosa rija, variegada	7	12	20	18
	8,00		8	11	22	20
		argila siltosa com restos vegetais dispersos em sua	9	6	8	6
	10,00	matriz, média a rija, variegada	10	5/33	6	4
		argila siltosa com restos vegetais dispersos em sua	11	11	20	18
	11,00	matriz, mole, marrom escura preta				
		argila siltosa com restos vegetais dispersos em sua	12	5/32	6	4
	12,00	matriz, rija, marrom				
		argila siltosa com pouca areia média dispersa em	13	5	8	6
	13,00	sua matriz, mole, cinza				
		argila siltosa mole, marrom acinzentada	14	9	14	10
	14,00		15	9	14	12
		argila siltosa, média a rija, cinza	16	14	26	24
	16,55		17	20	30	28
	silte argiloso, duro, cinza e verde acinzentado	18	20	34	30	
		19	25	36	28	
20,45		20	22	34	28	
limite da sondagem						

SPTT-13						
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt	Tmáx	Tres
4,30			1	8	16	16
		argila siltosa, média, variegada a cinza escura	2	7	16	16
			3	7	18	16
	4,00		4	15	26	24
			5	9	18	18
			6	6	16	16
		argila siltosa, mole a rija, variegada	7	7/32	18	16
			8	5	16	14
	9,00		9	6	16	16
	10,00	argila siltosa, média, preta	10	6/32	14	12
			11	6/35	14	14
		argila siltosa, mole a média, marrom amarelada	12	5/32	16	14
	13,00		13	4/32	10	8
			14	4	10	8
	15,00	argila arenosa, mole, cinza amarelada	15	11	18	16
			16	22	30	20
		argila arenosa, rija a dura, cinza amarelada	17	17	16	12
	18,00		18	20	20	14
		argila siltosa, dura, verde	19	24	28	20
	20,45		20	34	34	24
limite da sondagem						

SPTT-14						
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt	Tmáx	Tres
2,78	0,60	argila siltosa com raízes, marrom avermelhada	1	5	12	8
	2,00	argila siltosa, mole, variegada	2	5	10	6
			3	8	16	14
		argila siltosa, mole a média, variegada a cinza	4	10	20	16
			5	5/33	8	6
	6,00		6	5	12	8
	7,00	argila arenosa com granulos de quartzo, mole,	7	4	10	6
			8	6	12	10
			9	8/33	14	10
			10	9	16	12
		argila siltosa, mole a rija, marrom escura	11	12/32	18	14
			12	5	10	8
			13	6	12	8
	14,00		14	6	8	6
			15	8	8	6
			16	16	24	18
		argila arenosa, média a dura, marrom a cinza	17	19	26	20
			18	21	28	22
	19,00		19	18/32	26	18
		silte argiloso com minerais micaceos, estruturas				
	20,48 liticas preservados, rija, cinza amarelado	20	14/33	-	-	
limite da sondagem						

SPTT-15						
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt	Tmáx	Tres
0,75	0,80	argila siltosa, cinza escuro a preto	1	4	12	12
		argila siltosa com pouca areia fina, mole a média, variegada	2	10	14	12
			3	4	10	10
	4,00		4	2	10	8
		argila siltosa, muito mole a rija, cinza claro	5	5	14	10
	6,70		6	12	16	12
			7	16	18	14
		areia média argilosa, mediamente compacta a muito compacta, cinza esverdeado	8	22	32	26
			9	45/06	40	32
			10	53/08	38	30
	11,00		11	34	34	26
		argila siltosa, dura, cinza esverdeado	12	41	36	28
	13,50		13	44/06	38	28
	14,70	areia fina siltosa, muito compacta, cinza	14	25/10	40	30
			15	28	36	30
		argila siltosa, dura, cinza esverdeado	16	28	38	28
	17,00		17	42	40	32
	18,00	areia fina siltosa, muito compacta, cinza	18	47	40	34
			19	48	42	36
	20,45	argila siltosa, dura, cinza esverdeado	20	55	44	36
limite da sondagem						

SPTT-16						
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt	Tmáx	Tres
			1	12	30	20
		argila siltosa rija, marrom acinzentado e cinza	2	14	32	22
	3,00		3	5	12	8
		argila siltosa com poucos grãos de areia média,	4	6/32	10	10
	5,00	mole, marrom	5	5/32	12	10
	6,00	argila arenosa, mole, variegada	6	10	14	12
			7	22	22	16
		areia argilosa com pedregulhos, compacta,	8	25	26	18
		variegada	9	29	28	20
	10,00		10	24	34	24
	11,00	areia média argilosa, compacta, cinza claro	11	30	32	22
			12	40	36	24
	13,00	areia média argilosa, compacta, cinza amarelado	13	55/25	38	26
	14,00	areia média argilosa, com pedregulhos dispersos	14	39	32	22
	14,70	areia média argilosa com pedregulhos, compacta,	15	33	34	24
			16	-	38	28
		areia média argilosa, compacta a muito compacta,	17	-	40	32
	18,00	cinza claro	18	-	40	34
			19	-	42	36
		silte argiloso cm concentração de carbonato e	19	-	42	36
	20,30	óxido de ferro e/ou manganês, duro, cinza e	20	-	46	36
limite da sondagem						

SPTT-17						
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt	Tmáx	Tres
			1	6	12	10
		argila siltosa, média, marrom amarelada a	2	7	16	16
	3,00	variegada	3	8	14	12
4,00	4,00	argila siltosa, média, cinza	4	8	16	14
			5	28	22	20
		argila arenosa, média a dura, cinza amarelada	6	35	26	22
	7,00		7	18	24	20
	8,00	argila siltosa, rija, cinza clara	8	32	26	22
			9	42	28	24
			10	50/27	32	26
			11	35	38	34
		argila arenosa, dura, cinza amarelada	12	50/25	38	36
			13	-	40	34
			14	43	38	32
	15,00		15	46	40	34
			16	45	38	32
			17	39	40	34
		argila siltosa, dura, cinza clara a acinza esverdeada	18	42	36	30
			19	72/27	38	36
	20,30		20	-	44	38
limite da sondagem						

SPTT-18								
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt	Tmáx	Tres		
8,75		argila siltosa cinza	1	27	40	40		
			2	32	40	38		
			3	32	38	38		
			4	38	44	42		
			5	-	30	28		
			6	-	34	26		
			7	22	26	22		
			8	28	32	28		
			9	32	32	28		
			10	31	40	36		
			11,00	11	37	36	28	
			12,00	argila siltosa cinza, presença de areia	12	-	34	32
			15,00	argila siltosa cinza	13	-	36	30
					14	-	36	28
					15	-	44	38
limite da sondagem								

SPTT-02 - 19							
N.A.	Profun. (m)	Classificação das amostras de solo	Nº	Nspt	Tmáx	Tres	
		argila siltosa cinza	1	16	24	24	
			2	22	28	24	
			3	33	42	36	
			4	27	40	34	
			5,00	5	-	30	28
			6,00	areia siltosa cinza	6	-	60
limite da sondagem							