

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS – UFMG
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS
ESCOLA DE ENGENHARIA
BELO HORIZONTE – MG

**ESTUDO TEÓRICO-EXPERIMENTAL DA CAPACIDADE DE
CARGA À TRAÇÃO E COMPRESSÃO DE ESTACAS
METÁLICAS HELICOIDAIS**

ENG.: IGOR PORTELLA GARCIA DE CARVALHO

ORIENTADOR: PROF CARLOS ALBERTO CIMINI JR., PHD

CO-ORIENTADORA: PROF^a JUDY NORKA RODO DE MANTILLA, DSc

BELO HORIZONTE - MG

ABRIL 2007

Igor Portella Garcia de Carvalho

**ESTUDO TEÓRICO-EXPERIMENTAL DA CAPACIDADE DE
CARGA À TRAÇÃO E COMPRESSÃO DE ESTACAS
METÁLICAS HELICOIDAIS**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Departamento de Estruturas da Faculdade de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Área de concentração: Engenharia de Estruturas

Orientador: Prof. Carlos Alberto Cimini Jr.

Co-orientadora: Prof^ª. Judy Norka Rodo de Mantilla

Belo Horizonte
Faculdade de Engenharia da UFMG

2007

Aos meus pais, Bolívar e M^a Aparecida, pelo apoio e incentivo na conclusão deste trabalho.

AGRADECIMENTOS

A Deus por mais este momento especial em minha vida.

À Ana Maria Rodrigues Machado, pelo amor, carinho, compreensão e incentivo ao longo da realização deste trabalho.

À professora Judy Mantilla pela orientação em todos os momentos.

A CEMIG pela possibilidade de desenvolvimento desta pesquisa principalmente aos engenheiros Marcio Elízio Pereira e Alberto Assis dos Reis pela amizade e apoio em todos os momentos.

A Vercon/Vértice pelo apoio no desenvolvimento do projeto, principalmente aos engenheiros Roberto Dolabella e Wilson.

Aos amigos e colegas da pós-graduação, principalmente Cláudio, Leonardo Dias, Leonardo Braga e Paulo Guetti pelo apoio constante e trabalho em equipe.

Aos professores do Departamento de Estruturas pelos conhecimentos e ensinamentos transmitidos principalmente ao Prof. Edgar por seu apoio na parte experimental e ao Prof. Fakury pela atenção ao tratar os problemas que ocorreram.

Aos técnicos e bolsistas pela ajuda no trabalho no Laboratório de Geotecnia, principalmente ao Ricardo Israel pela participação efetiva.

Às secretarias do departamento, de Estruturas Inês, Patrícia, Lucíola e Renata, pela atenção ao atender meus pedidos.

A todos aqueles que diretamente ou indiretamente contribuíram para a realização deste trabalho.

“A vida só pode ser compreendida olhando-se para trás; mas só pode ser vivida olhando-se para a frente.”

Soren Kierkegaard

SUMÁRIO

Lista de Figuras.....	xi
Lista de Tabelas	xvi
Lista de Símbolos.....	xxi
Resumo	xxv
Abstract.....	xxvi
1 Introdução	1
1.1 Do Estudo	1
1.2 Apresentação do trabalho.....	2
1.3 Objetivos.....	3
2 Estaca Metálica Helicoidal	5
2.1 Histórico.....	5
2.2 Elementos que constituem a estaca.....	6
2.3 Aplicações.....	9
2.4 Vantagens e desvantagens	11
2.5 Instalação	12
3 Revisão Bibliográfica	14
3.1 Capacidade de carga	14
3.2 Comportamento em provas de carga	18
3.2.1 Tipo de prova de carga.....	19
3.2.2 Relação entre a Profundidade e o Diâmetro	21
3.2.3 Compressão x Tração.....	24
3.2.4 Influência da instalação nos parâmetros do solo	26
3.2.5 Influência da instalação na ruptura do sistema estaca-solo	28
3.2.6 Torque de instalação	29
3.2.7 Número de hélices	31
4 Previsão da Capacidade de Carga.....	35
4.1 Métodos teóricos: “Cilindro de Cisalhamento”	35
4.1.1 Tração	36
I- Solos com coesão e ângulo de atrito interno.....	36

I-1)	Mooney, Adamczak & Clemence (MA&C)	36
I-2)	Perko & Rupiper (P&R)	41
II-	Solos somente com ângulo de atrito interno	42
II-1)	Udwari, Rodgers & Singh (UR&S)	42
III-	Solos somente com coesão	43
III-1)	Rao et al (RPS&J)	43
III-2)	Das (Das)	44
III-3)	Rao, Prasad & Veeresh (RP&V)	45
III-4)	Earth Contact (EC)	46
4.1.2	Compressão	47
I-	Rao, Prasad & Shetty (RP&S)	47
II-	Perko & Rupiper (P&R)	48
III-	Stephenson (Steph)	48
4.2	Métodos teóricos: “Capacidades Individuais”	49
4.2.1	Tração	50
I-	A.B.Chance (ABC)	50
II-	Stephenson (Steph)	51
III-	Perko & Rupiper (P&R)	51
IV-	Earth Contact (EC)	51
V-	Adams e Klym (A&K)	52
VI-	Rao, Prasad & Veeresh (RP&V)	53
4.2.2	Compressão	53
I-	Adams e Klym (A&K)	53
II-	Stephenson (Steph)	54
III-	Perko & Rupiper (P&R)	54
4.3	Métodos que relacionam o torque e a capacidade de carga	55
4.3.1	Métodos empíricos	55
I-	Hoyt & Clemence (H&C)	55
II-	Perko & Rupiper (P&R-k)	56
4.3.2	Métodos teóricos	56
I-	Perko & Rupiper (P&R-e)	56
II-	Ghaly & Hanna (G&H) – Areia	58

III-	Rao et al (RPS&J) – Argila.....	60
4.4	Provas de carga	61
4.4.1	Análise da Carga de Ruptura Segundo Van der Veen (VdV).....	61
4.4.2	Análise da Carga de Ruptura Segundo o Método da Rigidez (MR)...	62
5	Metodologia	63
5.1	Introdução	63
5.2	Área experimental.....	63
5.3	Configuração e instalação da estaca	67
5.4	Instrumentação da estaca	70
5.5	Provas de carga	73
6	Resultados e Análise.....	76
6.1	Sondagens e ensaios de laboratório	76
6.2	Provas de carga à tração.....	85
6.2.1	Interpretação das provas de carga.....	87
I-	Van der Veen	87
II-	Método da Rigidez.....	88
III-	Comparação entre Van der Veen e o Método da Rigidez.....	91
6.3	Provas de carga à compressão	91
6.3.1	Interpretação das provas de carga.....	94
I-	Van der Veen	94
II-	Método da Rigidez.....	96
III-	Comparação entre Van der Veen e o Método da Rigidez.....	99
6.4	Instrumentação da estaca	99
6.5	Capacidade de carga pelos métodos teóricos e semi-empíricos	105
6.5.1	Métodos de Cilindro de Cisalhamento à tração	105
I-	Agrupamento dos métodos considerando solos com coesão	106
II-	Agrupamento dos métodos considerando a coesão e o ângulo de atrito interno do solo	107
III-	Resultados dos métodos semi-empíricos	107
IV-	Resultados dos métodos teóricos	111
IV-1)	Considerando os resultados dos ensaios de compressão simples	111
IV-2)	Considerando os resultados dos ensaios de cisalhamento direto.	114

6.5.2	Métodos de Cilindro de Cisalhamento à compressão	116
I-	Resultados dos métodos semi-empíricos	116
II-	Resultados dos métodos teóricos	119
II-1)	Considerando os resultados dos ensaios de compressão simples .	119
II-2)	Considerando os resultados dos ensaios de cisalhamento direto ..	121
6.5.3	Métodos de Capacidades Individuais à tração	123
I-	Resultados dos métodos semi-empíricos	123
II-	Resultados dos métodos teóricos	126
II-1)	Considerando os resultados dos ensaios de compressão simples .	127
II-2)	Considerando os resultados dos ensaios de cisalhamento direto ..	129
6.5.4	Métodos da Capacidades Individuais à compressão	130
I-	Resultados dos métodos semi-empíricos	130
II-	Resultado dos métodos teóricos.....	133
II-1)	Considerando os resultados dos ensaios de compressão simples .	133
II-2)	Considerando os resultados dos ensaios de cisalhamento direto ..	135
6.6	Métodos do Torque	136
6.7	Comparação entre resultados dos métodos teóricos e semi-empíricos.....	139
6.7.1	Métodos do Cilindro de Cisalhamento à tração.....	140
6.7.2	Métodos do Cilindro de Cisalhamento a compressão.....	143
6.7.3	Métodos teóricos de Capacidades Individuais à tração	145
6.7.4	Métodos teóricos de Capacidades Individuais à compressão	147
6.8	Comparação entre resultados teóricos e semi-empíricos com relação à transferência de carga	149
6.8.1	Cilindro de Cisalhamento	150
6.8.2	Capacidades Individuais	152
6.9	Comparação entre os resultados teóricos, semi-empíricos e empíricos....	155
6.10	Comparação entre os resultados de tração e compressão	156
6.11	Análise geral	158
6.11.1	Determinação da capacidade de carga	158
I-	Provas de carga	158
II-	Métodos teóricos.....	159
II-1)	Considerando os resultados dos ensaios de compressão simples .	159

II-2) Considerando os resultados dos ensaios de cisalhamento direto..	160
III- Métodos semi-empíricos.....	162
IV- Métodos empíricos do torque	163
6.11.2 Comparação entre resultados	163
6.11.3 Transferência de carga	164
7 Conclusões	166
7.1 Conclusões	166
7.2 Sugestões para trabalhos futuros.....	167
8 Referencias Bibliográfica	168
Anexo A.....	174

LISTA DE FIGURAS

2.1	a) Hélices; b) Soldagem da hélice ao fuste.....	6
2.2	Molde de deformação das hélices.....	7
2.3	Seções: a) principais; b) extensões.....	8
2.4	Estaca metálica helicoidal.....	9
2.5	Aplicações: a) Torre de linhas de transmissão; b) Muro de arrimo.....	10
2.6	Instalação debaixo de um viaduto no sentido horizontal.....	12
2.7	a) Instalação manual; b) Instalação mecânica.....	12
3.1	Mecanismos de ruptura: a) Cilindro de Cisalhamento; b) Capacidades Individuais.	17
3.2	Resultados de provas de carga à tração em areia fofa saturada.....	19
3.3	Perfil de ruptura típico sobre a primeira hélice em silte.....	22
3.4	Superfície de ruptura: a) rasa; b) transição; c) profunda.....	24
3.5	Resultados de Provas de carga.....	25
3.6	Variação de K_u em relação a H_1/D_1 e ϕ	27
3.7	Estaca após a prova de carga: a) 4 hélices; b) 3 hélices; c) 2 hélices.....	29
3.8	Relação entre o torque de instalação e a relação entre o passo e o diâmetro da hélice.....	30
3.9	Relação entre a capacidade de carga e o torque de instalação.....	31
3.10	Curvas carga x deslocamento para estacas com uma, duas e três hélices.....	32
3.11	Curvas carga x deslocamento para estacas com duas, três e quatro hélices.....	33
3.12	Relação entre a capacidade de carga e o N do SPT para estacas com uma ou duas hélices, com diâmetros em polegadas, de estacas helicoidais em solos não coesivos.....	34
3.13	Relação entre a capacidade de carga e o N do SPT para estacas com uma ou duas hélices, com diâmetros em polegadas, de estacas helicoidais em solos coesivos. .	34
4.1	Capacidade de carga para argilas e siltes.....	37
4.2	Superfície de ruptura a) Estaca rasa; b) Estaca profunda.....	39
4.3	N'_c e N'_q em função do ângulo de atrito, ϕ , e 7, 4 e 1 são os valores da relação H/D.	54

4.4	Energias atuando nas hélices durante a instalação.....	57
5.1	Imagem da Subestação Vespasiano 2, com identificação da localização da área experimental.....	64
5.2	Modificado de Carta Geológica – SE.23-Z-C-VI – Quadrante 7816-7824/608-616.	65
5.3	Locação das sondagens, poço e estacas teste, dimensões em metros.	66
5.4	Estaca teste, dimensões em centímetros.	68
5.5	Retroescavadeira: a) 416D; b) Motor hidráulico.	69
5.6	Sistema de Aplicação de Torque, Torquímetro digital e Estaca.	69
5.7	a) Instalação; b) Ajuste do Prumo.....	70
5.8	Seções de extensometria na estaca teste, dimensões em cm.....	71
5.9	Preparação da superfície, colagem e proteção dos extensômetros.	72
5.10	Sistema de ação e reação à tração.....	73
5.11	Sistema de ação e reação à compressão.....	74
5.12	a) Transdutores de deslocamento; b) Sistema de aquisição de dados.....	74
5.13	Desinstalação.	75
6.1	Perfil geotécnico, provas de carga à tração, dimensões em metros.....	77
6.2	Perfil geotécnico, provas de carga à compressão, dimensões em metros.....	77
6.3	Curva granulométrica para cada profundidade.....	79
6.4	Classificação MCT para cada profundidade.....	80
6.5	Envoltórias de resistência para cada profundidade, ensaios de cisalhamento direto.	81
6.6	Adensamento unidimensional com inundação, para a determinação do Índice de Colapsibilidade do solo, para as profundidades: a) 2 m; b) 3 m; c) 4 m e d) 5 m. .	84
6.7	Carga x Tempo da prova de carga à tração T-1.....	85
6.8	Carga x Tempo da prova de carga à tração T-2.....	85
6.9	Provas de Carga à tração T-1 e T-2.	86
6.10	Determinação da carga de ruptura da prova de carga à tração T-1.....	87
6.11	Determinação da carga de ruptura da prova de carga à tração T-2.....	87
6.12	Extrapolação das curvas carga x deslocamento pelo critério de Van der Veen, provas de carga à tração.....	88

6.13	Determinação da carga de ruptura pelo método da rigidez para a prova de carga à tração T-1.....	89
6.14	Determinação da carga de ruptura pelo método da rigidez para a prova de carga à tração T-2.....	90
6.15	Carga x Tempo da Estaca à compressão C-1.....	92
6.16	Carga x Tempo da Estaca à compressão C-3.....	92
6.17	Provas de Carga à compressão C-1 e C-3.....	93
6.18	Determinação da carga de ruptura da prova de carga à compressão C-1.....	94
6.19	Determinação da carga de ruptura da prova de carga à compressão C-3.....	95
6.20	Extrapolação das curvas, carga x deslocamento, pelo critério de Van der Veen, provas de carga à compressão.....	96
6.21	Determinação da carga de ruptura, pelo método da rigidez, para a prova de carga à compressão C-1.....	97
6.22	Determinação da carga de ruptura, pelo método da rigidez, para a prova de carga à compressão C-3.....	98
6.23	Carga em cada seção da estaca durante a prova de carga à tração T-1.....	100
6.24	Transferência de carga ao longo da estaca na prova de carga à tração T-1.....	102
6.25	Carga calculada em cada seção da estaca na prova de carga à tração T-2.....	103
6.26	Interior da proteção após as provas de carga.....	104
6.27	Parcelas de capacidade de carga à tração de cada método semi-empírico de Cilindro de Cisalhamento.....	109
6.28	Relação entre os resultados à tração calculados em função do N_{SPT} para os Métodos de Cilindro de Cisalhamento.....	110
6.29	Parcelas de capacidade de carga à tração para cada método teórico de Cilindro de Cisalhamento considerando os parâmetros do solo dos ensaios de compressão simples.....	113
6.30	Parcelas de capacidade de carga à tração para os métodos de Cilindro de Cisalhamento, considerando os parâmetros do solo, obtidos dos ensaios de cisalhamento direto.....	115
6.31	Parcelas de capacidade de carga à compressão de cada método semi-empírico de Cilindro de Cisalhamento.....	118

6.32 Parcelas de capacidade de carga à compressão para cada método teórico de Cilindro de Cisalhamento considerando os parâmetros do solo dos ensaios de compressão simples.	120
6.33 Parcelas de capacidade de carga à compressão para os métodos de Cilindro de Cisalhamento considerando os parâmetros do solo dos ensaios de cisalhamento direto.	122
6.34 Parcelas de capacidade de carga à tração dos métodos semi-empíricos de Capacidades Individuais.	125
6.35 Relação entre os resultados à tração, calculados em função do N do SPT, para os métodos de Capacidades Individuais.	126
6.36 Parcelas da capacidade de carga à tração para cada método teórico de Capacidades Individuais considerando os parâmetros do solo, obtidos dos ensaios de compressão simples.	128
6.37 Parcelas da capacidade de carga à compressão dos métodos semi-empíricos de Capacidades Individuais.	132
6.38 Parcelas da capacidade de carga à compressão para cada método teórico de Capacidades Individuais, considerando os parâmetros do solo obtidos dos ensaios de compressão simples.	134
6.39 Capacidade de carga à tração de cada método do torque.	137
6.40 Comparação das relações entre a capacidade de carga à tração de cada método de Cilindro de Cisalhamento e a extrapolação VdV.	141
6.41 Comparação das relações entre a capacidade de carga à tração de cada método de Cilindro de Cisalhamento e a extrapolação MR_f	142
6.42 Comparação entre as capacidades de carga à tração, calculadas em função do N_{SPT} e o dos método de Cilindro de Cisalhamento, considerando os parâmetros do solo obtidos dos ensaios de compressão simples.	142
6.43 Comparação das relações entre a capacidade de carga à compressão de cada método de Cilindro de Cisalhamento e a extrapolação VdV.	144
6.44 Comparação das relações entre a capacidade de carga à compressão de cada método de Cilindro de Cisalhamento e a extrapolação MR_f	144
6.45 Comparação das relações entre a capacidade de carga à tração de cada método de Capacidades Individuais e a extrapolação de VdV.	146

6.46	Comparação das relações entre a capacidade de carga à tração de cada método de Capacidades Individuais e a extrapolação de MR_f	147
6.47	Comparação das relações entre a capacidade de carga à compressão de cada método de Capacidades Individuais e a extrapolação de VdV	148
6.48	Comparação das relações entre a capacidade de carga à compressão de cada método de Capacidades Individuais e a extrapolação de MR_f	149
6.49	Parcelas de carga dos resultados teóricos, semi-empíricos e transferência de carga para os métodos de Cilindro de Cisalhamento.....	152
6.50	Parcelas de carga dos resultados teóricos, semi-empíricos e transferência de carga para os métodos de Capacidades Individuais.	154
6.51	Comparação das relações entre a capacidade de carga de cada método e a extrapolação, pelo método de Van der Veen, à tração.....	156
6.52	Comparação das relações entre a capacidade de carga de cada método e a extrapolação, pelo Método da Rigidez Física, à tração.	156
6.53	Provas de carga à tração e à compressão.	157

LISTA DE TABELAS

3.1	$(H_1/D_1)_{cr}$ em relação a ϕ	23
3.2	Valores recomendados para K_u	26
3.3	Coeficiente m	27
4.1	Coeficiente de adesão ao fuste em relação à consistência da argila.	41
4.2	Coeficientes de capacidade de carga para solos coesivos.....	49
4.3	Coeficientes de capacidade de carga recomendados pela Earth Contact.....	52
4.4	Valores recomendados de k_t em função do diâmetro do fuste da estaca.	55
4.5	Valores recomendados para k_t	56
5.1	Características dos Extensômetros Utilizados.	71
6.1	Peso específico de solos argilosos.	78
6.2	Parâmetros do solo segundo ensaios SPT das sondagens.....	78
6.3	Massa específica dos grãos e limites de consistência.	79
6.4	Frações constituintes do solo segundo a ABNT e a ASTM.	79
6.5	Classificação segundo a metodologia MCT.	80
6.6	Índices físicos e coesão obtido por ensaios de compressão simples.....	81
6.7	Índices físicos, ângulo de atrito interno e coesão para cada profundidade, segundo os ensaios de cisalhamento direto.....	82
6.8	Relação entre o grau e índice de colapsibilidade.....	82
6.9	Ensaio de adensamento com tensão de inundação, índice e grau de colapsibilidade.	83
6.10	Cargas e deslocamentos máximos das provas de carga à tração.	86
6.11	Cargas de ruptura à tração, segundo o critério de extrapolação de Van der Veen (VdV).....	88
6.12	Carga de ruptura à tração segundo o método da rigidez.....	91
6.13	Relação entre a carga de ruptura de VdV e MR_f à tração.....	91
6.14	Cargas e deslocamentos máximos das provas de carga à compressão.	93
6.15	Cargas de ruptura à compressão, segundo o critério de extrapolação de Van Der Veen.....	95

6.16	Relação entre a carga máxima das provas de carga à compressão e a extrapolação, segundo o critério de Van Der Veen.....	96
6.17	Cargas de ruptura à compressão, segundo o método da rigidez.....	99
6.18	Relação entre VdV e MR_f à compressão.....	99
6.19	Características da estaca teste.....	105
6.20	Parâmetros do solo para os cálculos em função do N_{SPT}	107
6.21	Parâmetros de cálculo dos métodos de Cilindro de Cisalhamento à tração.....	108
6.22	Capacidade de carga à tração, em kN, pelos métodos de Cilindro de Cisalhamento para o solo do perfil das sondagens SPT-T-2 e SPT-T-3.....	108
6.23	Relação entre a capacidade de carga à tração, calculada pelos métodos semi-empíricos do Cilindro de Cisalhamento e as extrapolações.....	109
6.24	Parâmetros do solo para o cálculo dos métodos teóricos considerando os ensaios de compressão simples.....	111
6.25	Parâmetros para o cálculo dos métodos teóricos de Cilindro de Cisalhamento, considerando os resultados dos ensaios de compressão simples.....	112
6.26	Capacidade de carga à tração, em kN, pelos métodos do Cilindro de Cisalhamento, calculada com os resultados dos ensaios de compressão simples.....	112
6.27	Relação entre a capacidade de carga à tração, calculada pelos métodos teóricos de Cilindro de Cisalhamento e as extrapolações.....	113
6.28	Parâmetros do solo para o cálculo dos métodos teóricos, considerando os resultados dos ensaios de cisalhamento direto.....	114
6.29	Parâmetros de cálculo dos métodos de cilindro de cisalhamento, calculados com os resultados dos ensaios de cisalhamento direto.....	114
6.30	Capacidade de carga à tração, kN, pelos métodos do Cilindro de Cisalhamento, calculadas com resultados dos ensaios de cisalhamento direto.....	115
6.31	Relação entre a capacidade de carga à tração, em kN, calculada pelos métodos teóricos de Cilindro de Cisalhamento e as extrapolações.....	116
6.32	Parâmetros do solo em função do N_{SPT} , para os cálculos à compressão.....	117
6.33	Fatores N_c e N_q , para o cálculo dos métodos de Cilindro de Cisalhamento à compressão.....	117
6.34	Capacidade de carga à compressão, em kN, pelos métodos de Cilindro de Cisalhamento para o solo das sondagens SPT-T-1 e SPT-T-4.....	117

6.35	Relação entre a capacidade de carga à compressão, calculada pelos métodos semi-empíricos do Cilindro de Cisalhamento e as extrapolações.	119
6.36	Capacidade de carga à compressão, em kN, pelos métodos teóricos do Cilindro de Cisalhamento, calculada com os resultados dos ensaios de compressão simples.	119
6.37	Relação entre a capacidade de carga à compressão calculada pelos métodos teóricos de Cilindro de Cisalhamento, considerando os parâmetros de solo obtidos dos ensaios de compressão simples e as extrapolações.	121
6.38	Parâmetros de cálculo dos métodos de Cilindro de Cisalhamento à compressão, calculados com os resultados dos ensaios de cisalhamento direto.	121
6.39	Capacidade de carga à compressão, em kN, pelos métodos do Cilindro de Cisalhamento, calculados considerando os parâmetros do solo, obtidos dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto.	122
6.40	Relação entre a capacidade de carga à compressão, calculada pelos métodos teóricos de Cilindro de Cisalhamento, considerando os parâmetros do solo obtidos dos ensaios de cisalhamento direto e as extrapolações.	123
6.41	Parâmetros de cálculo dos métodos de Capacidades Individuais.	124
6.42	Capacidade de carga à tração, em kN, pelos métodos de Capacidades Individuais para o solo do perfil das sondagens SPT-T-2 e SPT-T-3.	124
6.43	Relação entre a capacidade de carga à tração calculada pelos métodos semi-empíricos de Capacidades Individuais e as extrapolações.	126
6.44	Parâmetros para o cálculo dos métodos de Capacidades Individuais, considerando os resultados dos ensaios de compressão simples.	127
6.45	Capacidade de carga à tração, em kN, pelos métodos de Capacidades Individuais, calculados com resultados dos ensaios de compressão simples.	127
6.46	Relação entre a capacidade de carga à tração calculada pelos métodos de Capacidades Individuais, considerando os parâmetros do solo obtidos dos ensaios de compressão simples e as extrapolações.	128
6.47	Parâmetros para o cálculo dos métodos teóricos de Capacidades Individuais à tração, considerando os parâmetros do solo obtidos dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto.	129

6.48	Capacidade de carga à tração, em kN, calculada segundo os métodos de Capacidades Individuais, considerando os parâmetros do solo obtidos dos ensaios de cisalhamento direto.	129
6.49	Relação entre a capacidade de carga à tração calculada pelos métodos de Capacidades Individuais, considerando os parâmetros do solo dos ensaios de cisalhamento direto e as extrapolações.	130
6.50	Parâmetros de cálculo dos métodos de Capacidades Individuais à compressão. .	131
6.51	Capacidade de carga à compressão, em kN, pelos métodos de Capacidades Individuais para o solo do perfil das sondagens.	131
6.52	Relação entre a capacidade de carga à compressão, calculada pelos métodos de Capacidades Individuais e as extrapolações das provas de carga.	132
6.53	Capacidade de carga à compressão, em kN, pelos métodos de Capacidades Individuais calculados, considerando os parâmetros de solo obtidos pelos ensaios de compressão simples.	133
6.54	Relação entre a capacidade de carga à compressão, calculada pelos métodos de Capacidades Individuais, considerando os parâmetros de solo obtidos dos ensaios de compressão simples e as extrapolações.	134
6.55	Parâmetros de cálculo dos métodos de Capacidades Individuais considerando os resultados dos ensaios de cisalhamento direto.	135
6.56	Capacidade de carga à compressão, em kN, calculada segundo os métodos de Capacidades Individuais, considerando os parâmetros do solo obtidos pelos ensaios de cisalhamento direto.	135
6.57	Relação entre a capacidade de carga à compressão, calculada pelos métodos de Capacidades Individuais, considerando os parâmetros de solo obtidos dos ensaios de cisalhamento direto e as extrapolações.	136
6.58	Torque por metro de instalação para cada prova de carga.	136
6.59	Capacidade de carga à tração e parâmetros de cálculo dos métodos de torque.	137
6.60	Relação entre a capacidade de carga à tração calculada pelos métodos de Torque e as extrapolações das provas de carga.	138
6.61	Capacidade de carga segundo o método do torque proposto por G&H.	139
6.62	Determinação dos valores de k_t considerando o torque de instalação.	139

6.63 Capacidade de carga e as parcelas de contribuição dos métodos do Cilindro de Cisalhamento à tração, em kN, e comparação com as extrapolações.....	140
6.64 Capacidade de carga e as parcelas de contribuição dos métodos do Cilindro de Cisalhamento à compressão, em kN, e comparação com as extrapolações.....	143
6.65 Capacidade de carga e as parcelas de contribuição dos métodos do Capacidades Individuais à tração, em kN, e comparação com as extrapolações.....	145
6.66 Capacidade de carga e as parcelas de contribuição dos métodos do Capacidades Individuais à compressão, em kN, e comparação com as extrapolações.....	147
6.67 Carga do último estágio de carregamento, segundo a extensometria para comparação com os métodos de cálculo à tração.	149
6.68 Resistência das seções em relação à transferência de carga à tração.....	150
6.69 Parcelas de contribuição dos métodos de Cilindro de Cisalhamento e relação com a transferência de carga à tração.....	151
6.70 Parcelas de contribuição dos métodos à tração de Capacidades Individuais e relação com a transferência de carga.	153

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Descrição
A_a	Área do diâmetro médio das hélices
A_b	Área da superfície inferior da hélice
A_i	Área da hélice i , onde i varia de 1 ao número de hélices
A_1	Área da primeira hélice, hélice superior
A_{ie}	Área efetiva da hélice $i = \pi \left(\frac{D_i^2 - d^2}{4} \right)$
A_n	Área da última hélice
A_{pha}	Área perimetral do cilindro de cisalhamento = $P_{ha}L_c$
A_{ps}	Área perimetral do fuste = $P_s(H_1+L_s)$
A_t	Área da superfície superior da hélice
b	Raio da hélice
c	Coesão
c_i	Coesão do solo até a profundidade H_i
c_f	Coesão do solo entre o cilindro de cisalhamento
c_n	Coesão do solo até a profundidade da última hélice
C_a	Adesão ao fuste
d	Diâmetro do fuste
d_{sup}	Diâmetro interno da face superior da hélice
d_{inf}	Diâmetro interno da face inferior da hélice
D	Diâmetro
D_i	Diâmetro da hélice i
D_1	Diâmetro da primeira hélice, hélice superior
D_a	Diâmetro médio das hélices
f_c	Fator de quebra para solos coesivos
f_q	Fator de quebra
F	Força vertical de instalação
F_t	Fator de torque

G	Relação H_1/D_1
h	Distância entre as hélices
h_0	Altura da superfície de ruptura
H_{ef}	Profundidade efetiva de fuste contribuindo na resistência
H_i	Profundidade da hélice i
	H_1 Profundidade da primeira hélice, hélice superior
H_n	Profundidade da última hélice
k_t	Fator empírico da relação entre o torque e a capacidade de carga
K_A	Coefficiente de empuxo ativo
K_f	Coefficiente de atrito entre o material da estaca e o solo
K_N	Fator empírico da relação entre o N_{SPT} e a capacidade de carga
K_p	Coefficiente de empuxo passivo
K_p'	Coefficiente de empuxo passivo modificado
K_u	Coefficiente de empuxo lateral
L_c	Distância entre a primeira e última hélice = $H_n - H_1$
L_s	Comprimento do fuste após as hélices
m	Coefficiente em função do ângulo de atrito interno do solo
ME_c	Média das extrapolações das provas de carga de compressão
ME_t	Média das extrapolações das provas de carga de tração
N	Força do empuxo de terra
N_c	Coefficiente de capacidade de carga devido à coesão
N_c'	Coefficiente de capacidade de carga, devido à coesão, modificado
N_q	Coefficiente de capacidade de carga devido à sobrecarga
N_q'	Coefficiente de capacidade de carga, devido à sobrecarga, modificado
N_γ	Coefficiente de capacidade de carga devido ao atrito
N_{SPT}	Resistência à penetração dos ensaios SPT
N_{eq}	Resistência à penetração equivalente
p	Passo das hélices
P_p	Componente vertical do empuxo passivo total
P_s	Perímetro do fuste = πd
P_{ha}	Perímetro médio das hélices = πD_a
q_i	tensão efetiva do solo na profundidade H_i

Q_i	Capacidade de carga da hélice i
Q_u	Capacidade de carga última
	Q_{uc} devido à coesão
	Q_{us} devido ao atrito
	Q_{ui} da hélice i
Q_f	Resistência devido ao cilindro de atrito formado entre as hélices
	Q_{fc} devido à coesão
	Q_{fs} devido ao atrito
Q_n	Capacidade de carga da última hélice
Q_p	Resistência devido a primeira hélice
	Q_{pc} devido à coesão
	Q_{ps} devido ao atrito
Q_s	Resistência devido à adesão ao fuste
	Q_{sc} devido à coesão
	Q_{ss} devido ao atrito
r	Raio de influência da superfície de ruptura
S_F	Coefficiente de redução de acordo com a relação entre h/D
S_r	Resistência à ruptura por cisalhamento
t	Espessura da hélice
T	Torque de instalação
T_{SPT-T}	Torque medido nas sondagens SPT-T
W_s	Peso do solo na zona de ruptura
α	Coefficiente de adesão
δ	Ângulo de atrito entre o material da estaca e a areia
ϕ	Ângulo de atrito interno
ϕ_i	Ângulo de atrito do solo até a profundidade H_i
ϕ_f	Ângulo de atrito do solo entre o cilindro de cisalhamento
γ_i	Peso específico do solo até a profundidade H_i
γ_f	Peso específico do solo entre o cilindro de cisalhamento
θ	Ângulo entre a hélice e a superfície de ruptura do solo
ω	Teor de umidade
ψ	Ângulo médio da hélice

Nomenclatura	Descrição
ABC	A.B.CHANCE
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
A&K	ADAMS & KLYM
ASTM	American Society for Testing and Materials Standards
CEMIG	Companhia Energética de Minas Gerais
C_i	Prova de carta à compressão i
CD	Cisalhamento direto
CS	Compressão simples
Das	DAS
EC	EARTH CONTACT
G&H	GHALY & HANNA
GH&H	GHALY, HANNA & HANNA
H&C	HOYT & CLEMENCE
MA&C	MITSCH, ADAMCZAK & CLEMENCE
MR	Método da Rigidez
	MR_c convencional
	MR_f física
NT	Nível do Terreno
P&R	PERKO & RUIPIPER
P&R-K	PERKO & RUIPIPER – fator empirico de torque
P&R-E	PERKO & RUIPIPER - energia
RPS&J	RAO, PRASAD, SHETTY & JOSHI
RP&S	RAO, PRASAD & SHETTY
RP&V	RAO, PRASAD & VEERESH
SPT	Sondagem de simples reconhecimento a percussão
SPT-T	Sondagem de simples reconhecimento com medição de torque
Steph	STEPHENSON
T_i	Prova de carga à tração i
UR&S	UDWARI, RODGERS & SINGH
VdV	VAN DER VEEN

RESUMO

O presente trabalho descreve e compara, a capacidade de carga à tração e compressão em estacas metálicas helicoidais, determinada pelos métodos: teóricos de Capacidades Individuais e de Cilindro de Cisalhamento; empírico do Torque; e por Provas de Carga do tipo estática com carregamento rápido.

O estudo foi desenvolvido em uma área experimental, cedida pela CEMIG (Companhia Energética de Minas Gerais), localizada na Subestação Vespasiano 2, uma região caracterizada por filitos, onde foi realizada uma investigação geotécnica com sondagens e ensaios de laboratório.

A estaca utilizada, composta por duas hélices e instrumentada por meio de extensômetros elétricos, foi instalada no solo por meio da aplicação de um torque rotacional mecânico no sentido horário.

Os resultados mostram, uma dispersão variável da capacidade de carga dos métodos de cálculo, em relação à carga de ruptura obtida pelo critério de Van der Veen, e pelo método da Rigidez.

ABSTRACT

The presented work describes and compares, the uplift and bearing capacity with metallic helical foundations, determined by: Individual Plate and Cylindrical Shear theoretical methods; torque empirical methods; and by static short term load tests.

The field study was developed in an experimental area, yielded from CEMIG (Energy Company of Minas Gerais), located at the Substation Vespasiano 2, a site characterized by filitos, and was analysed by boring and laboratory tests.

The used pile, had two helices and was instrumentalized by strain gages, was mechanically installed by clockwise rotation into the soil.

The results show a changeable deviation of the load capacity methods comparing to the failure load criterion of Van der Veen and the Rigidity method.

1

INTRODUÇÃO

1.1 DO ESTUDO

O tempo de execução e a mão-de-obra, vêm se tornando um dos elementos mais dispendiosos na planilha de custos de uma obra de implantação de subestações. Dessa forma, iniciativas visando à redução destes itens, têm sido encorajadas pelas companhias que prestam serviços de transmissão e de distribuição de energia elétrica. Um dos principais componentes da obra que demanda tempo na instalação de subestações, são as fundações. Reduzir o tempo de implantação das fundações pode gerar redução no tempo global de implantação da subestação, resultando em uma ativação mais rápida.

Estacas metálicas helicoidais se mostram candidatas naturais para utilização na indústria da energia estendendo sua utilização em aplicações geotécnicas tradicionais da engenharia, devido ao seu sistema executivo simples e rápido. Elas podem ser instaladas rapidamente com a utilização de equipamento e mão de obra relativamente simples, não

necessitando de tempo para cura, como nas fundações com concreto, e estão prontas para receber carga imediatamente após a instalação.

Além disso, como no caso de subestações, quando algum equipamento é desativado, as estruturas juntamente com as fundações, são desmontadas e podem ser aproveitadas em outro local. As fundações tradicionais, no entanto, ficam como passivo no pátio, devendo ser demolidas caso se desejar a implantação de outra estrutura. A fundação de estaca metálica helicoidal não gera esse custo adicional de demolição, podendo ainda ser aproveitada, pois da mesma forma que é cravada no terreno, ela pode também ser retirada.

Estudos de capacidade de carga e comportamento destas estacas em nosso país, ainda são em número limitado.

1.2 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho apresenta uma descrição deste tipo de estaca, abordando um histórico desde seu surgimento até sua ampla utilização atualmente, os elementos de constituição contendo os materiais utilizados na sua fabricação e a função de cada elemento, as aplicações usuais das estacas metálicas helicoidais, as vantagens e desvantagens na utilização destas estacas e uma descrição do processo de instalação.

Conjuntamente é realizada uma revisão bibliográfica, abordando a capacidade de carga e o comportamento da estaca em diversas situações como, tipos de provas de carga diferentes, variação da relação entre a profundidade e o diâmetro das hélices, situações de tração e compressão, influência da instalação nos parâmetros do solo e na ruptura do sistema estaca-solo, torque de instalação e o número de hélices.

Na revisão bibliográfica, foi adotada uma única nomenclatura nas equações das diversas citações dos autores, visando melhor entendimento das formulações.

No capítulo 4 se apresentam, os métodos de cálculo teóricos e empíricos para a previsão da capacidade de carga de estaca metálicas helicoidais, propostos por diversos autores, para diversos tipos de solos.

A metodologia aplicada na pesquisa é apresentada no capítulo 5 contendo, uma apresentação da área experimental, com a geologia do local, a configuração da estaca teste, como ela foi dimensionada, como foi o controle da instalação no campo, a instrumentação utilizada na estaca para a determinação da transferência de carga entre a estaca e o solo, e a descrição das provas de carga.

No capítulo 6, se apresenta a investigação geotécnica para caracterização do perfil geotécnico da área experimental com os resultados das sondagens e ensaios de laboratório de forma a caracterizar o perfil e obter os parâmetros do solo, assim como os resultados das provas de carga e a interpretação dos seus resultados. Também são apresentados os resultados da extensometria e a transferência de carga ao longo do fuste e sua análise. Com os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo foi calculada a capacidade de carga para diversos métodos tanto com os valores dos parâmetros estimados das sondagens de simples reconhecimento como com valores obtidos nos ensaios de laboratório. São também apresentadas as comparações e análises entre os resultados obtidos.

No Capítulo 7 são apresentadas as conclusões e sugestões para continuidade da pesquisa.

1.3 OBJETIVOS

Para estacas metálicas helicoidais, submetidas a esforços de tração e compressão os objetivos são os seguintes:

-
- a) Determinar a capacidade de carga por meio de provas de carga de tração e compressão;
 - b) Determinar a capacidade de carga por métodos teóricos, semi-empíricos e empíricos;
 - c) Comparar os resultados das provas de carga com os calculados por métodos teóricos, semi-empíricos e empíricos;
 - d) Determinar a transferência de carga ao longo do fuste da estaca, durante as provas de carga;

2

ESTACA METÁLICA HELICOIDAL

2.1 HISTÓRICO

As estacas metálicas helicoidais evoluíram das fundações conhecidas como estacas parafuso. O relato mais antigo de estaca parafuso foi a de um tronco com uma hélice de parafuso de ferro, que foi cravado no terreno por meio da aplicação de um torque sobre seu eixo. As primeiras estacas eram instaladas no solo manualmente por torção, semelhante a um parafuso de madeira. Estas estacas eram então retiradas imediatamente, e o furo formado era preenchido com concreto, funcionando como fundações para pequenas estruturas. O uso de estacas parafuso iniciou-se aproximadamente no século XVIII, para a sustentação de cais, e a partir do século XIX em estruturas de pontes em condições de solos moles (STEPHENSON, 1997).

Ainda segundo STEPHENSON (1997), no começo do século XIX, novas fundações foram desenvolvidas na Inglaterra por Alexander Mitchell. Em 1833, Mitchell utilizou estacas helicoidais nas fundações de uma série de faróis da costa inglesa. Apesar de ter

sido bem sucedida, a utilização de estacas helicoidais não foi muito difundida até o século XX.

A primeira estaca helicoidal comercialmente praticável, foi desenvolvida no começo do século XX para atender a uma necessidade por estacas de instalação rápida. As estacas eram instaladas e usadas primeiramente pela indústria de energia. Com a criação de caminhão com dispositivos hidráulicos de aplicação de torque, a indústria de estacas cravadas teve um grande progresso. Estes avanços permitiram a instalação de estacas helicoidais a profundidades maiores, e em uma grande variedade de solos (CLEMENCE, 1994).

2.2 ELEMENTOS QUE CONSTITUEM A ESTACA

As atuais estacas helicoidais são construídas por placas circulares de aço, em forma de hélices soldadas a um tubo de aço (fuste), FIG. 2.1a e 2.1b. As placas são moldadas como uma hélice com passo controlado, FIG. 2.2, ou seja, o espaçamento de um giro completo da hélice é constante, de forma que o distúrbio do solo na instalação seja o menor possível. As estacas podem ter mais de uma hélice. O fuste é usado para transmitir o torque durante a instalação, transferir cargas axiais às placas helicoidais e fornecer a resistência ao carregamento lateral (STEPHENSON, 2003).



a)
FIGURA 2.1 a) Hélices; b) Soldagem da hélice ao fuste.



FIGURA 2.2 Molde de deformação das hélices.

O fuste é construído em duas seções: seções principais, FIG. 2.3a, e seções de extensão, FIG. 2.3b. As seções principais são compostas de um fuste com as hélices soldadas. As hélices são normalmente espaçadas em 3 vezes o diâmetro da hélice. Caso sejam necessárias mais hélices que o tamanho da seção principal inicial, é possível a conexão de outras seções principais até atingir o comprimento de projeto. Como as estacas são instaladas no solo por torque, o número de hélices fica limitado à potência do “motor” de instalação. As seções de extensão são peças de aço, usadas para aumentar o comprimento total da estaca helicoidal. As seções são conectadas utilizando pinos de aço transpassando as seções (STEPHENSON, 2003).



FIGURA 2.3 Seções: a) principais; b) extensões

Estacas metálicas helicoidais devem ser protegidas contra corrosão por galvanização ou outros métodos apropriados (PERKO e RUIPER, 2000). Assim, as estacas são produzidas em geral com aço galvanizado ou aço do tipo corten. Este último, sendo utilizado nas estacas produzidas no Brasil.

Estacas metálicas helicoidais, são normalmente construídas com fuste de seção quadrada sólida, variando os lados de 4 a 5 cm, ou de seção tubular, variando o diâmetro de 5 a 13 cm. Para facilitar o manuseio e a instalação, as estacas são segmentadas em seções de 1 e 3 m de comprimento. As seções principais têm de uma a três hélices espaçadas ao longo do fuste, normalmente, de três vezes o diâmetro das hélices. As hélices tem diâmetros típicos variando de 15,24 cm a 35,56 cm (PERKO e RUIPER, 2000).

A FIG. 2.4 apresenta uma estaca metálica e suas propriedades como seções, hélices, passo das hélices, p , distância entre a primeira e última hélice, L_c , distância entre as hélices, h , comprimento do fuste após as hélices, L_s , e espessura das hélices, e .

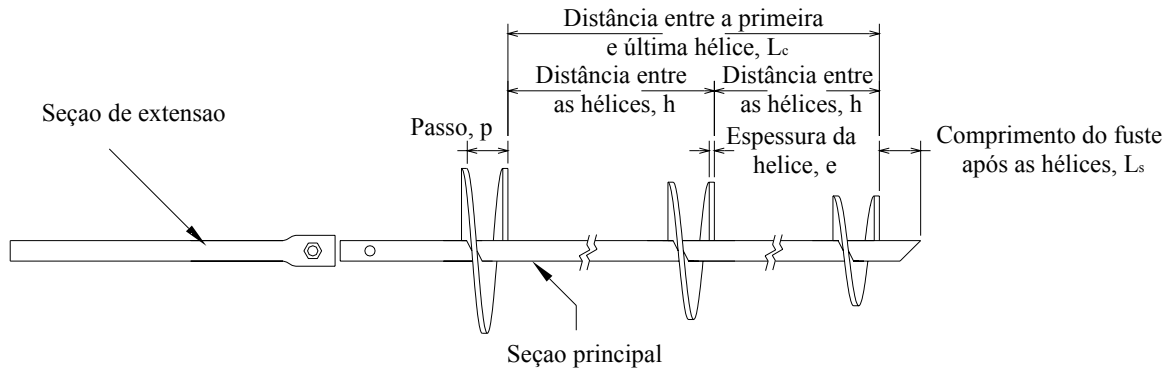


FIGURA 2.4 Estaca metálica helicoidal.

2.3 APLICAÇÕES

As estacas helicoidais estão se mostrando bem sucedidas em uma grande variedade de aplicações, envolvendo diferentes situações de carregamento. As estacas helicoidais foram projetadas originalmente para resistir a cargas de tração devido ao vento nas torres das linhas de transmissão, FIG. 2.5a. Hoje, existem diversas situações em que as estacas helicoidais são carregadas principalmente à tração, apesar de ainda serem mais comumente usadas como fundação para torres de linhas de transmissão. As diversas aplicações relatadas de estacas metálicas helicoidais, incluem tirantes para muros de arrimo, FIG. 2.5b, fundações para estruturas levemente carregadas tais como torres de linhas de transmissão, estruturas provisórias, reforço de fundações levemente carregadas, tal como residências e pequenos negócios, grampeamento de solo (STEPHENSON, 2003).



a)



b)

FIGURA 2.5 Aplicações: a) Torre de linhas de transmissão; b) Muro de arrimo.
Fonte: A.B.CHANCE 2004, p. 7 e 8.

A estaca metálica helicoidal com múltiplas hélices, é adequada, também, para ser utilizada em diversos tipos de solos, mas dificuldades podem ser encontradas na instalação em pedregulhos. A estaca é particularmente útil em depósitos de argila profundos (ADAMS e KLYM, 1972).

Segundo PERKO e RUIPER (2000), as estacas metálicas helicoidais são aplicáveis em diversas condições, como: grandes e pequenos projetos com cargas pesadas e leves, muros de arrimo, próximos a estruturas existentes, novas construções, estruturas temporárias, solos corrosivos (quando pré-dimensionada com proteção à corrosão), grandes profundidades de instalação, locais com limitação de acesso, condições submersas, conhecimento limitado do solo, locais com limitação de espaço de trabalho e locais remotos.

2.4 VANTAGENS E DESVANTAGENS

As estacas metálicas helicoidais, oferecem muitas vantagens para construções novas e na recuperação de estruturas existentes. Quando instaladas corretamente, as estacas helicoidais provaram atender ou até mesmo exceder as capacidades de projeto. As estacas metálicas helicoidais podem ser instaladas rapidamente, com mínimo distúrbio do local, tanto em relação às vibrações sonoras como do solo, podem ser instaladas em áreas com acesso limitado e podem ser carregadas imediatamente após sua instalação. Outra vantagem das estacas helicoidais é que o torque da instalação pode ser diretamente correlacionado à capacidade de carga. As estacas helicoidais podem ser aplicadas em uma grande variedade e condições de solos (STEPHENSON, 2003).

Podem ser instaladas em qualquer posição da vertical à horizontal, FIG. 2.6, em áreas de acesso limitado, como dentro de prédios. Elas não são influenciadas, em relação à instalação, por solos com cavernas ou nível de água elevado. Caso instalada em local indevido, pode ser retirada e reinstalada no local correto (PERKO e RUIPIPER, 2000).

Como todo tipo de fundação têm restrições, há algumas condições onde as estacas helicoidais não devem ser usadas, como por exemplo, em solos com características que podem danificar as hélices ou o fuste, ou onde a profundidade da instalação é restrita (é necessário um comprimento de engaste no solo para resistir aos esforços de tração). Isto inclui os solos que contêm grandes quantidades de pedregulho e matacões. Em solos extremamente moles ou fofos, tipicamente aqueles com valores de resistência a penetração, N_{SPT} , menor que cinco, a flambagem das estacas na compressão deve ser considerada no projeto. Segundo PERKO (2003), a flambagem limita a carga axial que as estacas metálicas helicoidais podem suportar nas condições de solos argilosos, muito moles a moles, e solos arenosos, fofos a pouco compactos. Também, as estacas helicoidais padrão, não são eficazes em estruturas suportando altas cargas laterais e/ou momentos fletores (STEPHENSON, 2003).



FIGURA 2.6 Instalação debaixo de um viaduto no sentido horizontal.
FONTE: A.B.CHANCE, 2004, p. 6.

2.5 INSTALAÇÃO

A instalação destas estacas no terreno, é realizada por meio da aplicação de um torque rotacional no sentido horário, fazendo com que as hélices girem para dentro do solo com uma pequena carga axial até a penetração da primeira helice no solo. Este torque pode ser aplicado manualmente, FIG. 2.7a ou, como na maioria dos casos, por um sistema elétrico-hidráulico, FIG. 2.7b. A distância que a estaca penetra no solo é de um passo de hélice para cada giro completo. À medida que a estaca é cravada no solo, o fuste é estendido com a adição de barras de extensão, até que a profundidade especificada no projeto seja alcançada, ou, até que o valor de torque aplicado alcance o valor especificado no projeto.



a) b)
FIGURA 2.7 a) Instalação manual; b) Instalação mecânica.
Fonte: A.B.CHANCE, 2004, p. 6 e 7.

O processo de instalação das estacas helicoidais tem mínimo impacto sobre as propriedades do solo. Quando instalada corretamente, pode-se supor que todas as hélices seguem o mesmo trajeto que a hélice da ponta enquanto são instaladas no solo. Isto é, a hélice da ponta corta um trajeto no solo e cada uma das hélices seguintes avança seguindo o mesmo trajeto, deixando o do solo praticamente inalterado (KULHAWY, 1985).

Enquanto as estacas helicoidais têm um efeito mínimo sobre as propriedades do solo, existem pontos da interação estaca-solo que devem ser levados em consideração: o atrito do fuste é uma parcela que contribui freqüentemente para a capacidade de estacas profundas; quando as estacas helicoidais são instaladas na argila, o distúrbio do solo causa uma alteração na resistência à ruptura por cisalhamento e, simultaneamente, induz formação de empuxo lateral. Embora seja provável que o atrito do fuste contribua para a capacidade das estacas helicoidais, é geralmente ignorado no cálculo por causa das incertezas envolvidas, atrito solo-fuste e comprimento efetivo de contribuição do fuste. Esta suposição é considerada conservadora (STEPHENSON, 2003).

O processo da instalação pode, também, causar alguma densificação do solo circunvizinho. O efeito desta mudança é mínimo em solos coesivos, mas é percebido em areias fofas a medianamente compactas. O efeito de densificação é pequeno e o aumento potencial da resistência deve ser negligenciado durante o projeto da estaca helicoidal. Ignorar os efeitos da densificação potencial durante a instalação é considerado conservador (STEPHENSON, 2003).

3

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 CAPACIDADE DE CARGA

As metodologias disponíveis para o cálculo da capacidade de carga de fundações em geral e de estacas metálicas helicoidais, especificamente, são as seguintes: provas de carga, métodos teóricos, métodos semi-empíricos e métodos empíricos (STEPHENSON, 1997).

A capacidade de carga das estacas helicoidais é determinada por meio de prova de carga, realizada em uma estaca helicoidal idêntica à estaca da produção, que será instalada no perfil de solo da obra. O resultado da prova de carga é então extrapolado para o resto das estacas helicoidais que serão utilizadas na obra. A vantagem deste método está no fato de uma estaca real ser avaliada no local de utilização. Entretanto, requer uma pré-seleção do tamanho e das configurações da hélice, assim como da profundidade de instalação. Realizar muitas provas de carga, simulando diversas configurações para determinar os tamanhos e espaçamentos das hélices, é geralmente

muito caro. Assim, provas de carga são usadas principalmente para verificar e validar projetos baseados em métodos semi-empíricos e empíricos (STEPHENSON, 1997).

Os métodos teóricos, se baseiam nos conceitos básicos da Mecânica dos Solos e da interação entre a fundação e o solo. As teorias usam as propriedades básicas de resistência e deformação das fundações, assim como as propriedades básicas do solo, resistência e compressibilidade, de maneira que possam ser aplicados em diferentes solos e configurações das estacas helicoidais. Idealmente, os métodos são independentes do equipamento de instalação e podem ser aplicados a todas as combinações reais de estacas helicoidais e às diversas estratigrafias do solo (STEPHENSON, 1997).

Por causa da complexidade do solo e da Mecânica dos Solos não abordar inteiramente o desempenho real do solo no campo, a maioria dos projetos geotécnicos é baseada em métodos teóricos, porém modificados pela experiência. Tais métodos são denominados de semi-empíricos (STEPHENSON, 1997).

Os métodos empíricos são freqüentemente desenvolvidos e usados pelos fabricantes das estacas metálicas helicoidais, por terem acesso a grande quantidade de dados, como torque de instalação e provas de carga. Os métodos empíricos são baseados em correlações estatísticas da capacidade de carga da estaca obtida por meio de provas de carga e com outro parâmetro, tal como o valor N do ensaio SPT, o torque de instalação, ou outros índices. A metodologia para o desenvolvimento destas correlações e dos dados em que elas são baseadas é considerada geralmente, propriedade dos fabricantes e os resultados obtidos destes métodos são muito variáveis (STEPHENSON, 1997).

Uma comparação entre três tipos de estacas sujeitas a tração: escavada, helicoidal e injetada, mostra que apesar de parecer que as estacas são fundamentalmente diferentes em relação ao seu comportamento, análises detalhadas de resultados laboratoriais e de campo indicam que a variação entre elas ocorre somente em detalhes, devido a seu método de instalação e formato (KULHAWY, 1985).

Estacas helicoidais representam um caso intermediário entre estacas injetadas e escavadas. A estaca helicoidal simples, com uma única hélice, tem um comportamento à tração muito parecido com a estaca injetada. Uma superfície de ruptura cilíndrica, controla seu comportamento e a capacidade de carga é controlada pelas limitações de arrancamento da hélice e ruptura do cone de cisalhamento do solo (KULHAWY, 1985).

Para estacas helicoidais com múltiplas hélices, o solo entre as hélices se torna um cilindro efetivo, caso as hélices estejam suficientemente próximas. Estudos realizados em 1974 sugerem que a distância limite de formação do cilindro é de aproximadamente duas vezes o diâmetro da hélice. Mas, trabalhos de 1984, já mostraram a formação do cilindro com até quatro vezes o diâmetro da hélice. Entretanto, a primeira hélice, superior, continuará funcionando como se estivesse trabalhando sozinha, com uma superfície de ruptura, assim, como de uma estaca helicoidal simples. A diferença real é que uma superfície cilíndrica de cisalhamento é formada entre as hélices (KULHAWY, 1985).

HOYT e CLEMENCE (1989), propõem métodos para a previsão da capacidade de carga em que os teóricos podem ser enquadrados, segundo o mecanismo de ruptura, em grupos tais como: Cilindro de Cisalhamento (Cylindrical Shear) e Capacidade Individual (Individual Bearing), bem como os métodos empíricos do torque.

Os métodos de Cilindro de Cisalhamento assumem que, quando a estaca é carregada à tração, há a formação de uma superfície cilíndrica de solo entre as hélices, FIG. 3.1a. A capacidade de carga a tração, é calculada como a soma da resistência do cilindro de cisalhamento, Q_f , e a resistência de carga da hélice superior, Q_p , (HOYT e CLEMENCE, 1989). Alguns autores ainda somam a resistência de adesão ou atrito do solo ao fuste, Q_s , (MITSCH e CLEMENCE, 1985 e MOONEY, ADAMCZAK e CLEMENCE, 1985). Na capacidade de carga à compressão, a resistência da hélice superior é substituída pela resistência da hélice inferior (PERKO e RUIPIPER, 2000).

A EQ. 3.1 representa a forma básica de cálculo pelo método do Cilindro de Cisalhamento, onde Q_u é a capacidade de carga.

$$Q_u = Q_p + Q_f + Q_s \quad (3.1)$$

Os métodos de Capacidade Individual assumem que a ruptura ocorre em cada hélice individualmente, FIG. 3.1b. A capacidade de carga total é calculada como a soma da capacidade de carga de cada hélice (HOYT e CLEMENCE, 1989).

A EQ. 3.2 representa a forma básica de cálculo pelo método de Capacidades Individuais, onde Q_u é a capacidade de carga e Q_{ui} é a capacidade de carga de cada hélice.

$$Q_u = \sum_{i=1}^n Q_{ui} \quad (3.2)$$

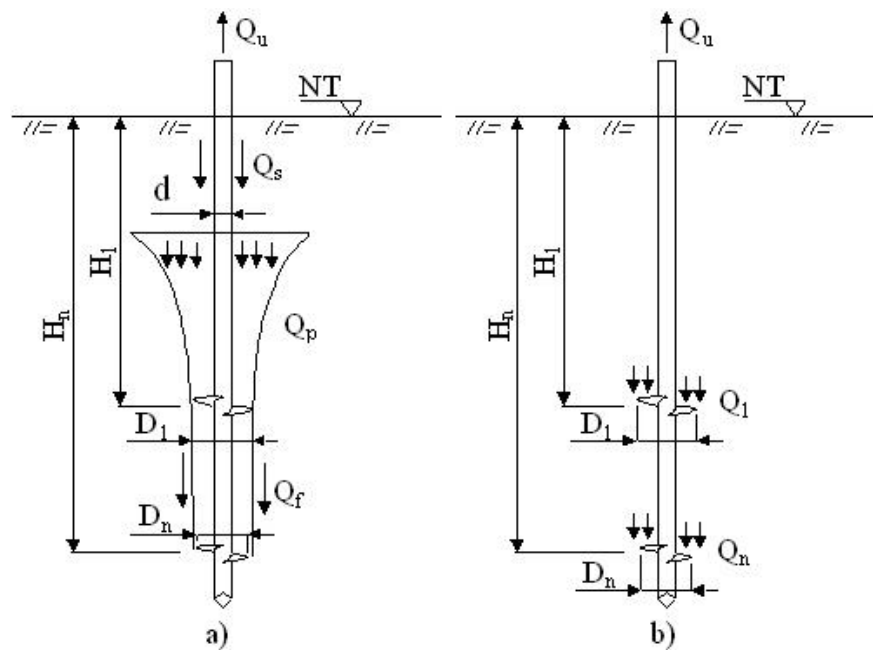


FIGURA 3.1 Mecanismos de ruptura: a) Cilindro de Cisalhamento; b) Capacidades Individuais.

Estacas metálicas helicoidais, com hélices espaçadas de aproximadamente 3 vezes o diâmetro ao longo do fuste, apresentam resultados aproximados para ambos os métodos teóricos, Cilindro de Cisalhamento e Capacidades Individuais, para a maioria dos parâmetros de solo (PERKO e RUIPIPER, 2000).

O método do Torque, é uma correlação entre o torque de instalação e a capacidade de carga, análoga à relação entre a penetração de uma estaca cravada e a capacidade de carga (HOYT e CLEMENCE, 1989). A EQ. 3.3 representa o método do torque onde k_t é um fator empírico e T é o torque de instalação.

$$Q_u = k_t T \quad (3.3)$$

Analisando resultados de 91 (noventa e uma) provas de carga em estacas helicoidais, com múltiplas hélices, detalhadas em publicações, HOYT e CLEMENCE (1989), compararam os métodos de Cilindro de Cisalhamento (sugerido por MITSCH e CLEMENCE, 1985 e MOONEY, ADAMCZAK e CLEMENCE, 1985), de Capacidades Individuais (KLYM, RADHAKRISHNA e HOWARD, 1986) e do Torque (HOYT e CLEMENCE, 1989). Os parâmetros do solo foram obtidos empiricamente das correlações estabelecidas de sondagens de simples reconhecimento. Foi obtida uma relação $R^2 = 0,90$ para a regressão linear quando comparados os dois métodos teóricos o que mostrou uma alta relação entre os resultados deles. Já para o mesmo procedimento em relação ao método do torque, foi obtida uma baixa relação entre os resultados $R^2 < 0,14$.

HOYT e CLEMENCE, (1989) concluíram, avaliando a variação entre os máximos e mínimos, que os resultados calculados com o método de torque foram mais próximos dos encontrados nas provas de carga, mas como ele só pode ser usado após a instalação da estaca, ele é mais útil para o controle da obra do que para o dimensionamento.

3.2 COMPORTAMENTO EM PROVAS DE CARGA

Diversos fatores podem influenciar no comportamento de estacas metálicas helicoidais em provas de carga. Para compreender estes fatores, foi realizada uma pesquisa nos trabalhos publicados sobre estacas metálicas helicoidais e os principais fatores observados são apresentados a seguir.

3.2.1 TIPO DE PROVA DE CARGA

TROFIMENKOV e MARIUPOLSKII (1965), realizaram quatro tipos diferentes de provas de carga em estacas helicoidais com uma única hélice: à compressão e tração, com o aumento contínuo da carga até a ruptura; à tração, com estágios de carregamento lentos; à compressão e tração, com carga em estágios cíclicos de carregamento e descarregamento; à compressão e tração, de forma alternada, ou seja, em que em cada estágio de carregamento a carga era mudada da tração para compressão e vice-versa.

A capacidade de carga das estacas sujeitas a carregamento cíclico, cargas alternadas e em estágios lentos de carregamento, foi menor que a capacidade de carga das estacas sujeitas a um aumento contínuo da carga. Em relação ao carregamento em estágios lentos a diferença foi de 10 a 20 % independente das propriedades do solo. Por outro lado, a influência dos ciclos de carregamento e carregamento alternado depende das propriedades do solo, e, em solos argilosos de consistência média, estes tipos de carregamento obtiveram resultados entre 70% e 80% em relação ao carregamento contínuo. A FIG. 3.2 apresenta provas de carga para cada tipo de carregamento, onde D é o diâmetro da hélice, d o diâmetro do fuste e H a profundidade da hélice (TROFIMENKOV e MARIUPOLSKII, 1965).

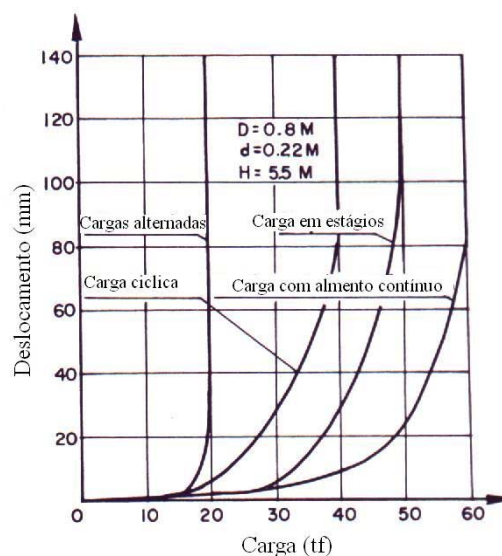


FIGURA 3.2 Resultados de provas de carga à tração em areia fofa saturada.
Fonte: TROFIMENKOV e MARIUPOLSKII, 1965. p. 329.

Segundo KULHAWY (1985), existem poucos dados experimentais (de campo ou laboratório) e modelos analíticos para provas de carga do tipo lenta ou dinâmica. Alguns estudos sugerem a existência de pouca ou nenhuma diferença em relação à capacidade de carga, quando comparadas provas de carga rápida e lenta em solos não coesivos. Porém foram observadas algumas variações na capacidade de carga quando comparadas provas de carga rápida e lenta em solos coesivos.

MITSCH e CLEMENCE (1985), realizaram provas de carga em campo do tipo rápida, com a ruptura do sistema estaca-solo entre 10 e 15 minutos, e do tipo lenta. O comportamento das estacas nas provas de carga rápida e lenta foi essencialmente idêntico, assim, para estacas metálicas helicoidais em areia, a prova de carga do tipo rápida pode ser considerada como condição crítica.

Curvas, carga x deslocamento, de provas de carga realizadas em argilas moles, apresentaram um trecho quase linear, seguida de uma ruptura bem definida. Provas de carga rápida em estacas rasas, tiveram deslocamentos um pouco maiores que em estacas profundas, possivelmente pela presença de uma camada de argila rija seca, próxima da superfície do perfil. Provas de carga lenta, apresentaram capacidades de carga maiores que as provas de carga rápida, provavelmente devido ao adensamento do solo sobre as hélices, no caso de carregamento lento (MOONEY, ADAMCZAK e CLEMENCE 1985).

Curvas de carga x deslocamento, em solo siltoso de formação glacial, indicam que estacas metálicas helicoidais necessitam de grandes deslocamentos para atingir a carga de ruptura. A ruptura em silte não é bem definida como em provas de carga em argila. Para estacas rasas, provas de carga lenta apresentaram capacidade de carga por volta de 20 % menores que em provas de carga rápida. Entretanto, para estacas profundas, as provas de carga lenta apresentaram capacidade de carga maior que provas de carga rápida. Assim como observado em argilas este aumento da capacidade de carga provavelmente é devido ao adensamento do solo sobre as hélices. Para estacas rasas, durante as provas de carga lenta, a zona de ruptura se propagou até a superfície do solo,

o que proporcionou um descarregamento das tensões e, conseqüentemente, impossibilitando um adensamento sobre a hélice e uma menor capacidade de carga (MOONEY, ADAMCZAK e CLEMENCE 1985).

As curvas, carga x deslocamento, em solo argiloso, para as provas de carga do tipo lenta foram similares às do tipo rápida. Entretanto, a capacidade de carga para as provas de carga do tipo rápida foram um pouco maiores que às do tipo lenta. A ruptura, para estacas em silte, não foram tão bem definidas como para as estacas em argila (MOONEY, ADAMCZAK e CLEMENCE 1985).

3.2.2 RELAÇÃO ENTRE A PROFUNDIDADE E O DIÂMETRO

A ruptura do sistema estaca-solo, à tração e à compressão, depende da relação entre a profundidade da hélice, H , e o diâmetro da hélice, D , (H/D). O valor crítico de H/D depende do tipo de carregamento e das condições do solo. Provas de carga mostraram que, na tração, o valor crítico de H/D varia entre 4 e 5 para argilas e entre 5 e 6 para areias. Já para compressão, o valor crítico não foi determinado porque as provas de carga foram realizadas com $H/D > 4$. Quando uma estaca se encontra a uma profundidade H/D maior que o valor crítico de H/D , a ruptura ocorre no interior do solo, e não é visível na superfície. Neste caso, a capacidade de carga da estaca depende pouco da profundidade da hélice, a carga é transferida para o solo através da hélice e do fuste. Quando a estaca se encontra a uma profundidade H/D menor que o valor crítico de H/D , ocorre um deslocamento na superfície do solo sobre a hélice. Neste caso, a capacidade de carga da estaca depende principalmente da profundidade, e a carga é transferida para o solo somente pela hélice (TROFIMENKOV e MARIUPOLSKII, 1965).

No caso de estacas profundas em areias, $H/D > 8$, durante a instalação, a maior parte da areia é deslocada lateralmente, resultando em um aumento da tensão lateral que aumenta com a profundidade. No caso de estacas rasas, a pequena tensão da camada de solo permite deslocamentos para cima da areia, assim uma menor tensão lateral é induzida no solo (CLEMENCE e PEPE 1984).

Foram medidos os deslocamentos da superfície da areia em provas de carga, que mostraram diferenças do comportamento entre estacas profundas e rasas. Estacas rasas apresentaram deslocamentos do solo relativamente grandes, durante a prova de carga, ao redor do fuste. Para estacas profundas, o pequeno deslocamento da superfície indica que a ruptura ocorreu dentro do solo (MITSCH e CLEMENCE 1985).

Estacas helicoidais com a relação $H/D < 5$ comportam-se, na tração, como fundações rasas. A superfície de ruptura propaga-se até a superfície do solo, formando um cone invertido com um ângulo aproximadamente igual ao ângulo de atrito, ϕ , da areia. Estacas com a relação $H/D > 5$ comportam-se como fundações profundas, uma zona de ruptura é formada sobre a primeira hélice que não propaga até a superfície (MITSCH e CLEMENCE 1985).

Para o solo argiloso, foi observada a formação de uma zona de ruptura sobre a primeira hélice, variando com a profundidade da estaca. Em estacas profundas, foi observada a formação de um bulbo de solo sobre a hélice. Para o silte, foi observado que a ruptura é similar à ruptura para argila. Observações de linhas indicadoras no solo entre as hélices, mostraram que o solo dentro do cilindro formado pelas hélices, foi deslocado com a estaca durante as provas de carga, FIG. 3.3 (MOONEY, ADAMCZAK e CLEMENCE 1985).

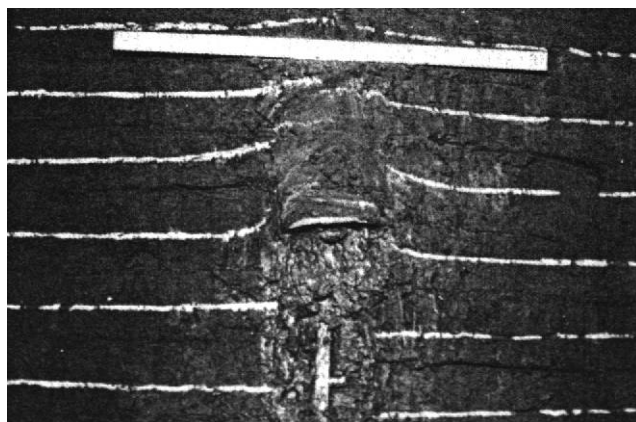


FIGURA 3.3 Perfil de ruptura típico sobre a primeira hélice em silte.
Fonte: MOONEY, ADAMCZAK e CLEMENCE, 1985, p. 53.

DAS (1990), recapitula que as estacas são separadas em estacas rasas e profundas, baseado na relação H_1/D_1 , que são a profundidade e diâmetros da primeira hélice. Os valores limites de H_1/D_1 , $(H_1/D_1)_{cr}$, ocorrem quando a estaca muda o comportamento de estaca rasa para profunda. Para solos arenosos, a variação de $(H_1/D_1)_{cr}$ em relação ao ângulo de atrito interno do solo é apresentado na TAB. 3.1. Para solos argilosos, a variação de $(H_1/D_1)_{cr}$ em relação à coesão é calculada pela EQ. 3.4.

TABELA 3.1 $(H_1/D_1)_{cr}$ em relação a ϕ .

ϕ (°)	$(H_1/D_1)_{cr}$
25	3
30	4
35	5
40	7
45	9
48	11

Fonte: DAS, B.M., 1990, p. 173.

Onde: ϕ é o ângulo de atrito interno do solo, H_1 é a profundidade da primeira hélice e D_1 é o diâmetro da primeira hélice.

$$\left(\frac{H_1}{D_1}\right)_{cr} = 0,107c + 2,5 \leq 7 \quad (3.4)$$

Onde c é a coesão do solo e é dado em kN/m^2 .

Não é possível especificar um modo de ruptura para uma determinada relação H/D para qualquer tipo de areia. A superfície de ruptura depende da compactidade da areia. Para areias compactas, a superfície de ruptura ocorre em uma profundidade muito maior que para areias fofas. Para uma determinada profundidade, a capacidade de carga aumenta com o aumento do ângulo de atrito da areia (GHALY, HANNA e HANNA, 1991a).

A superfície de ruptura de estacas rasas em areias, ocorre até uma profundidade de H/D igual a 11 e de estacas profundas ocorre para H/D a partir de 14. Foi notado que o bulbo de ruptura para estacas profundas, em solos saturados, é maior que para estacas em areia seca. Para profundidades em que a relação H/D é maior ou igual a 14, a variação da

capacidade de carga diminui em relação ao grau de saturação da areia, o que pode ser explicado baseado na superfície de ruptura em estacas profundas de o ângulo de atrito interno é o que mais contribui. Para estacas rasas, a parcela do peso da areia tem grande contribuição na capacidade de carga (GHALY, HANNA e HANNA, 1991b).

A FIG. 3.4 apresenta as superfícies de ruptura rasa, profunda e de transição sugeridas por GHALY, HANNA E HANNA, (1991a), onde b , D e H são respectivamente o raio, o diâmetro e a profundidade da hélice, γ e ϕ são a massa específica e o ângulo de atrito interno do solo, r é o raio de influência da superfície de ruptura, θ é o ângulo entre a hélice e a superfície de ruptura do solo e h_0 é a altura da superfície de ruptura.

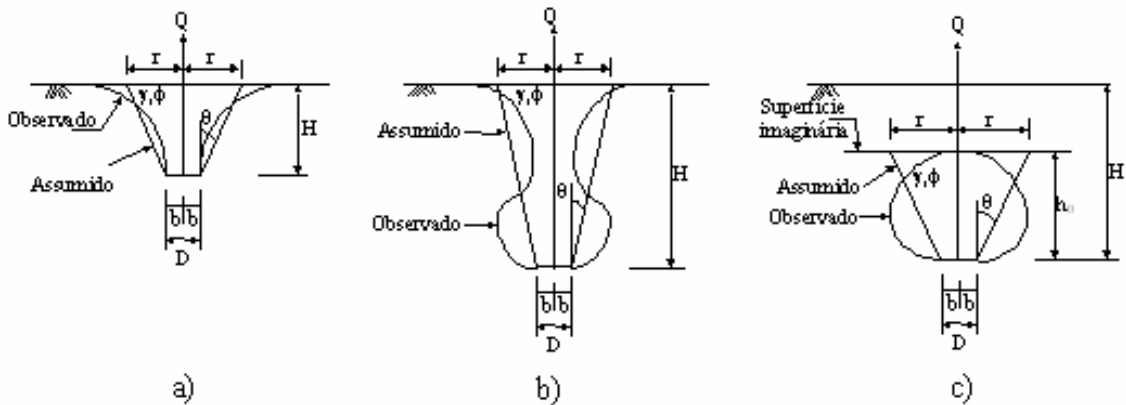


FIGURA 3.4 Superfície de ruptura: a) rasa; b) transição; c) profunda. Modificado de: GHALY, HANNA e HANNA, 1991a, p.785.

3.2.3 COMPRESSÃO X TRACÇÃO

A capacidade de carga de estacas helicoidais à compressão, obtida de provas de carga é muito maior que à tração, devido aos seguintes fatores: na compressão a carga atua no solo indeformado abaixo da hélice; a densidade do solo aumenta com a profundidade; e a área de influência do fuste à compressão, é maior que a do fuste à tração, por não haver influência da hélice na superfície de ruptura do fuste (TROFIMENKOV e MARIUPOLSKII, 1965). Na tração a hélice forma uma superfície de ruptura que envolve o fuste entre a hélice e a superfície do terreno, o que não ocorre na tração em que a superfície de ruptura está abaixo da hélice.

Para um mesmo tipo de solo, a capacidade de carga de estacas metálicas helicoidais à compressão é de 1,4 a 1,5 vezes maior que a capacidade de carga à tração (TROFIMENKOV e MARIUPOLSKII, 1965).

ADAMS e KLYM (1972), realizaram análises de resultados de provas de carga, em diversos solos e com estacas metálicas helicoidais com diferentes configurações, com a teoria convencional. Já que, a relação entre a profundidade e o diâmetro das hélices era muito grande, foi considerado que a capacidade de carga à tração e compressão seriam aproximadas. Assim foi utilizada a teoria da capacidade de carga simplificada.

RAO, PRASAD e SHETTY (1991) observaram, nas curvas de carga x deslocamento, de provas de carga à tração e compressão um comportamento similar em provas de carga, FIG. 3.5. Nota-se que a carga de ruptura aumenta a medida que o teor de umidade diminui. Os deslocamentos na prova de carga à tração, foram da ordem de 5 a 7 vezes maiores que no caso da compressão. Foi também observado, que o aumento no tamanho das hélices resulta no aumento da capacidade de carga.

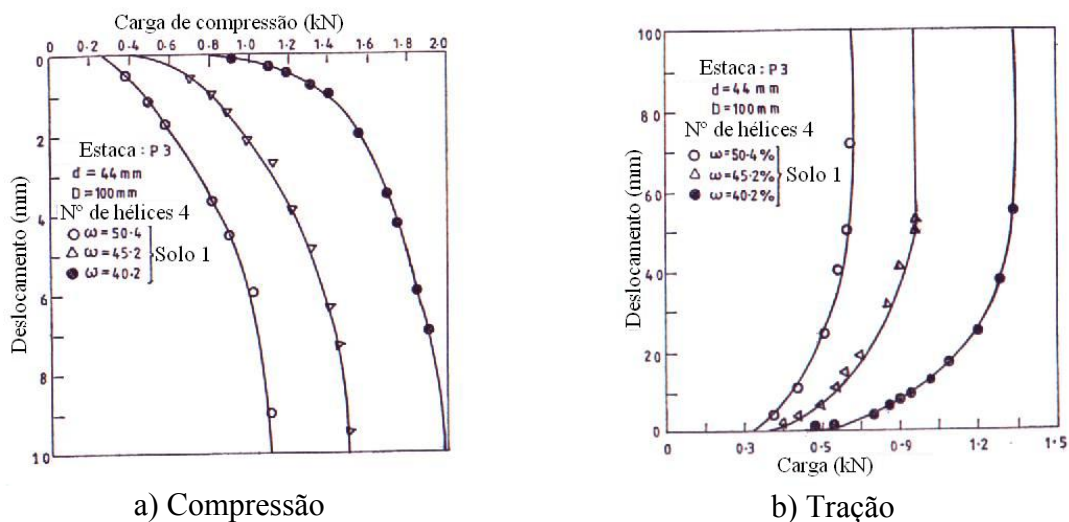


FIGURA 3.5 Resultados de Provas de carga.
Modificado de: RAO, PRASAD e SHETTY, 1991, p.41.

3.2.4 INFLUÊNCIA DA INSTALAÇÃO NOS PARÂMETROS DO SOLO

A instalação das estacas metálicas helicoidais induz, significativamente, a alteração das tensões laterais em solos arenosos. As tensões laterais estão relacionadas à magnitude da componente do atrito atuando no cilindro de solo. Estas alterações ocorrem por causa do distúrbio que o procedimento de instalação da estaca provoca na areia, e tem influência na capacidade de carga da estaca. A instalação provoca um aumento das tensões laterais para todas as condições de solos arenosos. A magnitude do aumento das tensões está diretamente ligada à densidade da areia. Assim, o coeficiente de empuxo lateral na ruptura, K_u , para estacas helicoidais fica entre 30 e 40 % menor que os propostos por Meyerhof e Adams (CLEMENCE e PEPE 1984).

Segundo MITSCH e CLEMENCE (1985), a instalação da estaca no solo, provoca um aumento da tensão lateral por meio do deslocamento da areia em condições compacta e mediamente compacta. As tensões também crescem quando a estaca atinge a ruptura. As áreas perturbadas ao redor da estaca, provocam uma perda da capacidade de carga em relação aos solos indeformados. Assim, eles recomendam os valores de K_u indicados na TAB. 3.2.

TABELA 3.2 Valores recomendados para K_u .

Ângulo de Atrito (°)	K_u
25	0,70
30	0,90
35	1,50
40	2,35
45	3,20

Fonte: MITSCH e CLEMENCE, 1985, p. 42.

DAS (1990), propõe a variação de K_u com o ângulo de atrito interno do solo, por meio da EQ. 3.5.

$$K_u = 0,6 + m \left(\frac{H_1}{D_1} \right) \quad (3.5)$$

Onde m é um coeficiente em função do ângulo de atrito interno do solo, ϕ , TAB. 3.3 e H_1 e D_1 são respectivamente a profundidade e o diâmetro da primeira hélice.

TABELA 3.3 Coeficiente m .

ϕ (°)	m
25	0,033
30	0,075
35	0,180
40	0,250
45	0,289

Fonte: DAS, B.M., 1990, p. 177.

Ainda, segundo DAS (1990), o valor de K_u aumenta com a relação H_1/D_1 até um valor máximo quando $H_1/D_1 = (H_1/D_1)_{cr}$. Na FIG. 3.6 apresenta-se esta variação em função do ângulo de atrito interno do solo, ϕ .

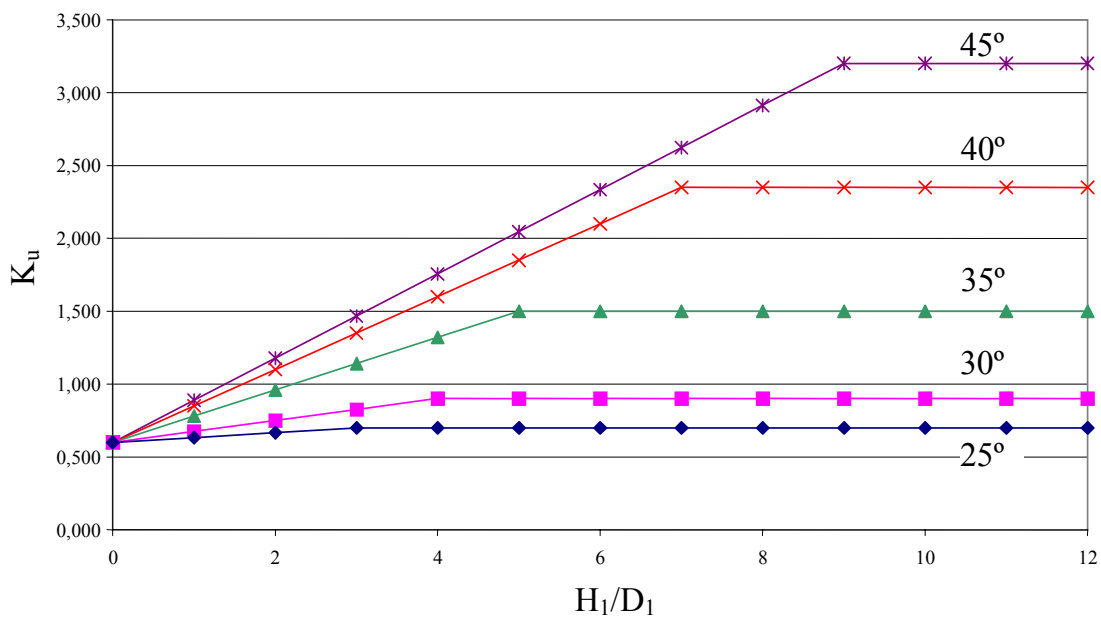


FIGURA 3.6 Variação de K_u em relação a H_1/D_1 e ϕ .
Modificado de: DAS, B.M., 1990, p. 178.

3.2.5 INFLUÊNCIA DA INSTALAÇÃO NA RUPTURA DO SISTEMA ESTACA-SOLO

Quando, na instalação das estacas, as hélices não percorrem o mesmo caminho que o da primeira hélice ao entrar no solo, a instalação pode provocar influências na ruptura do sistema estaca solo, descritas em seguida.

O processo de instalação também influencia no comportamento da ruptura da estaca, que é alterado por causa do distúrbio do solo provocado pelas hélices. O solo que teve contato direto com as hélices é cisalhado, causando uma superfície cilíndrica de ruptura entre o solo perturbado e o solo ao redor (CLEMENCE e PEPE 1984).

MITSCH e CLEMENCE (1985), observaram que, durante a instalação, as hélices deslocam a areia fazendo com que, a porção de areia ao redor do cilindro circunscrito às hélices fique fofa (devido às hélices cortarem a areia nesta área), enquanto a areia fora do cilindro fique compactada (devido às hélices empurrarem a areia nesta direção para poderem penetrar no solo). Isto demonstra que, a instalação da estaca, pode proporcionar um aumento das chances de formação de uma superfície de ruptura cilíndrica.

Foi observado que o aumento do número de hélices, resultou em um decréscimo do torque de instalação. A causa disto pode ser que com mais hélices, a estaca corta o solo em mais pontos, e assim fica mais fácil a penetração. Também está claro que, a capacidade de carga e o torque de instalação crescem com a diminuição do teor de umidade do solo, indicando que existe uma relação entre os dois. Ainda pode-se observar que, o aumento do diâmetro das hélices provocou aumento do torque de instalação e da capacidade de carga (RAO et al, 1989).

Na FIG. 3.7 é observado que há a formação de uma superfície cilíndrica de ruptura do solo entre as hélices, que aumenta com a redução da distância entre elas. Com a redução do espaçamento entre as hélices para $1,5D$, a superfície de ruptura ficou bem próxima de uma superfície cilíndrica de ruptura. A distância entre as hélices, $h = 45,75$ cm para a

estaca com 2 hélices, $h = 22,90$ cm para a estaca com 3 hélices e $h = 152$ cm para a estaca com 4 hélices (RAO et al, 1989).

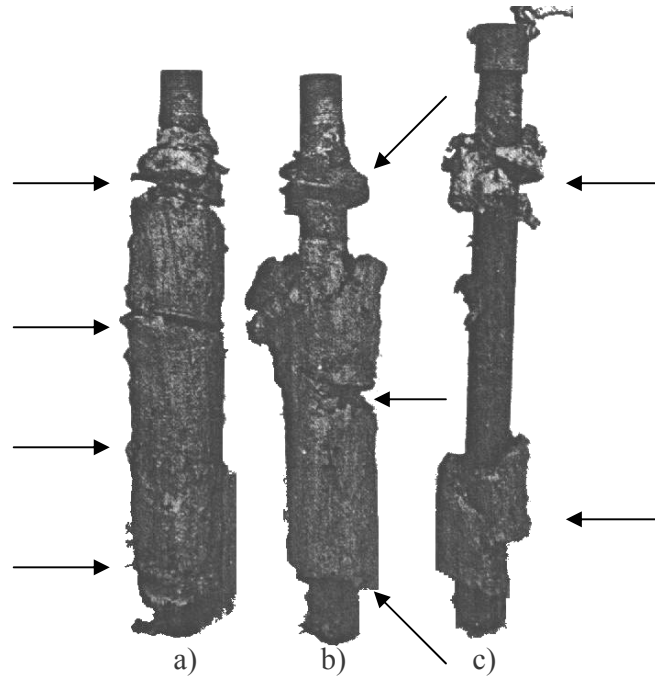


FIGURA 3.7 Estaca após a prova de carga: a) 4 hélices; b) 3 hélices; c) 2 hélices. Modificado de: RAO et al, 1989, p. 155.

3.2.6 TORQUE DE INSTALAÇÃO

O torque de instalação aumenta com a profundidade. Para uma mesma densidade de areia, o torque aumenta com a relação entre o passo, p , e o diâmetro da hélice, D , (p/D). A relação p/D é o fator principal atuando no torque de instalação da estaca onde, quanto maior a relação p/D , maior a área superficial da hélice sujeita a resistência durante a instalação, FIG. 3.8 (GHALY e HANNA, 1991).

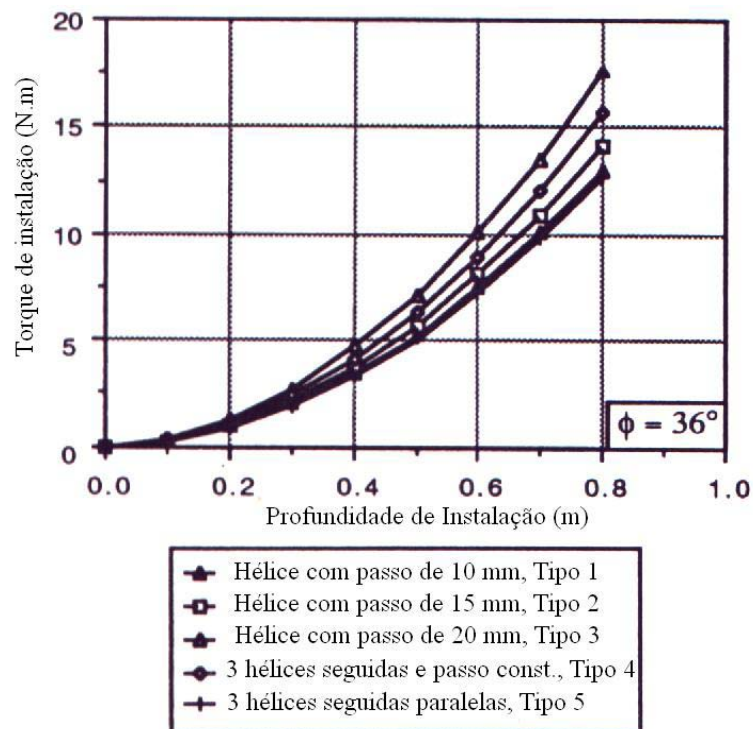


FIGURA 3.8 Relação entre o torque de instalação e a relação entre o passo e o diâmetro da hélice.

Modificado de: GHALY e HANNA, 1991, p.357.

A relação entre o passo, p , e o diâmetro da hélice, é um importante fator no projeto de estacas helicoidais. O ângulo da hélice é uma função desta relação, e tem um considerável efeito no valor do torque de instalação (GHALY, HANNA e HANNA, 1991c).

Comparando o torque de instalação e a capacidade de carga à tração de estacas metálicas helicoidais, foi observado que com o aumento do torque de instalação, há um aumento da capacidade de carga, FIG. 3.9. Foi observado também que, a influência da relação p/D na capacidade de carga a tração é muito pequena (GHALY e HANNA, 1991).

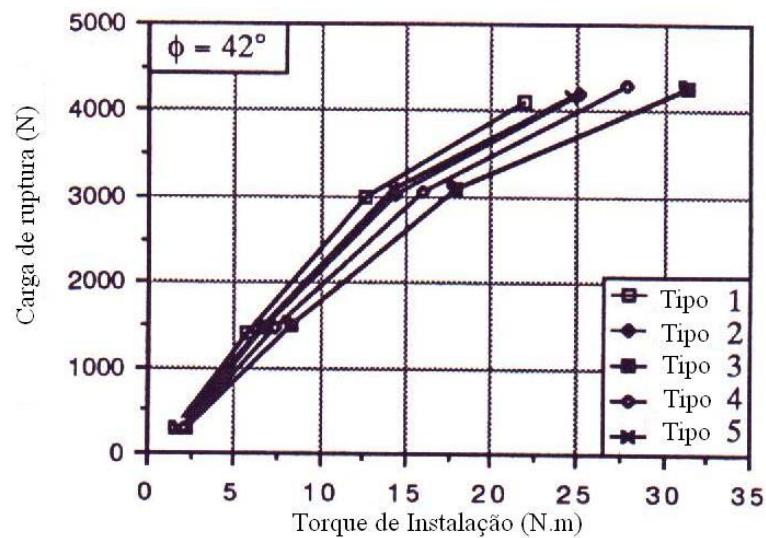


FIGURA 3.9 Relação entre a capacidade de carga e o torque de instalação. Onde a legenda esta explicada na FIG.3.8. Modificado de: GHALY e HANNA, 1991, p.359.

O comportamento da estaca helicoidal durante a aplicação do torque, depende primeiramente da geometria, propriedades do solo e profundidade da instalação. Os valores do torque de instalação, aumentam com o aumento dos parâmetros do solo e ou da profundidade da instalação. A forma da hélice, simples ou múltiplos passos, tem pouca influência na capacidade de carga da estaca helicoidal. (GHALY, HANNA e HANNA, 1991c).

3.2.7 NÚMERO DE HÉLICES

CLEMENCE, CROUCH e STEPHENSON (1994) observaram curvas, carga x deslocamento, de provas de carga em estacas metálicas helicoidais com uma, duas e três hélices instaladas em areia, FIG. 3.10. As estacas com duas e três hélices apresentaram uma curva bem definida, com uma clara carga de ruptura. Já a estaca com uma hélice, não apresentou uma carga máxima bem definida.

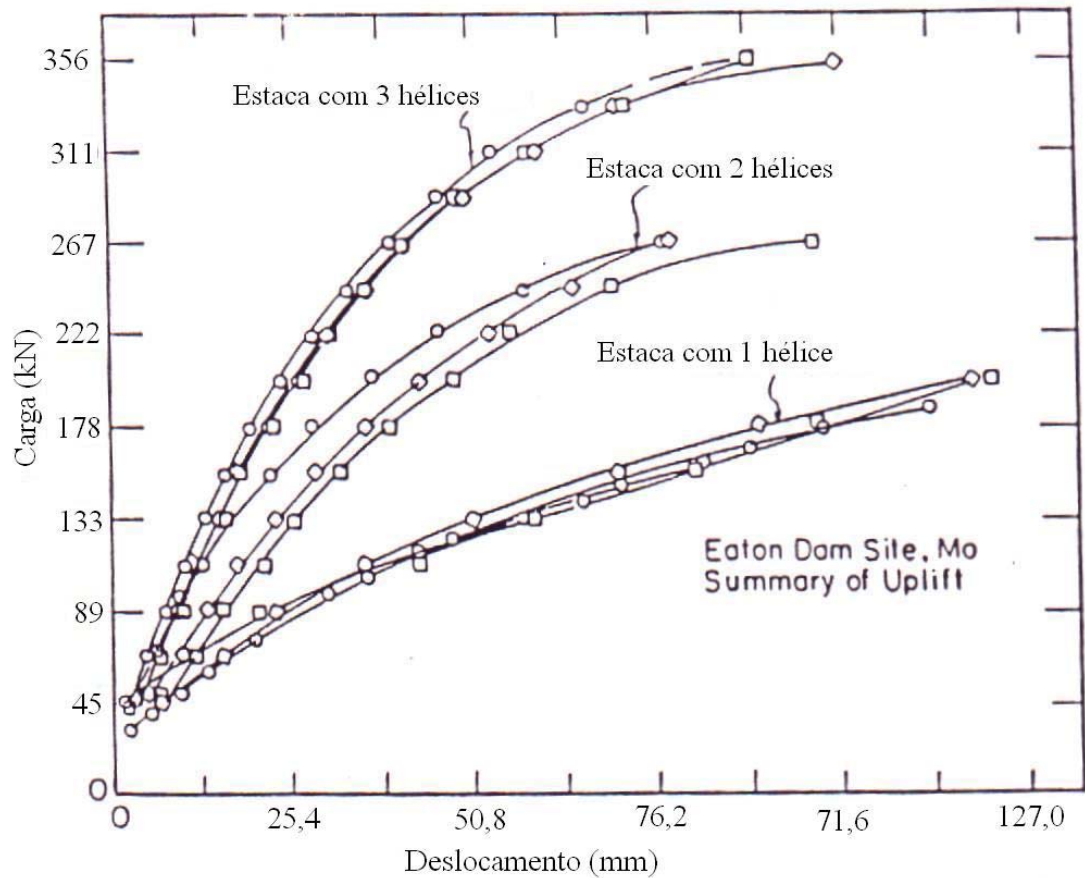


FIGURA 3.10 Curvas carga x deslocamento para estacas com uma, duas e três hélices.

Modificado de: CLEMENCE, CROUCH e STEPHENSON, 1994.

Foi observado, que houve a formação de um vão entre o fuste e o solo, que variava de 2,5 a 5,0 cm e com profundidade variando de 1,5 a 2,4 m. Assim, este intervalo não contribui na capacidade de carga da estaca. Esta evidência de campo proporcionou a conclusão de que o atrito entre o fuste e o solo não tem significância na capacidade de carga, a não ser, em casos de estacas extremamente profundas (CLEMENCE, CROUCH e STEPHENSON, 1994). Os equipamentos utilizados usualmente na instalação das estacas metálicas helicoidais, retroscavadeiras, não garantem uma instalação completamente axial, o que causa uma folga entre o fuste e o solo.

Provas de carga, realizadas com estacas metálicas helicoidais com o número de hélices variado, FIG. 3.11, mostraram que para um mesmo solo, a capacidade de carga aumenta com o aumento do número de hélices (RAO et al, 1989).

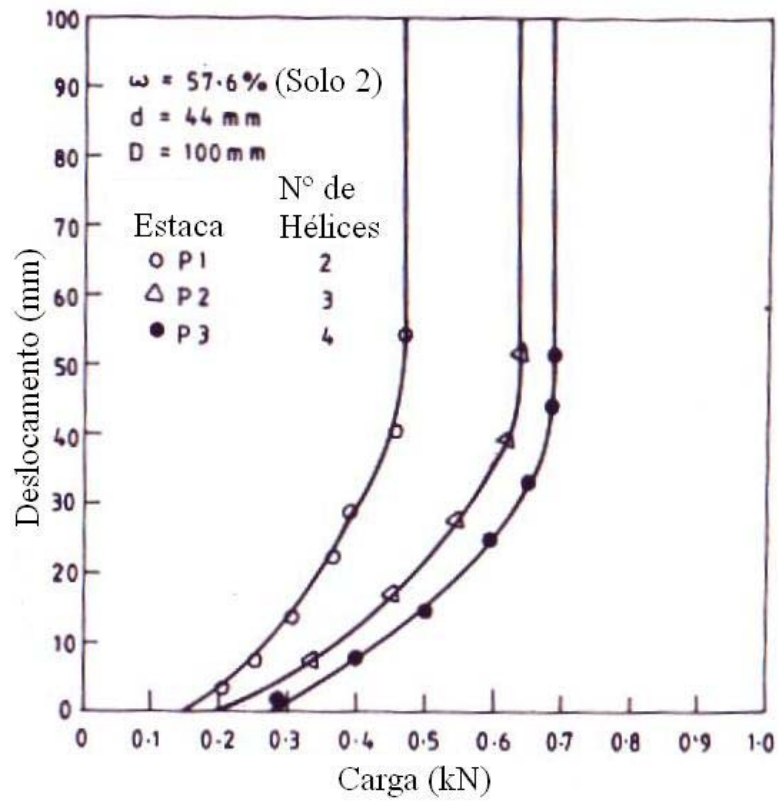


FIGURA 3.11 Curvas carga x deslocamento para estacas com duas, três e quatro hélices.

Modificado de: RAO et al, 1989, p.149.

PERKO, H.A.; RUIPER, S.J. (2000) relacionam a capacidade de carga de estacas metálicas helicoidais profundas e os valores de N do SPT, para várias configurações de hélices, em termos de número de hélices e seus diâmetros, para solos não coesivos e coesivos, FIG.3.12 e 3.13, respectivamente. Estes gráficos foram propostos para estimar somente o número de hélices e dimensões das hélices para uma capacidade de carga estimad. Eles não devem ser usados para a determinação da capacidade de carga.

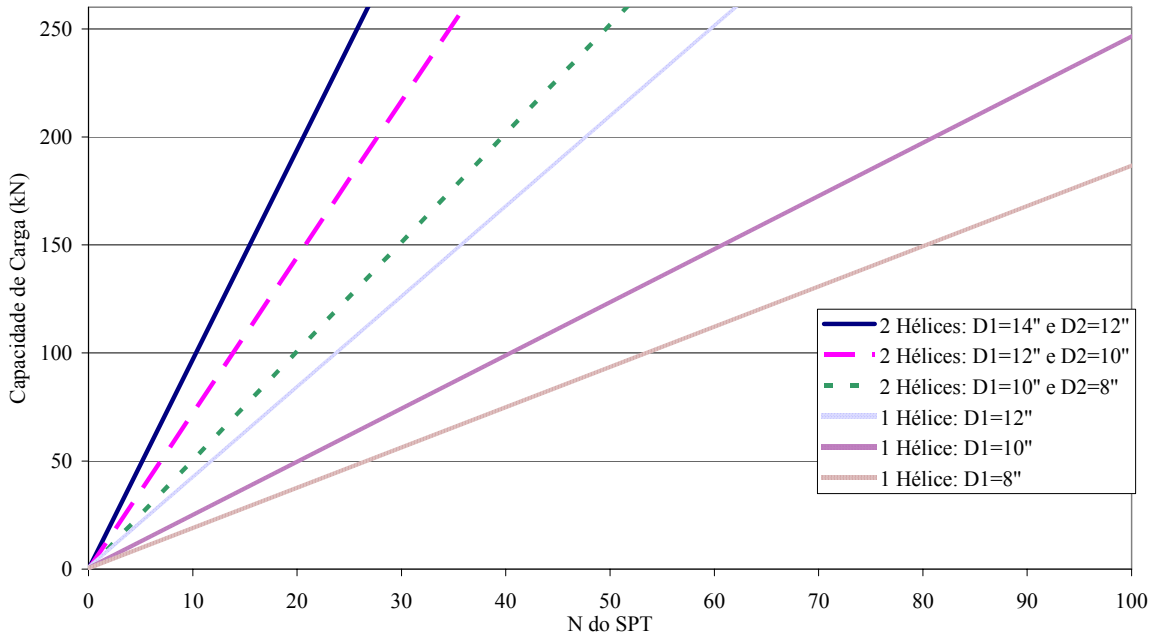


FIGURA 3.12 Relação entre a capacidade de carga e o N do SPT para estacas com uma ou duas hélices, com diâmetros em polegadas, de estacas helicoidais em solos não coesivos.

Modificado de: PERKO e RUIPER, 2000, p. 15.

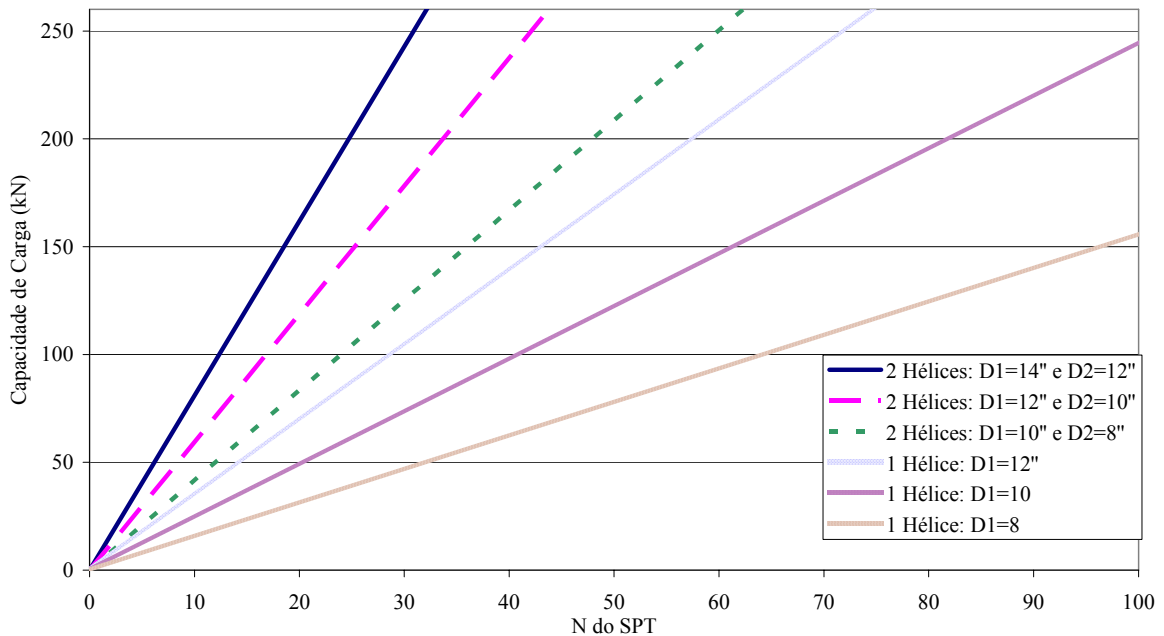


FIGURA 3.13 Relação entre a capacidade de carga e o N do SPT para estacas com uma ou duas hélices, com diâmetros em polegadas, de estacas helicoidais em solos coesivos.

Modificado de: PERKO e RUIPER, 2000, p. 15.

4

PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

A previsão da capacidade de carga da estaca metálica helicoidal foi, realizada utilizando métodos teóricos, métodos semi-empíricos e empíricos.

Para o cálculo da capacidade de carga pelos métodos teóricos, foram utilizados os parâmetros do solo estimados, levando em conta o N do SPT e também os obtidos por ensaios laboratoriais.

4.1 MÉTODOS TEÓRICOS: “CILINDRO DE CISALHAMENTO”

O método do Cilindro de Cisalhamento assume que, na ruptura do sistema estaca-solo, é formada uma superfície cilíndrica de solo entre as hélices. Neste caso, a capacidade de carga, Q_u , é calculada pela soma da resistência da hélice superior ou inferior, para o caso de tração ou compressão respectivamente, Q_p , a resistência do cilindro de cisalhamento, Q_f , e a resistência devido ao fuste, Q_s , EQ. 4.1.

$$Q_u = Q_p + Q_f + Q_s \quad (4.1)$$

A EQ. 4.1 é uma equação genérica para os métodos de Cilindro de Cisalhamento, cada termo de resistência pode ser subdividido de acordo com os parâmetros de resistência do solo, ângulo de atrito interno do solo e coesão EQ. 4.2.

$$Q_u = \underbrace{Q_{ps} + Q_{pc}}_{Q_p} + \underbrace{Q_{fs} + Q_{fc}}_{Q_f} + \underbrace{Q_{ss} + Q_{sc}}_{Q_s} \quad (4.2)$$

Onde: Q_{ps} e Q_{pc} representam a resistência da hélice superior, devido ao ângulo de atrito interno e à coesão respectivamente, Q_{fs} e Q_{fc} representam a resistência do cilindro de cisalhamento devido ao ângulo de atrito interno e à coesão respectivamente e, Q_{ss} e Q_{sc} , representam a resistência do fuste, devido ao ângulo de atrito interno e à coesão respectivamente.

4.1.1 TRAÇÃO

Apresentam-se os métodos de cálculo de Cilindro de Cisalhamento, para os casos em que é calculada a capacidade de carga à tração.

I- SOLOS COM COESÃO E ÂNGULO DE ATRITO INTERNO

Apresentam-se métodos que consideram, no cálculo de capacidade de carga, os dois parâmetros de resistência do solo, a coesão e o ângulo de atrito interno.

I-1) MOONEY, ADAMCZAK & CLEMENCE (MA&C)

MOONEY, ADAMCZAK e CLEMENCE (1985) propõem que, a capacidade de carga para siltes, além do que é calculado para a argila, deve ser levado em consideração uma

parcela do ângulo de atrito como proposto por MITSCH e CLEMENCE (1985) para areias.

O modelo da FIG. 4.1 representa a capacidade de carga de estacas helicoidais em siltes.

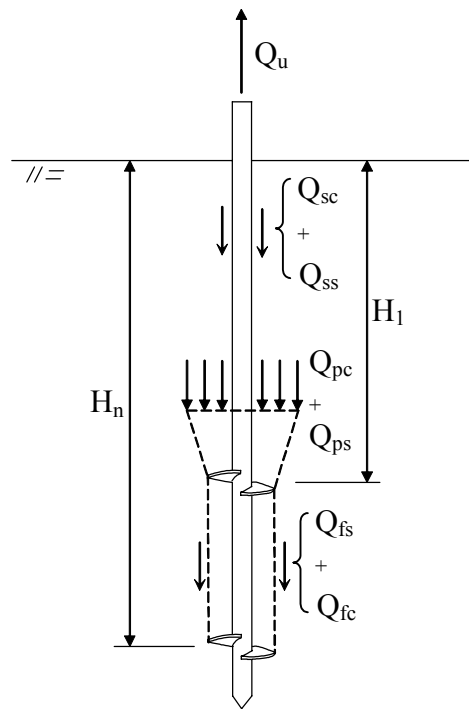


FIGURA 4.1 Capacidade de carga para argilas e siltes.
Modificado de: MOONEY, ADAMCZAK e CLEMENCE, 1985, p. 65.

Segundo MITSCH e CLEMENCE (1985), a capacidade de carga devido ao ângulo de atrito interno do solo, pode ser calculado como descrito a seguir.

A capacidade de carga da primeira hélice, Q_{ps} , foi determinada por meio de uma série de ensaios, com o modelo de uma única hélice. Para estacas rasas, H_1/D_1 menor que 5, pode ser prevista estimando o atrito desenvolvido entorno da superfície de ruptura sobre a hélice e o peso do solo dentro desta zona, W_s , FIG. 4.2a e EQ. 4.3.

$$Q_{ps} = \pi \gamma_1 K_u \tan \phi_1 \cos^2 \left(\frac{\phi_1}{2} \right) \left(\frac{D_1 H_1^2}{2} + \frac{H_1^3 \tan(\phi_1/2)}{3} \right) + W_s \quad (4.3)$$

Onde: γ_1 é o peso específico do solo sobre a primeira hélice, K_u é o coeficiente de empuxo lateral, ϕ_1 é o ângulo de atrito interno do solo até a primeira hélice, D_1 e H_1 são respectivamente o diâmetro e a profundidade da primeira hélice, e W_s é o peso do solo na zona de ruptura e é calculado segundo DAS (1990) pela EQ. 4.4.

$$W_s = \gamma_1 \left\{ \frac{\pi}{3} H_1 \left[(D_1^2) + \left(D_1 + 2H_1 \tan \frac{\phi_1}{2} \right)^2 + (D_1) \left(D_1 + 2H_1 \tan \frac{\phi_1}{2} \right) \right] \right\} \quad (4.4)$$

Onde: γ_1 , ϕ_1 , D_1 e H_1 , como definidos anteriormente.

Segundo DAS (1990), a magnitude da capacidade de carga da primeira hélice, pode ser expressa na forma adimensional como apresentado na EQ. 4.5.

$$F_q = \frac{Q_{ps}}{\gamma_1 A_1 H_1} \quad (4.5)$$

Onde: γ_1 e H_1 , como definidos anteriormente, A_1 é a área da seção transversal da primeira hélice e F_q é o fator de quebra e pode ser escrito na forma da EQ. 4.6.

$$F_q = 4G^2 K_u (\tan \phi_1) \left[\cos^2 \left(\frac{\phi_1}{2} \right) \right] \left[\frac{0,5}{G} + \frac{\tan(\phi_1/2)}{3} \right] + 4 + \frac{16}{3} G^2 \tan^2 \left(\frac{\phi_1}{2} \right) + 8G \tan \left(\frac{\phi_1}{2} \right) \quad (4.6)$$

Onde: G é a relação H_1/D_1 e ϕ_1 , K_u , H_1 e D_1 , como definidos anteriormente.

Assim, a capacidade de carga da primeira hélice fica de acordo com a EQ. 4.7.

$$Q_{ps} = q_1 A_1 F_q \quad (4.7)$$

Onde: q_1 é a tensão efetiva do solo sobre a primeira hélice que é igual a $\gamma_1 H_1$ e A_1 e F_q como definidos anteriormente.

Para estacas profundas, H_1/D_1 maior que 5, a resistência da primeira hélice, FIG. 4.2b, é calculada pela EQ. 4.7 utilizando os valores máximos de K_u , FIG. 3.6.

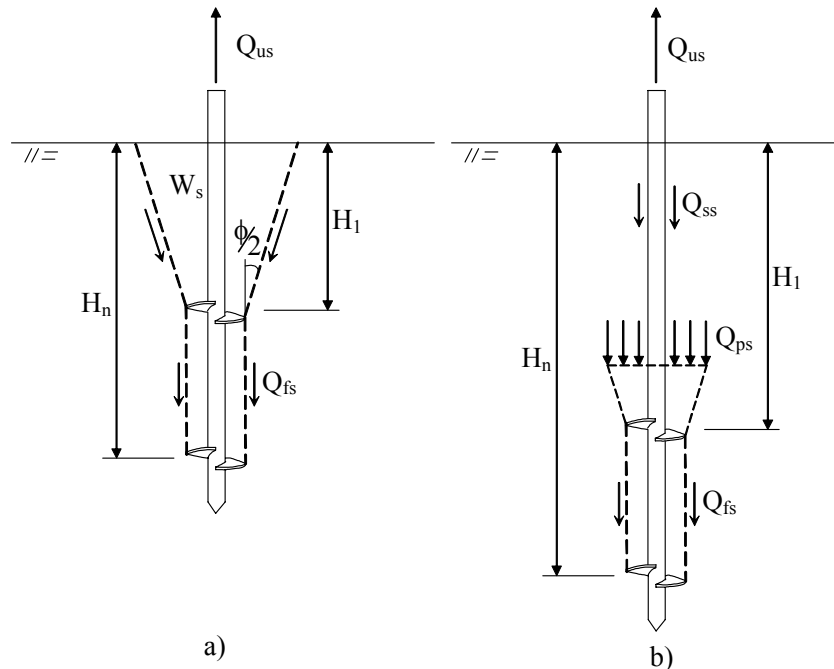


FIGURA 4.2 Superfície de ruptura a) Estaca rasa; b) Estaca profunda. Modificado de: MITSCH e CLEMENCE, 1985, p. 38.

A resistência ao atrito em areias atuando no cilindro de solo formado entre as hélices, Q_{fs} , pode ser calculada pela EQ. 4.8.

$$Q_{fs} = \frac{\pi}{2} D_a \gamma_f (H_n^2 - H_1^2) K_u \tan \phi_f \quad (4.8)$$

Onde: D_a é o diâmetro médio das hélices, γ_f é o peso específico do solo entre as hélices, H_n é a profundidade da última hélice, ϕ_f é o ângulo de atrito interno do solo entre as hélices, e K_u é o coeficiente de empuxo lateral.

A resistência de atrito entre o fuste da estaca e o solo, Q_{ss} , sobre a primeira hélice, pode ser significativa para estacas profundas, e é dada pela EQ. 4.9. Em estacas rasas essa parcela é desprezada.

$$Q_{ss} = A_{ps} \left(\frac{q_1}{2} \right) K_u \tan \phi_1 \quad (4.9)$$

Onde: A_{ps} é a área perimetral do fuste, q_1 é a tensão efetiva do solo sobre a primeira hélice, ϕ_f é o ângulo de atrito interno do solo entre as hélices e os valores de K_u são os recomendados por MITSCH e CLEMENCE (1985) como apresentados na TAB. 3.2.

MOONEY, ADAMCZAK e CLEMENCE (1985) propõem que o termo de resistência devido à coesão das argilas, pode ser calculado como descrito a seguir.

A resistência da primeira hélice, Q_{pc} , em argilas é calculada pela EQ. 4.10

$$Q_{pc} = A_1 c_1 N_c \quad (4.10)$$

Onde: A_1 é a área da seção transversal da primeira hélice, c_1 é a coesão até a profundidade da primeira hélice e N_c é o fator de arrancamento que alcança, para valores de H_1/D_1 maiores que 5, o valor médio de 9,4, H_1 e D_1 como definidos anteriormente.

A resistência devido à coesão atuando no cilindro de solo formado entre as hélices, Q_{fc} , pode ser calculada pela EQ. 4.11.

$$Q_{fc} = c_f A_{pha} \quad (4.11)$$

Onde: c_f é a coesão atuando no cilindro de solo formado entre as hélices, e A_{pha} é a área perimetral do cilindro de cisalhamento.

A resistência devido à adesão do solo ao fuste da estaca, Q_{sc} , sobre a primeira hélice pode ser calculada pela EQ. 4.12.

$$Q_{sc} = A_{ps} C_a \quad (4.12)$$

Onde: A_{ps} é a área perimetral do fuste e C_a é a adesão do solo ao fuste, de acordo com a EQ. 4.13, em que α é o coeficiente de adesão ao fuste como apresentado na TAB. 4.1.

$$C_a = \alpha c_1 \quad (4.13)$$

TABELA 4.1 Coeficiente de adesão ao fuste em relação à consistência da argila.

α	Consistência
0,3	rijas
0,9	moles

Assim a equação que define o método proposto por MOONEY, ADAMCZAK e CLEMENCE (1985), fica:

$$Q_u = \underbrace{(q_1 A_1 F_q)}_{Q_{ps}} + \underbrace{(A_1 c_1 N_c)}_{Q_{pc}} + \underbrace{\left[\frac{\pi}{2} D_a \gamma_f (H_n^2 - H_1^2) K_u \tan \phi_f \right]}_{Q_{fs}} + \underbrace{(c_f A_{pha})}_{Q_{fc}} + \underbrace{\left[A_{ps} \left(\frac{q_1}{2} \right) K_u \tan \phi_1 \right]}_{Q_{ss}} + \underbrace{(A_{ps} C_a)}_{Q_{sc}} \quad (4.14)$$

Onde: q_1 , A_1 , F_q , c_1 , N_c , D_a , γ_f , H_n , H_1 , K_u , ϕ_f , c_f , A_{pha} , A_{ps} , ϕ_1 , A_{ps} e C_a como definidos anteriormente.

I-2) PERKO & RUIPER (P&R)

PERKO e RUIPER (2000) propõem para a resistência da primeira hélice, Q_q , a EQ. 4.15 e para a resistência do cilindro de cisalhamento a EQ. 4.16.

$$Q_p = A_1 \left(\underbrace{1,3c_1 N_c}_{Q_{pc}} + \underbrace{q_1 N_q}_{Q_{ps}} \right) \quad (4.15)$$

$$Q_f = A_{pha} \left(\underbrace{c_f}_{Q_{fc}} + \underbrace{K_u q_1 \tan \phi_f}_{Q_{fs}} \right) \quad (4.16)$$

Onde: c_1 é a coesão do solo até a primeira hélice, c_f é a coesão do solo entre as hélices, ϕ_f é o ângulo de atrito interno do solo entre as hélices, K_u é o coeficiente de empuxo lateral, EQ. 3.5, N_q e N_c são os fatores de capacidade de carga devido à sobrecarga e à coesão, EQ. 4.17 e 4.18 respectivamente.

$$N_q = \begin{cases} 1 & \text{se } \phi = 0 \\ N_\phi e^{\pi \tan \phi} & \text{se } \phi > 0 \end{cases} \quad (4.17)$$

$$N_c = \begin{cases} 5,14 & \text{se } \phi = 0 \\ (N_q - 1) \cot \phi & \text{se } \phi > 0 \end{cases} \quad (4.18)$$

$$N_\phi = \tan^2(45 + \phi/2) \quad (4.19)$$

Assim, para o método de PERKO e RUIPER (2000), fica definida a seguinte equação:

$$Q_u = A_1 \left(\underbrace{1,3c_1 N_c + q_1 N_q}_{Q_p} \right) + A_{pha} \left(\underbrace{c_f}_{Q_{fc}} + \underbrace{K_u q_1 \tan \phi_f}_{Q_{fs}} \right) \quad (4.20)$$

Onde: A_1 , c_1 , N_c , q_1 , N_q , A_{pha} , c_f , K_u e ϕ_f como definidos anteriormente.

II- SOLOS SOMENTE COM ÂNGULO DE ATRITO INTERNO

Apresentam-se métodos que consideram, no cálculo de capacidade de carga, somente o ângulo de atrito interno como parâmetro de resistência do solo.

II-1) UDWARI, RODGERS & SINGH (UR&S)

CLEMENCE, CROUCH e STEPHENSON (1994), citam o método proposto por UDWARI, RODGERS e SINGH, que assume que o modo de ruptura é progressivo com

as tensões de tração, inicialmente concentradas na parte superior da estaca. Enquanto a tração aumenta, o solo ao redor da estaca eventualmente acaba se movendo. As EQ. 4.21, 4.22 e 4.23 representam a resistência da primeira hélice, Q_p , do cilindro de cisalhamento, Q_f , e do fuste, Q_s , respectivamente.

$$Q_{ps} = q_1 N_q A_{1e} \quad (4.21)$$

$$Q_{fs} = A_{pha} K_u \gamma_f \left(H_1 + \frac{H_n}{2} \right) \tan \phi_f \quad (4.22)$$

$$Q_{ss} = A_{ps} \left(K_u \gamma_1 \frac{H_1}{2} \right) \tan \phi_1 \quad (4.23)$$

Onde: A_{1e} é a área efetiva da primeira hélice que é igual a $\pi(D_1^2 - d^2)/4$, d é o diâmetro do fuste, q_1 , N_q , A_{pha} , K_u , γ_f , H_1 , H_n , A_{ps} , ϕ_f , γ_1 e ϕ_1 como definidos anteriormente.

Assim, segundo o método proposto por UDWARI, RODGERS e SINGH, a equação fica:

$$Q_u = \underbrace{q_1 N_q A_{1e}}_{Q_p} + \underbrace{A_{pha} K_u \gamma_f \left(H_1 + \frac{H_n}{2} \right) \tan \phi_f}_{Q_f} + \underbrace{A_{ps} \left(K_u \gamma_1 \frac{H_1}{2} \right) \tan \phi_1}_{Q_s} \quad (4.24)$$

Onde: A_{1e} , q_1 , N_q , A_{pha} , K_u , γ_f , H_1 , H_n , A_{ps} , ϕ_f , γ_1 e ϕ_1 como definidos anteriormente.

III- SOLOS SOMENTE COM COESÃO

Apresentam-se métodos que consideram, no cálculo de capacidade de carga, somente a coesão como parâmetro de resistência do solo.

III-1) RAO ET AL (RPS&J)

Segundo RAO et al (1989) no cálculo da capacidade de carga, Q_u , os parâmetros de resistência devido à primeira hélice, Q_{pc} , ao cilindro de cisalhamento, Q_{fc} , e ao fuste, Q_{sc} , são calculados respectivamente pelas EQ. 4.25, 4.11 e 4.26.

$$Q_{pc} = A_{1e} N_c c_1 \quad (4.25)$$

$$Q_{sc} = \alpha c_1 A_{ps} \quad (4.26)$$

Onde A_{1e} , c_1 , A_{ps} como definidos anteriormente, N_c é o fator de capacidade de carga como indicado nas EQ. 4.17 e 4.18, e α é o coeficiente de adesão, TAB. 4.1.

Assim a equação que define o método proposto por RAO et al (1989), fica:

$$Q_u = \underbrace{A_{1e} N_c c_1}_{Q_p} + \underbrace{c_f A_{pha}}_{Q_f} + \underbrace{\alpha c_1 A_{ps}}_{Q_s} \quad (4.27)$$

Onde: A_{1e} , N_c , c_1 , c_f , A_{pha} , α e A_{ps} como definidos anteriormente.

III-2) DAS (DAS)

Segundo DAS (1990), a resistência da primeira hélice, Q_p , e a resistência do cilindro de solo formado entre as hélices, Q_{fc} , é dado pelas EQ. 4.28 e 4.11 respectivamente.

$$Q_{pc} = A_1 (c_1 F_c + q_1) \quad (4.28)$$

Onde A_1 , c_1 e q_1 como definidos anteriormente e F_c é o fator de quebra para solos coesivos. Segundo DAS (1990), o cálculo de F_c pela teoria de Meyerhof, é feito pela EQ. 4.29.

$$F_c = 1,2 \left(\frac{H_1}{D_1} \right) \leq 9 \quad (4.29)$$

Onde: H_1 e D_1 são respectivamente a profundidade e o diâmetro da primeira hélice.

Para estacas rasas a resistência do fuste, Q_{sc} é igual a zero, já para estacas profundas a resistência Q_{sc} é calculada pela EQ.4.12.

Assim a equação proposta por DAS (1990), que define o método para estacas profundas, fica:

$$Q_u = \underbrace{A_1(c_1 N_c + q_1)}_{Q_p} + \underbrace{c_f A_{pha}}_{Q_f} + \underbrace{A_{ps} C_a}_{Q_s} \quad (4.30)$$

Onde: A_1 , N_c , c_1 , q_1 , c_f , A_{pha} , A_{ps} e C_a como definidos anteriormente.

III-3) RAO, PRASAD & VEERESH (RP&V)

RAO, PRASAD e VEERESH (1993), propõem que as estacas rasas em argilas, seriam aquelas que teriam a relação $H_1/D_1 \leq 2$. Neste caso, a capacidade de carga é transferida para o solo somente pela resistência da primeira hélice, Q_{pc} , EQ. 4.31, e pela resistência devida à coesão da superfície cilíndrica de solo formada entre as hélices, Q_{fc} , EQ. 4.32.

$$Q_{pc} = A_1(c_1 N_c + q_1) \quad (4.31)$$

$$Q_{fc} = S_F A_{pha} c_f \quad (4.32)$$

Onde N_c normalmente é igual a 9, S_F é um coeficiente de redução de acordo com a relação entre h/D_a , EQ. 4.33, onde h é a distância entre as hélices e A_1 , c_1 , q_1 , c_f , A_{pha} e D_a como definidos anteriormente.

$$S_F = \begin{cases} 1,0 & \text{se } h/D_a \leq 1,5 \\ 0,863 + 0,069(3,5 - h/D_a) & \text{se } 1,5 \leq h/D_a \leq 3,5 \\ 0,700 + 0,148(4,6 - h/D_a) & \text{se } 3,5 \leq h/D_a \leq 4,6 \end{cases} \quad (4.33)$$

Estacas com relação H_1/D_1 entre 2 e 4 são consideradas estacas de transição e uma contribuição da resistência devida a adesão entre o solo e o fuste, Q_{sc} , EQ. 4.34, é levada em conta, assim como para estacas profundas, $H_1/D_1 > 4$.

$$Q_{sc} = P_s H_{ef} \alpha c_1 \quad (4.34)$$

Onde P_s é o perímetro do fuste e os valores de α variam de 0,66, 0,58 e 0,53 para coesões de 3, 4,4 e 7,7 kN/m² respectivamente e H_{ef} é a profundidade efetiva de fuste contribuindo na resistência, e é calculado pela EQ. 4.35.

$$H_{ef} = (H_1 - 1,4D_1) \text{ até } (H_1 - 2,3D_1) \quad (4.35)$$

A equação que define o método proposto por RAO, PRASAD e VEERESH (1993) para estacas profundas fica:

$$Q_u = \underbrace{A_1(c_1N_c + q_1)}_{Q_p} + \underbrace{S_F c_f A_{pha}}_{Q_f} + \underbrace{P_s H_{ef} \alpha c_1}_{Q_s} \quad (4.36)$$

Onde: A_1 , N_c , c_1 , q_1 , S_F , c_f , A_{pha} , P_s , H_{ef} e α como definidos anteriormente.

III-4) EARTH CONTACT (EC)

STEPHENSON (2003), cita que a Earth Contact Products utiliza o método do cilindro de cisalhamento para solos coesivos, calculando a capacidade de carga pela soma da resistência da primeira hélice, Q_{pc} , (EQ. 4.37) e a resistência do cilindro de solo formado entre as hélices, Q_{fc} , (EQ. 4.11).

$$Q_{pc} = A_1(9c_1 + q_1) \quad (4.37)$$

São recomendados fatores de segurança, de 2 e 4 para solos coesivos (argilas e siltes) e não coesivos (areias) respectivamente. No caso do deslocamento não ser uma preocupação, um valor menor pode ser usado para o caso de solos não coesivos.

A equação proposta por Earth Contact fica:

$$Q_u = \underbrace{A_1(9c_1 + q_1)}_{Q_p} + \underbrace{c_f A_{pha}}_{Q_f} \quad (4.38)$$

Onde: A_1 , c_1 , q_1 , c_f e A_{pha} como definidos anteriormente.

4.1.2 COMPRESSÃO

Apresentam-se os métodos de cálculo de Cilindro de Cisalhamento, para os casos em que é calculada a capacidade de carga à compressão.

I- RAO, PRASAD & SHETTY (RP&S)

RAO, PRASAD e SHETTY (1991), propõem o cálculo de estaca com bulbos alargados para o cálculo da capacidade de carga à compressão. Assim, as parcelas de resistência da hélice inferior, Q_p , do cilindro de cisalhamento, Q_f , e do fuste, Q_s , ficam como apresentado nas EQ. 4.39, 4.40 e 4.41 respectivamente.

$$Q_{pc} = A_n N_c c_n \quad (4.39)$$

$$Q_{fc} = A_{pha} c_f \quad (4.40)$$

$$Q_{sc} = C_a A_{ps} \quad (4.41)$$

Onde A_n é a área hélice inferior, c_n é a coesão até a profundidade da hélice inferior e N_c , A_{pha} , c_f , C_a e A_{ps} como definidos anteriormente.

O método proposto por RAO, PRASAD e SHETTY (1991) fica definido como:

$$Q_u = \underbrace{A_n N_c c_n}_{Q_p} + \underbrace{A_{pha} c_f}_{Q_f} + \underbrace{C_a A_{ps}}_{Q_s} \quad (4.42)$$

Onde A_n , c_n , N_c , A_{pha} , c_f , C_a e A_{ps} como definidos anteriormente.

II- PERKO & RUIPER (P&R)

PERKO e RUIPER (2000), propõem que os métodos de cálculo, utilizados para o cálculo da capacidade de carga à compressão, são iguais aos propostos por eles para o cálculo da capacidade de carga à tração, EQ. 4.20, substituindo-se a capacidade de carga da primeira hélice, Q_p , pela capacidade de carga da última hélice.

A equação que define o método proposto por PERKO e RUIPER (2000) fica:

$$Q_u = \underbrace{A_n \left(\underbrace{1,3c_n N_c}_{Q_{pc}} + \underbrace{q_1 N_q}_{Q_{ps}} \right)}_{Q_p} + \underbrace{A_{pha} \left(\underbrace{c_f}_{Q_{fc}} + \underbrace{K_u q_1 \tan \phi_f}_{Q_{fs}} \right)}_{Q_f} \quad (4.43)$$

Onde: A_n , c_n , N_c , q_1 , N_q , A_{pha} , c_f , K_u e ϕ_f como definidos anteriormente.

III- STEPHENSON (STEPH)

STEPHENSON (2003), propõe que a resistência da hélice inferior, Q_p , e do cilindro de cisalhamento, Q_f , pode ser calculado pelas EQ. 4.44 e 4.45 respectivamente.

$$Q_p = A_n \left(\underbrace{c_n N_c}_{Q_{pc}} + \underbrace{\frac{1}{2} D_n \gamma_n N_\gamma + q_n N_q}_{Q_{ps}} \right) \quad (4.44)$$

$$Q_f = \underbrace{(c_f A_{pha})}_{Q_{fc}} + \underbrace{\left[\frac{\pi}{2} D_a \gamma_f (H_n^2 - H_1^2) K_u \tan \phi_f \right]}_{Q_{fs}} \quad (4.45)$$

Onde: A_n , c_n , A_{pha} , c_f , D_a , γ_f , H_n , H_1 , K_u e ϕ_f como definidos anteriormente, D_n é o diâmetro da hélice inferior, γ_n é o peso específico do solo até a profundidade da hélice inferior, q_n é a tensão efetiva do solo sobre a hélice inferior e N_c , N_γ e N_q , são os coeficientes de capacidade de carga devido à coesão, ao atrito e a sobrecarga respectivamente apresentados para solos coesivos na TAB. 4.2 e para solos não

coesivos calculados de acordo com MEYERHOF, pelas EQ. 4.46 a 4.49 citadas por DAS (1999).

TABELA 4.2 Coeficientes de capacidade de carga para solos coesivos.

	N_c	N_γ	N_q
$H_1/D_1 \leq 3$	5,7	0	1
$H_1/D_1 > 3$	9	0	1

Fonte: STEPHENSON, 1997, p. 7.

$$N_c = 0 \quad (4.46)$$

$$N_q = \begin{cases} 1 & \text{se } \phi = 0 \\ N_\phi e^{\pi \tan \phi} & \text{se } \phi > 0 \end{cases} \quad (4.47)$$

$$N_\gamma = \begin{cases} 0 & \text{se } \phi = 0 \\ (N_q - 1) \tan(1,4\phi) & \text{se } \phi > 0 \end{cases} \quad (4.48)$$

$$N_\phi = \tan^2(45 + \phi/2) \quad (4.49)$$

Assim a equação que define o método proposto por STEPHENSON (2003) fica:

$$Q_u = A_n \left[\underbrace{c_n N_c}_{Q_{pc}} + \underbrace{\frac{1}{2} D_n \gamma_n N_\gamma + q_n N_q}_{Q_{ps}} \right] + \underbrace{(c_f A_{pha})}_{Q_{fc}} + \underbrace{\left[\frac{\pi}{2} D_a \gamma_f (H_n^2 - H_1^2) K_u \tan \phi_f \right]}_{Q_{fs}} \quad (4.50)$$

Onde: A_n , c_n , N_c , D_n , γ_n , N_γ , q_n , N_q , A_{pha} , c_f , D_a , γ_f , H_n , H_1 , K_u , e ϕ_f como definidos anteriormente.

4.2 MÉTODOS TEÓRICOS: “CAPACIDADES INDIVIDUAIS”

Os métodos denominados aqui como Capacidades Individuais, assumem que a ruptura do sistema estaca-solo, ocorre em cada hélice individualmente, assim a capacidade de carga, Q_u , é calculada pela soma da capacidade de carga de cada hélice, Q_{ui} , EQ. 4.51.

$$Q_u = \sum_{i=1}^n Q_{ui} \quad (4.51)$$

4.2.1 TRAÇÃO

Apresentam-se os métodos de cálculo de Capacidades Individuais, para os casos em que é calculada a capacidade de carga à tração.

I- A.B.CHANCE (ABC)

A.B.Chance (1994), propõe a utilização do valor de 5 vezes o diâmetro da hélice superior, D_1 , como separação entre o modo de ruptura de estacas rasas e profundas. Para a utilização deste método é necessário que as hélices estejam afastadas o suficiente umas das outras para evitar a sobreposição das zonas de ruptura. A empresa considera que um espaçamento entre as hélices de 3 vezes o diâmetro D_1 , é suficiente para prever significativa influência na performance das hélices. A resistência de cada hélice é dada pela EQ. 4.52.

$$Q_{ui} = A_i (c_i N_c + q_i N_q) \quad (4.52)$$

Onde: A_i é a área da hélice i , c_i é a coesão do solo até a profundidade da hélice i , q_i é a tensão efetiva do solo sobre a hélice i que é igual a $\gamma_i H_i$, γ_i é o peso específico do solo sobre a hélice i , H_i é a profundidade da hélice i , N_c é o fator de capacidade de carga devido a coesão, usualmente igual a 9 para estacas profundas ($H_1/D_1 > 5$), e N_q é o fator de capacidade de carga devido a sobrecarga, EQ. 4.53.

$$N_q = 0,5(12\phi_i)^{\phi_i/54} \quad (4.53)$$

Onde ϕ_i é o ângulo de atrito interno do solo até a profundidade da hélice i .

II- STEPHENSON (STEPH)

STEPHENSON (1997), propõe que a resistência de cada hélice é dada pela EQ.4.54.

$$Q_{ui} = A_i \left(c_i N_c + \frac{1}{2} D_i \gamma_i N_\gamma + q_i N_q \right) \quad (4.54)$$

Onde: A_i , c_i , D_i , γ_i e q_i como definidos anteriormente e N_c , N_γ e N_q são os coeficientes de capacidade de carga devido à coesão, ao atrito e à sobrecarga, respectivamente, apresentados para solos coesivos na TAB. 4.2 e para solos não coesivos, calculados de acordo com as EQ. 4.46 a 4.49.

III- PERKO & RUIPIPER (P&R)

PERKO e RUIPIPER (2000), propõem a EQ. 4.55 para o cálculo da resistência de cada hélice a ser usado pelo método de Capacidades Individuais.

$$Q_{ui} = A_i (1,3c_i N_c + q_i N_q) \quad (4.55)$$

Onde: A_i , c_i e q_i como definidos anteriormente, N_c e N_q são respectivamente os coeficientes de capacidade de carga devido à coesão e à sobrecarga, e tem valores como os definidos no método da A.B.Chance.

IV- EARTH CONTACT (EC)

STEPHENSON (2003), cita que Earth Contact Products, utiliza o método das Capacidades Individuais para todo os tipos de solos, adotando para o cálculo da resistência de cada hélice a EQ. 4.56.

$$Q_{ui} = A_i (c_i N_c + q_i N_q) \quad (4.56)$$

Onde: A_i , c_i e q_i como definido anteriormente e N_c e N_q são, respectivamente, os coeficientes de capacidade de carga devido à coesão e à sobrecarga, com os valores da TAB. 4.3.

TABELA 4.3 Coeficientes de capacidade de carga recomendados pela Earth Contact.

ϕ	N_c	N_q	ϕ	N_c	N_q
0	9	1	30	34	17
5	9	1	32	41	22
10	9	2	34	50	28
15	10	3	36	63	37
20	15	5	38	79	49
25	22	9	40	101	66
26	24	10	45	203	149
28	28	13	50	468	391

Fonte: STEPHENSON, 2003, p. 21.

V- ADAMS E KLYM (A&K)

ADAMS e KLYM (1972), consideram as capacidades de carga à tração e à compressão próximas, assim utilizaram a teoria da capacidade de carga de fundações profundas de forma simplificada.

Assumindo que cada hélice tem um comportamento independente, já que o espaçamento entre as hélices foi de pelo menos duas vezes o diâmetro da hélice, a capacidade de carga da estaca helicoidal, Q_{ui} , é dada pela EQ. 4.57.

$$Q_{ui} = \begin{cases} q_i N_q A_i & \text{solos arenosos} \\ N_c c_i A_i + A_{ps} \alpha c_i & \text{solos coesivos} \end{cases} \quad (4.57)$$

Onde: q_i , A_i , c_i e A_{ps} como definidos anteriormente, N_q é o fator de capacidade de carga, que varia com o ângulo de atrito interno do solo, como proposto por MA&C, N_c é o coeficiente de capacidade de carga igual a 9 e α é o coeficiente de adesão, TAB. 4.1.

VI- RAO, PRASAD & VEERESH (RP&V)

RAO, PRASAD e VEERESH (1993), propõem que a estaca seja considerada como uma série de hélices, em diferentes profundidades. Este método somente é válido para a relação da distância entre as hélices, h , com o diâmetro médio das hélices, D_a , h/D_a , maior que 2. A resistência de cada hélice é calculada pela EQ. 4.58.

$$Q_{ui} = A_i (c_i N_c + q_i) \quad (4.58)$$

Quando o comprimento do fuste sobre a hélice estiver entre 1,5 e 2,5 vezes o diâmetro da hélice superior, D_1 , a adesão ao fuste, EQ. 4.34, também deve ser levada em consideração.

A equação que define o método proposto por RAO, PRASAD e VEERESH (1993) fica:

$$Q_u = P_s H_{ef} \alpha c_1 + \sum_{i=1}^n (Q_{ui}) \quad (4.59)$$

Onde: P_s , H_{ef} , α , c_1 e Q_{ui} como definidos anteriormente.

4.2.2 COMPRESSÃO

Apresentam-se os métodos de cálculo de Capacidades Individuais, para os casos em que é calculada a capacidade de carga à compressão.

I- ADAMS E KLYM (A&K)

ADAMS e KLYM (1972), observaram uma relação entre a profundidade e o diâmetro da primeira hélice, H/D . Assim, as mesmas equações utilizadas no cálculo à tração, são utilizadas no cálculo à compressão, EQ. 4.57.

II- STEPHENSON (STEPH)

Segundo STEPHENSON (1997), a resistência de cada hélice é dada pela EQ. 4.60.

$$Q_{ui} = A_i [c_i N'_c + q_i (N'_q - 1)] \quad (4.60)$$

Onde: c_i é a coesão até a hélice i , q_i é igual a $\gamma_i H_i$ e N'_c e N'_q , são fatores de capacidade de carga segundo DAS, B.M. (1999), FIG. 4.3.

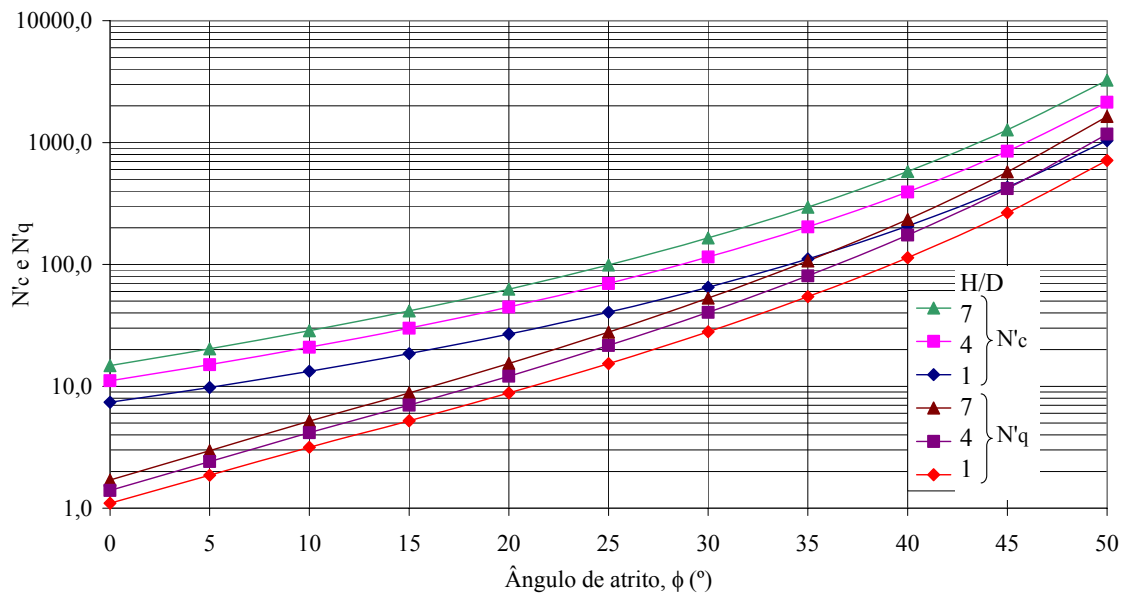


FIGURA 4.3 N'_c e N'_q em função do ângulo de atrito, ϕ , e 7, 4 e 1 são os valores da relação H/D.

Modificado de: STEPHENSON, 1997, p. 24.

III- PERKO & RUIPIER (P&R)

PERKO e RUIPIER (2000), sugerem que o cálculo da capacidade de carga à compressão, é igual ao cálculo da capacidade de carga para estacas à tração, EQ. 4.55.

4.3 MÉTODOS QUE RELACIONAM O TORQUE E A CAPACIDADE DE CARGA

Métodos que calculam a capacidade de carga, do sistema estaca-solo, utilizando o torque de instalação medido relacionado com fatores empírico ou teorias relacionadas com a penetração das hélices no solo.

4.3.1 MÉTODOS EMPÍRICOS

Os métodos empíricos calculam a capacidade de carga, do sistema estaca-solo, utilizando o torque de instalação medido relacionado com fatores empírico, desenvolvidos de relações estatísticas, de resultados relacionando o torque e a capacidade de carga de provas de carga, e são válidos tanto para solos arenosos como argilosos.

I- HOYT & CLEMENCE (H&C)

Segundo HOYT e CLEMENCE (1989), a capacidade de carga, Q_u , pode ser calculada, empiricamente, pelo torque de instalação pela EQ. 4.61.

$$Q_u = k_t T \quad (4.61)$$

Onde: k_t é o valor do fator empírico que relaciona o torque e a capacidade de carga à tração, TAB. 4.4 e T é o torque de instalação.

TABELA 4.4 Valores recomendados de k_t em função do diâmetro do fuste da estaca.

Diâmetro do fuste	k_t
< 89 mm	33 m ⁻¹
89 mm	23 m ⁻¹
219 mm	9,8 m ⁻¹

Fonte: HOYT e CLEMENCE, 1989, p. 1020.

II- PERKO & RUIPIER (P&R-K)

PERKO e RUIPIER (2000), recomendam os valores de k_t apresentados na TAB. 4.5.

TABELA 4.5 Valores recomendados para k_t .

Diâmetro do fuste	k_t
76 mm	23 m ⁻¹
64 mm	30 m ⁻¹

Fonte: PERKO e RUIPIER, 2000, p. 6.

4.3.2 MÉTODOS TEÓRICOS

I- PERKO & RUIPIER (P&R-E)

As medidas de torque, durante a instalação da estaca metálica helicoidal, são um indicativo dos parâmetros do solo, na profundidade em que as hélices estão passando. Como é difícil relacionar o torque medido diretamente com o ângulo de atrito interno e a coesão do solo, devido à complexidade da interação das hélices com o solo, PERKO e RUIPIER (2000), propõem um método de cálculo da capacidade de carga, Q_u , diretamente relacionado com o torque de instalação, baseado na energia equivalente, EQ. 4.62. Este método permite a utilização da geometria das hélices, o passo das hélices, o diâmetro do fuste e a pressão para instalação da estaca serem levados em consideração, no cálculo da capacidade de carga.

O modelo da energia, para previsão da capacidade de carga, relacionado com o torque de instalação, é baseado no postulado de que a energia de penetração é proporcional ao volume de solo movimentado multiplicado pela distância percorrida. A instalação da estaca envolve a rotação da estaca para dentro do solo e a aplicação de uma força

vertical. A energia necessária para a rotação de um objeto, é igual ao torque multiplicado pelo ângulo da rotação. A energia causada por uma força vertical, é a força multiplicada pela distância percorrida na direção da força aplicada. Para uma volta completa, o volume de solo deslocado por uma estaca metálica helicoidal é igual a soma do volume de todas as hélices, mais o volume de solo deslocado pelo fuste durante o movimento de um passo de hélice, FIG 4.4.

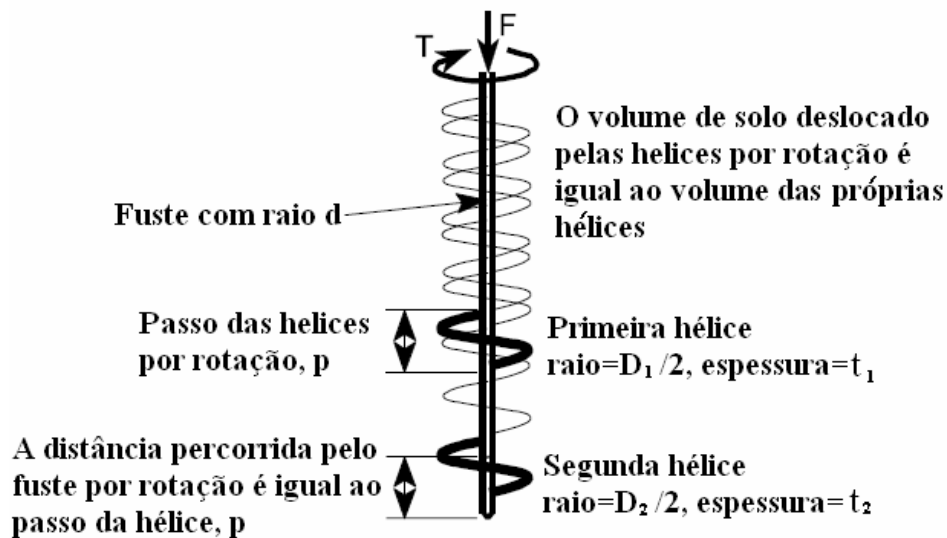


FIGURA 4.4 Energias atuando nas hélices durante a instalação. Modificado de: PERKO e RUIPIER, 2000, p.8.

$$Q_u = \frac{12r(2\pi T + Fp) \left[d^2 + \sum_{i=1}^n \left(\left(\frac{D_i}{2} \right)^2 - d^2 \right) \right]}{3 \left[2d^3 p + \sum_{i=1}^n \left(\left(\frac{D_i}{2} \right)^2 - d^2 \right) t_i^2 \right] + 16\pi\alpha \left[3d^3 \lambda + \sum_{i=1}^n \left(\left(\frac{D_i}{2} \right)^3 - d^3 \right) t_i \right]} \quad (4.62)$$

Onde T é o torque, r é um recalque igual a 2,5 cm, F é a força de compressão necessária para a instalação da estaca, que tipicamente não é maior que 9 kN e pode ser desprezada, p é o passo da hélice, D_i é o diâmetro da hélice i , d é o diâmetro do fuste, t_i é a espessura da hélice i , α é a resistência a penetração devido ao atrito lateral, e para a interação com aço galvanizado é recomendado o valor de 0,5, e λ é o comprimento efetivo do fuste, variando de 2 a 3 vezes o passo para hélices circulares.

II- GHALY & HANNA (G&H) – AREIA

GHALY e HANNA (1991), consideram que a instalação de estacas helicoidais, encontra resistência por atrito e apoio nas hélices e no fuste da estaca. A soma destas resistências é a força que produz o momento devido ao torque de instalação. Similarmente, a soma das resistências atuando nas hélices produz uma força que resiste à entrada da estaca no solo, ou seja, uma força vertical é necessária para a instalação. O torque necessário para a instalação pode ser calculado pela EQ. 4.63.

$$T = \sum_{i=1}^7 T_i \quad (4.63)$$

$$T_1 = 0,5\gamma H^2 \cos(\delta)K'_p K_f (\pi d)(d/2) \quad (4.64)$$

$$T_2 = 0,5\gamma H^2 \sin(\delta)K'_p \tan(\delta + \psi)(\pi d)(d/2) \quad (4.65)$$

$$T_3 = 0,5\gamma H^2 \sin(\phi)K'_p \tan(\delta + \psi)(\pi D)(D/2) \quad (4.66)$$

$$T_4 = \gamma HK_A A_t \tan(\delta + \psi) [(D + d_{\text{sup}})/4] \quad (4.67)$$

$$T_5 = \gamma HK_p A_b \tan(\delta + \psi) [(D + d_{\text{sup}})/4] \quad (4.68)$$

$$T_6 = F [(D - d_{\text{sup}})^2 / 8] \quad (4.69)$$

$$T_7 = \gamma HK_p K_f (\pi D)(D/2)t \quad (4.70)$$

Onde T_1 é o momento atuando no fuste, devido à componente vertical do empuxo lateral passivo do solo modificado pelas hélices, EQ. 4.64, T_2 é o momento atuando no fuste, devido à componente horizontal do empuxo lateral passivo do solo modificado pelas hélices, EQ. 4.65, T_3 é o momento atuando na hélice, devido à componente vertical do empuxo lateral passivo do solo ao redor do cilindro de solo modificado pela hélice, EQ. 4.66, T_4 é o momento atuando na superfície superior da hélice, devido ao empuxo lateral que se desenvolve como resultado do movimento da hélice em relação às camadas de solo, EQ. 4.67, T_5 é o momento atuando na superfície inferior da hélice, devido ao empuxo lateral que se desenvolve como resultado da força vertical de instalação da estaca, EQ. 4.68, T_6 é o momento devido a força vertical de instalação atuando em toda a altura do passo da hélice, EQ. 4.69, T_7 é o momento devido a espessura da hélice, EQ. 4.70, δ é o ângulo de atrito entre o material da estaca e a areia, e foi considerado igual a $3\phi/4$, K_p é o coeficiente de empuxo passivo, EQ. 4.71, K'_p é o

coeficiente de empuxo passivo modificado, EQ. 4.72, K_f é o coeficiente de atrito entre o material da estaca e o solo, EQ. 4.73, K_A é o coeficiente de empuxo ativo, EQ. 4.74, ψ é o ângulo médio da hélice, EQ. 4.75, A_t e A_b são as áreas reais respectivamente das superfícies superior e inferior da hélice, EQ. 4.76 e 4.77, d_{sup} é o diâmetro interno da face superior da hélice, F é a força vertical de instalação atuando em toda a altura do passo da hélice, EQ. 4.78 e t é a espessura da hélice.

$$K_p = (1 + \sen \phi) / (1 - \sen \phi) \quad (4.71)$$

$$K'_p = 0,3K_p \quad (4.72)$$

$$K_f = \tan \delta \quad (4.73)$$

$$K_A = (1 - \sen \phi) / (1 + \sen \phi) \quad (4.74)$$

$$\psi = \tan^{-1} [p / (\pi D_{av})] \quad (4.75)$$

$$A_t = (2/\pi) [(\pi D/4)Z_1 + p^2 \ln(\pi D/2 + Z_1) - (\pi d_{sup}/4)Z_2 - p^2 \ln(\pi d_{sup}/2 + Z_2)] \quad (4.76)$$

$$A_b = (2/\pi) [(\pi D/4)Z_1 + p^2 \ln(\pi D/2 + Z_1) - (\pi d_{inf}/4)Z_2 - p^2 \ln(\pi d_{inf}/2 + Z_2)] \quad (4.77)$$

$$F = 0,5\gamma HK_p(1+p)p \quad (4.78)$$

Onde Z_1 e Z_2 são constantes dadas pelas EQ. 4.79 e 4.80.

$$Z_1 = \sqrt{(\pi D)^2 / 4 + p^2} \quad (4.79)$$

$$Z_2 = \sqrt{(\pi d_{inf})^2 / 4 + p^2} \quad (4.80)$$

É proposta uma correlação, com a qual a capacidade de carga das estacas helicoidais pode ser prevista pela medida do torque de instalação. Um fator de torque, F_t , EQ. 4.81, similar ao fator de capacidade de carga, N_q , EQ. 4.82, foi estabelecido para expressar o torque de instalação na forma adimensional.

$$F_t = \frac{T}{\gamma AHp} \quad (4.81)$$

$$N_q = \frac{Q_u}{\gamma AH} \quad (4.82)$$

Quando plotados os dois fatores em um gráfico, foi observada a existência de uma relação. Isso sugere que o fator de capacidade de carga, e o fator de torque são equivalentes, assim foi proposta a EQ. 4.83 correlacionando os dois fatores.

$$\left[\frac{Q_u}{\gamma AH} \right] = 2 \left[\frac{T}{\gamma AHp} \right]^{1,1} \quad (4.83)$$

Apesar desta relação ter sido realizada para estacas com apenas uma hélice, a correlação pode ser expressa para outros tipos de estacas, desde que seja feita uma correção apropriada. GHALY (1995), ajusta a EQ. 4.83 com resultados de uma série de ensaios para a EQ. 4.84.

$$\left[\frac{Q_u}{\gamma AH} \right] = 2,30 \left[\frac{T}{\gamma AHp} \right]^{0,96} \quad (4.84)$$

III- RAO ET AL (RPS&J) – ARGILA

RAO et al (1989), observaram a existência de uma relação entre o torque de instalação e a capacidade de carga, e uma relação entre a resistência não drenada obtida pelo ensaio da palheta, S_r , e o torque de instalação, EQ. 4.85.

$$T = 2A_a S_r (h + D_a / 3) \quad (4.85)$$

Onde T é o torque de instalação, A_a a área do diâmetro médio, h é a distância entre as hélices e D_a o diâmetro médio das hélices.

Utilizando o torque de instalação nesta equação, determina-se o valor da resistência não drenada, S_r , que pode ser utilizada como valor da resistência de coesão, c, na EQ. 4.27. Assim tem-se a EQ. 4.86 que relaciona a capacidade de carga com o torque de instalação.

$$Q_u = A_a N_c S_r + S_r A_{pha} + \alpha S_r A_{ps} \quad (4.86)$$

Onde N_c , S_r , A_{pha} , α , A_{ps} e A_a como definidos anteriormente.

4.4 PROVAS DE CARGA

Uma prova de carga, por meio da curva carga x deslocamento, mostra o comportamento da estaca sob ação de um carregamento. O ideal é que, as provas de carga sejam realizadas até que com um pequeno acréscimo de carga, o deslocamento tenda ao infinito. No entanto, muitas vezes é difícil atingir a ruptura no campo, ou pode-se ter uma falsa idéia de ruptura, devido a variações de escala. Assim, optou-se por realizar a análise das provas de carga pelas extrapolações propostas por Van der Veen e pelo método da rigidez.

4.4.1 ANÁLISE DA CARGA DE RUPTURA SEGUNDO VAN DER VEEN (VdV)

A carga de ruptura de estacas, é normalmente definida como a carga em que com um acréscimo infinitesimal, ocorre um deslocamento infinitamente alto. Desta forma, a curva carga deslocamento atinge o ponto em que se move verticalmente para baixo (Van der Veen, 1953).

Dependendo da escala em que o deslocamento é impresso, a forma da curva varia causando a sensação de ruptura ou não. Ainda, a forma da curva é influenciada pelo tempo em que cada estágio de carregamento foi mantido. Assim, a forma da curva recai em uma função conhecida na área da biologia, que descreve o crescimento de um indivíduo em relação ao tempo (Van der Veen, 1953) e pode ser generalizada, conforme propôs o eng^o Nelson Aoki reescrevendo-a EQ. 4.87 (Alonso, U.R., 1991).

$$Q = Q_u \left(1 - e^{-(\alpha z + \beta)} \right) \quad (4.87)$$

Onde Q e z são respectivamente os pontos de carga e deslocamento da curva carga x deslocamento, Q_u é a carga de ruptura e α e β são coeficientes, que dependem da forma da curva.

Os coeficientes α e β , são determinados pela reta que representa a curva entre z e $\ln(1-Q/Q_u)$.

4.4.2 ANÁLISE DA CARGA DE RUPTURA SEGUNDO O MÉTODO DA RIGIDEZ (MR)

As teorias existentes, tentam prever a carga máxima que uma determinada fundação, em um dado solo, pode suportar antes da ruptura, o que é a sua capacidade de carga. Décourt (1999), analisou o problema da ruptura, e foram diferenciados dois conceitos de ruptura: carga de ruptura convencional e carga de ruptura física.

A carga de ruptura convencional é definida como sendo a carga que corresponde a um deslocamento de 10% do diâmetro da estaca. A carga de ruptura física é a carga que corresponde a um deslocamento infinito. Assim, a única forma de determinar a carga de ruptura física é por extrapolações (Décourt, 1999).

A carga de ruptura convencional é determinada pela relação entre o logaritmo das cargas e o logaritmo dos deslocamentos encontrados nas provas de carga. Já a carga de ruptura física é extrapolada da curva de rigidez em relação à carga das provas de carga, adotando a rigidez de 10% da carga de ruptura convencional, como a rigidez correspondente à ruptura física.

5

METODOLOGIA

5.1 INTRODUÇÃO

Todo e qualquer projeto de fundações exige, no mínimo, a determinação da capacidade de carga do conjunto fundação-solo. Quanto ao solo propriamente dito, dois são os aspectos geralmente considerados relevantes. O primeiro diz respeito à sua identificação e caracterização. O segundo diz respeito à avaliação de suas propriedades geotécnicas, tais como a resistência ao cisalhamento e a compressibilidade (DÉCOURT, 2004).

5.2 ÁREA EXPERIMENTAL

A Companhia Energética de Minas Gerais – CEMIG, disponibilizou uma área experimental, de aproximadamente 230 m², para o estudo ao lado do pátio da Subestação Vespasiano 2 – MG.

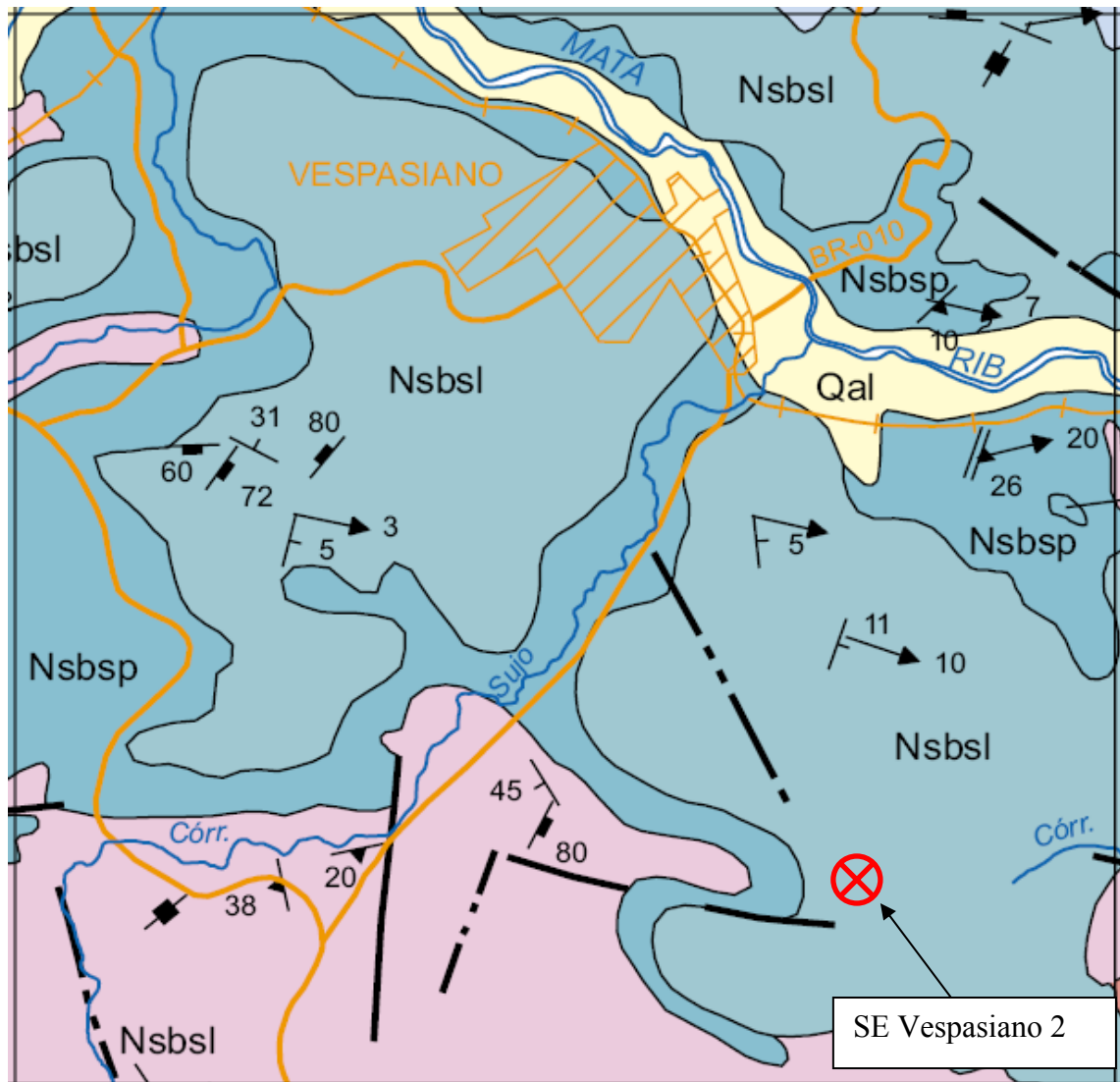
Durante a execução da obra (subestação Vespasiano 2), constatou-se a ocorrência de filito nos taludes cortados ao redor da subestação, local de realização das provas de carga, FIG.5.1.



FIGURA 5.1 Imagem da Subestação Vespasiano 2, com identificação da localização da área experimental.

FONTE: Google Earth.

De acordo com a Carta Geológica – Belo Horizonte SE.23-Z-C-VI, Escala 1:100.000-CPRM-2000, FIG. 5.2 , a área experimental está localizada sobre o Grupo Bambuí, Formação Sete Lagoas, Membro Lagoa Santa com os seguintes litótipos: Calcários puros, escuros, finos (calcarenitos, calcissiltitos, espatito, estromatolitos) com níveis grafitosos e piritosos subordinados.



Idade	Divisão estratigráfica Complexo/Grupo/Formação/ Membro/Unidade/Fácies		Simbologia	Dados Geocrono- lógicos	Litótipos	Metamorfismo/ deformação	Litoambiência
NEOPROTEROZOICO	SUPERGRUPO SÃO FRANCISCO	GRUPO BAMBUI	Formação Serra de Santa Helena	Nsbh	Metapelitos, filitos e ardósias calcíferas, lentes de calcário cinza impuro com níveis cloríticos na base. Filitos ritmicos arenopelíticos e manganésiferos na base.	Parcialmente afetada por Dn+1	Ambiente marinho sub-litorâneo relativamente profundo, transgressivo.
			Formação Sete Lagoas	Nsbs	Calcário cinza a cinza escuro com níveis grafitosos, metassiltitos, filitos, calciofilitos, calcários marmorizados e dolomíticos na parte basal.	Dn+1	Sistema prográdante em ambiente plataforma com zona de infra e supramaré. Sequências química e ciclo regressivo para o Membro Lagoa Santa.
		GRUPO	Membro Lagoa Santa	Nsbsl	Calcários puros, escuros, finos (calcarenitos, calcissiltitos, espátito, estromatolitos) com níveis grafitosos e piritosos subordinados.	Dn+1	Seqüência detrítico-química e ciclo transgressivo para o Membro Pedre Leopoldo.
			Membro Pedro Leopoldo	Nsbsp	Metassiltitos, filitos, calciofilitos, calcários silicosos cinza escuros, marmorizados, dolomíticos por vezes (microespátitos, espátitos, laminitos algais).	Dn+1	
	GRUPO MACAUBAS			Nsm		Conglomerados polimícticos com matriz grauvaquiana, metaconglomerados de matriz suportados (diamictitos), filitos, meta-roséos, quartzitos brancos, roséos e cinzentos com estratificações cruzadas, metaarenitos conglomeráticos.	Dn+1

FIGURA 5.2 Modificado de Carta Geológica – SE.23-Z-C-VI – Quadrante 7816-7824/608-616.

Para investigar as características do solo, foram realizadas quatro sondagens de simples reconhecimento com medida de torque, SPT-T-1 a SPT-T-4, e um poço de inspeção para retirada de amostras para ensaios de laboratório, P-1, cuja localização se apresenta na FIG. 5.3.

A localização dos pontos onde foram feitas as provas de carga, estão indicadas respectivamente como T-1 e T-2 para as provas de carga à tração e C-1, C-2 e C-3 para as provas de carga à compressão, em planta na FIG. 5.3. A distância entre as estacas foi escolhida de forma a atender ao dobro do sugerido na NBR-12131/96, que especifica uma distância de pelo menos 1,5 m do eixo da estaca, ao ponto mais próximo do apoio do sistema de reações. Assim, a distância entre as estacas ficou sendo de aproximadamente 3,0 m.

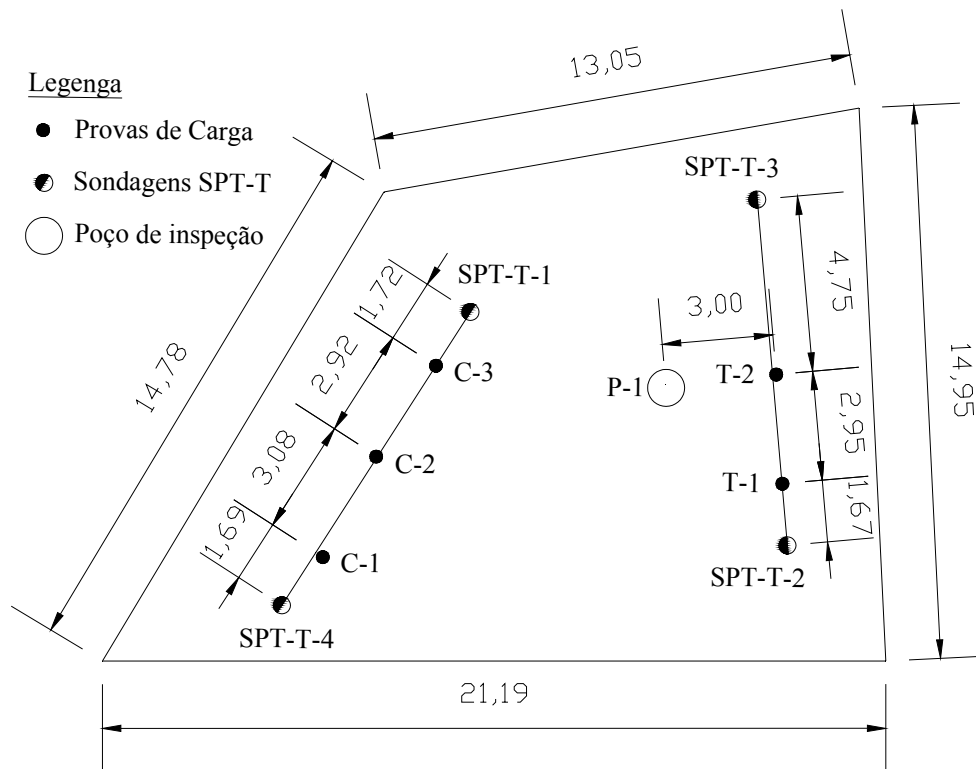


FIGURA 5.3 Localização das sondagens, poço e estacas teste, dimensões em metros.

As sondagens SPT-T-1 e SPT-T-2 foram realizadas antes da fabricação da estaca e serviram como base para a definição da configuração da estaca. As sondagens SPT-T-3

e SPT-T-4, foram realizadas após as provas de carga T-1 e T-2, juntamente com o poço de inspeção.

5.3 CONFIGURAÇÃO E INSTALAÇÃO DA ESTACA

Com os resultados obtidos nas sondagens SPT-T-1 e SPT-T-2 (ANEXO A), foi selecionada uma configuração de estaca, utilizando o gráfico da FIG. 3.13, que relaciona o N_{SPT} com a capacidade de carga para vários números e diâmetros de hélices, e recomendações do fabricante para espessura das hélices, de maneira que, com os equipamentos disponíveis, cilindro hidráulico com capacidade de 500 kN e 150 mm de pistão e viga de reação com capacidade de 1000 kN, pudesse ser atingida a ruptura do sistema estaca-solo nas provas de carga.

Para a fabricação da estaca metálica helicoidal, foi utilizado aço corten 500 e adotada a seguinte configuração: duas hélices; hélice do topo com diâmetro $D_1 = 35,56$ cm a uma profundidade $H_1 = 178$ cm a partir do nível do terreno (NT); hélice inferior com diâmetro $D_2 = 30,48$ cm a uma profundidade $H_2 = 269$ cm, também a partir do (NT); distância entre as hélices $h = 91,00$ cm; passo das hélices $p = 7,5$ cm e diâmetro do fuste $d = 10,16$ cm, FIG. 5.4a e 5.4b.

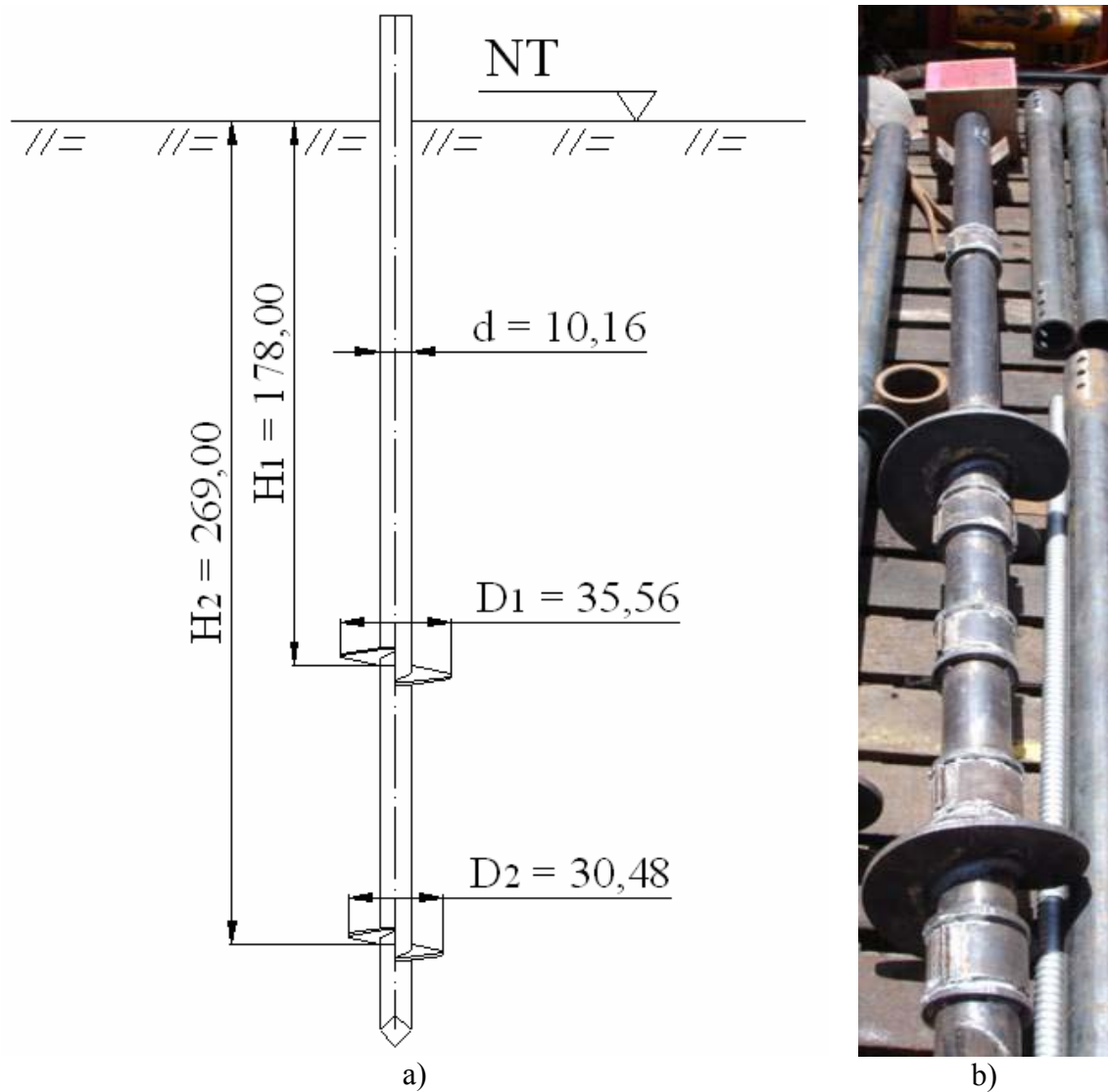


FIGURA 5.4 Estaca teste, dimensões em centímetros.

Para o processo de cravação da estaca foi utilizada uma retroscavadeira Caterpillar modelo 416D, FIG.5.5a, onde foi adaptado um motor hidráulico, para a aplicação de torque, FIG. 5.5b.



FIGURA 5.5 Retroescavadeira: a) 416D; b) Motor hidráulico.

Para determinar o valor do torque aplicado na estaca durante sua cravação, foi instalado na ponta do sistema de aplicação de torque um torquímetro digital, ligando este sistema ao topo da estaca, FIG. 5.6.



FIGURA 5.6 Sistema de Aplicação de Torque, Torquímetro digital e Estaca.

A instalação da estaca no terreno, foi realizada por meio da aplicação de um torque rotacional no sentido horário, fazendo com que as hélices girassem para dentro do solo com uma pequena carga para iniciar a penetração, FIG. 5.7a. Este procedimento durou apenas alguns minutos. Durante a instalação, foi medido o torque a cada metro e, para

garantir que a estaca seja instalada verticalmente, foi utilizado um prumo de bolha, FIG. 5.7b. Quando era verificada alguma inclinação, esta era corrigida pela retroescavadeira.

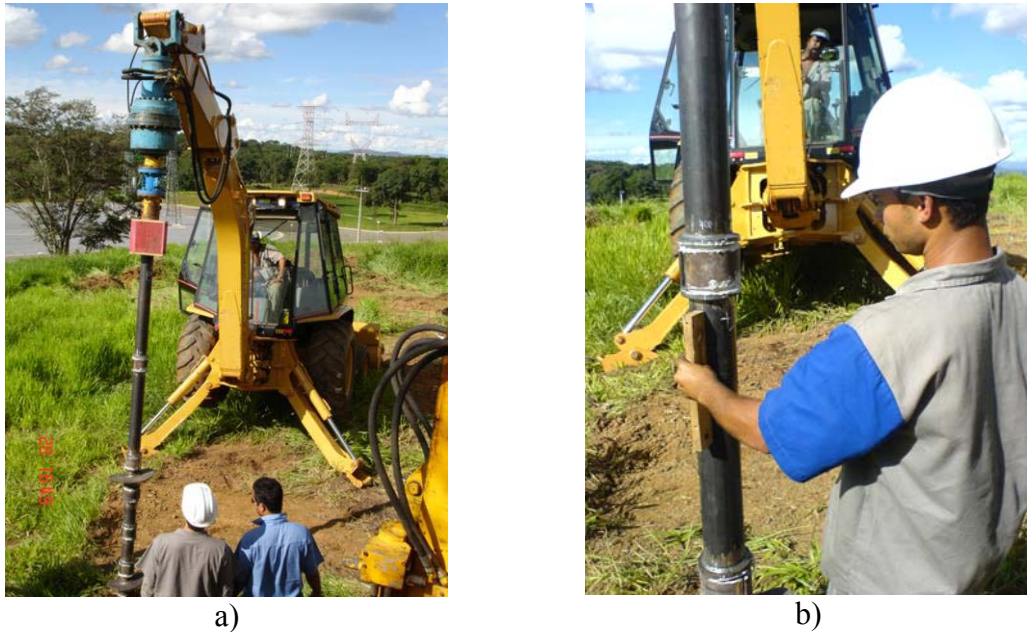


FIGURA 5.7 a) Instalação; b) Ajuste do Prumo.

5.4 INSTRUMENTAÇÃO DA ESTACA

Com o objetivo de estudar como ocorre a transferência de carga ao longo do fuste da estaca, extensômetros elétricos (strain gages) foram colados ao longo do fuste, para fornecer, durante os ensaios, os valores de deformação.

Foram selecionadas 7 seções principais de variação de carga ao longo do fuste, FIG. 5.8, onde em cada uma destas seções foram instalados 4 extensômetros, TAB. 5.1, dispostos no sentido longitudinal ao fuste e espaçados de forma que, cada um ficasse em lado oposto a um outro.

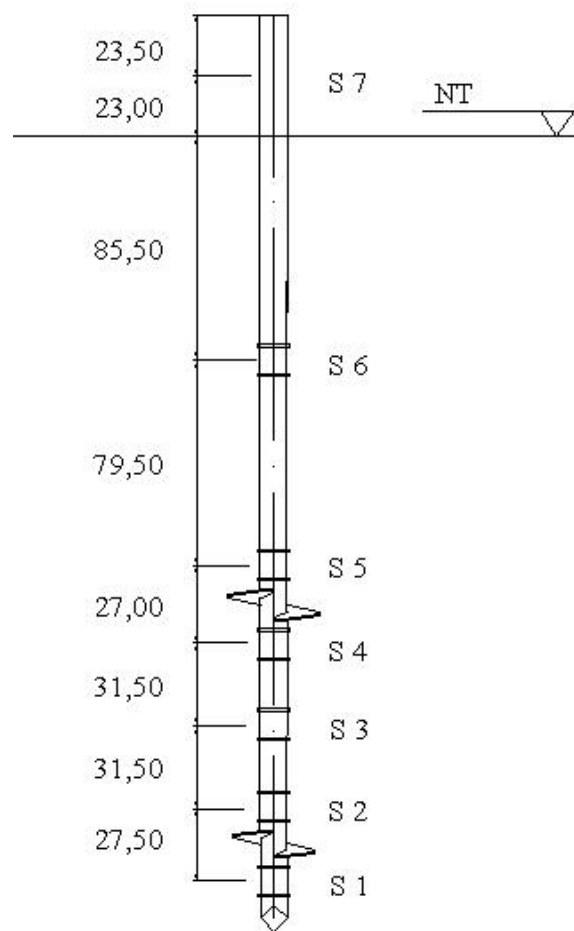


FIGURA 5.8 Seções de extensometria na estaca teste, dimensões em cm.

TABELA 5.1 Características dos Extensômetros Utilizados.

Prova de Carga	Modelo	Comp. (mm)	Largura (mm)	Resistência (Ω)	Fator Gage
Tração	L2A-06-125LW-120	3,18	1,78	120,0 \pm 0,6%	2,080 \pm 0,5%
Compressão	L2A-06-250LW-120	6,35	2,54	120 \pm 0,6%	2,065 \pm 0,5%

As seções foram escolhidas de forma a ter uma seção de referência fora do solo, S7, uma seção entre a primeira hélice e o nível do terreno, S6, seções onde pudessem ser obtidas as deformações antes e depois de cada hélice, S5, S4, S2 e S1, e entre as hélices, S3.

Foi solicitado, ao fabricante da estaca, a soldagem de anéis, entre os pontos que seriam colados os extensômetros, de forma a proteger os extensômetros contra o atrito que

ocorre no fuste durante a instalação da estaca. Entre estes anéis foi colocada uma luva metálica.

Definidas as seções da instrumentação, iniciaram-se os processos de preparação da superfície, colagem, soldagem dos fios e proteção física dos extensômetros, FIG. 5.9.

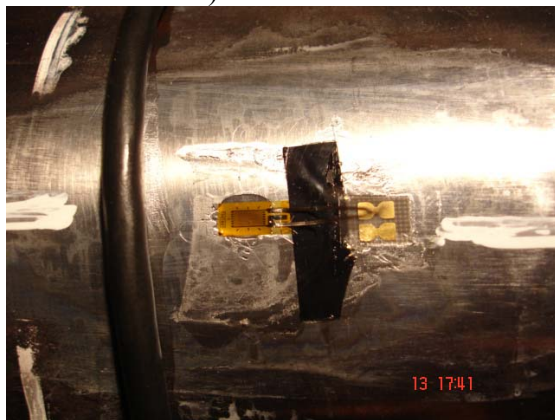
Optou-se por utilizar a ligação um quarto de ponte, para a leitura dos extensômetros, já que não se tinha certeza de quais extensômetros estariam funcionando após a instalação, e no caso de perda de um extensômetro, não impediria a leitura dos demais.



a) Estaca teste



b) Preparação da superfície



c) Extensômetro colado



d) Proteção com silicone



e) Luva de proteção



f) Estaca pronta para ensaio

FIGURA 5.9 Preparação da superfície, colagem e proteção dos extensômetros.

5.5 PROVAS DE CARGA

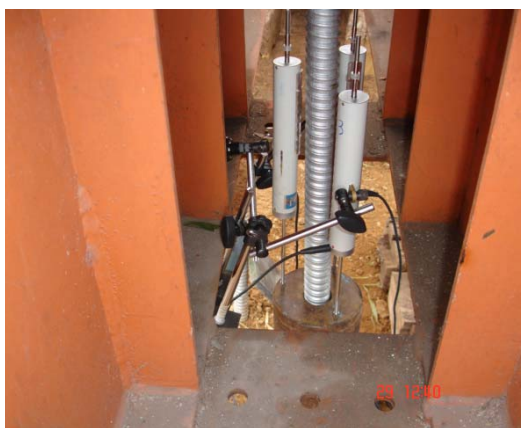
As provas de carga foram executadas em sistema de ação e reação, utilizando uma viga metálica com capacidade de carga de 1000 kN e duas fogueiras de dormentes, para as provas de carga de tração, FIG. 5.10 e quatro estacas metálicas helicoidais de reação para as provas de carga de compressão, FIG. 5.11. Para aplicação dos carregamentos, foi utilizado um sistema de cilindro-bomba hidráulico, com capacidade de 500 kN e cursor de 150 mm. Para leitura dos carregamentos aplicados, foi utilizada uma célula de pressão acoplada à bomba hidráulica. Este sistema de aplicação de carga foi calibrado no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas – LAEES, da Escola de Engenharia da UFMG, com a utilização de anel dinanométrico de 500 kN e relógio comparador de calibração (0,01 – 10 mm). A leitura dos deslocamentos foi feita por três transdutores de deslocamento, com capacidade de 100 mm, FIG. 5.12a, posicionados sobre a cabeça da estaca. A célula de pressão e os transdutores de deslocamento, foram ligados a um sistema de aquisição de dados que durante as provas de carga captou os dados dos aparelhos a uma frequência de 20 Hz, FIG. 5.12b. Todo o sistema da prova de carga foi protegido contra intempéries, como pode ser observado nas FIG. 5.10 e 5.11.



FIGURA 5.10 Sistema de ação e reação à tração.



FIGURA 5.11 Sistema de ação e reação à compressão.



a)



b)

FIGURA 5.12 a) Transdutores de deslocamento; b) Sistema de aquisição de dados.

Optou-se por utilizar a mesma estaca para todas as provas de carga, tendo em vista que ela pode ser reaproveitada. Após o final de cada prova de carga, a estaca era retirada com um torque rotacional no sentido anti-horário, FIG. 5.13, em seguida era feita uma inspeção visual para verificação de danos nas hélices e no fuste. Na inspeção visual das hélices, foi verificado que não ocorreram alterações no passo das hélices, e que elas não apresentaram danos, como empenamentos e pontas amassadas. Na inspeção do fuste, verificou-se que não ocorreram alargamentos dos furos de ligação da estaca com o equipamento, o que representaria um escoamento do aço. Não foi verificado

desalinhamento das hélices ao longo do fuste, que representaria a ocorrência de escoamento devido à torção no fuste. Logo, procedia-se à instalação da estaca no próximo local, para a realização de outra prova de carga.



FIGURA 5.13 Desinstalação.

As provas de carga foram realizadas de acordo com a NBR-12131/92, com carregamento rápido consistindo, basicamente, da aplicação de esforços estáticos crescentes axiais à estaca e registro dos deslocamentos correspondentes. Adotou-se o ensaio com carregamento em estágios rápidos, visando a ruptura do sistema estaca-solo, já que as bibliografias descrevem que existe pouca diferença entre os resultados dos dois tipos provas de carga, como citado no capítulo 3.2.1.

O carregamento rápido nas provas de carga, foi realizado em estágios iguais e sucessivos de 10 kN para a tração e 25 kN para compressão. Em cada estágio, a carga foi mantida durante 5 minutos independente da estabilização dos deslocamentos. Os deslocamentos foram medidos durante toda a prova de carga. Atingida a carga máxima do ensaio, o descarregamento foi feito em, no mínimo quatro estágios, mantidos por 5 minutos, com leitura dos deslocamentos.

6

RESULTADOS E ANÁLISE

Neste capítulo, são apresentados os resultados das sondagens, ensaios de laboratório, assim como os resultados das provas de carga, sua interpretação, os resultados da extensometria e a transferência de carga ao longo do fuste. Também são apresentados os resultados dos cálculos pelos diversos métodos teóricos, semi-empíricos e empíricos e as comparações e análises entre os resultados obtidos.

6.1 SONDAGENS E ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Os perfis geotécnicos das sondagens, estão apresentados nas FIG. 6.1 e 6.2 para as provas de carga à tração e compressão, respectivamente.

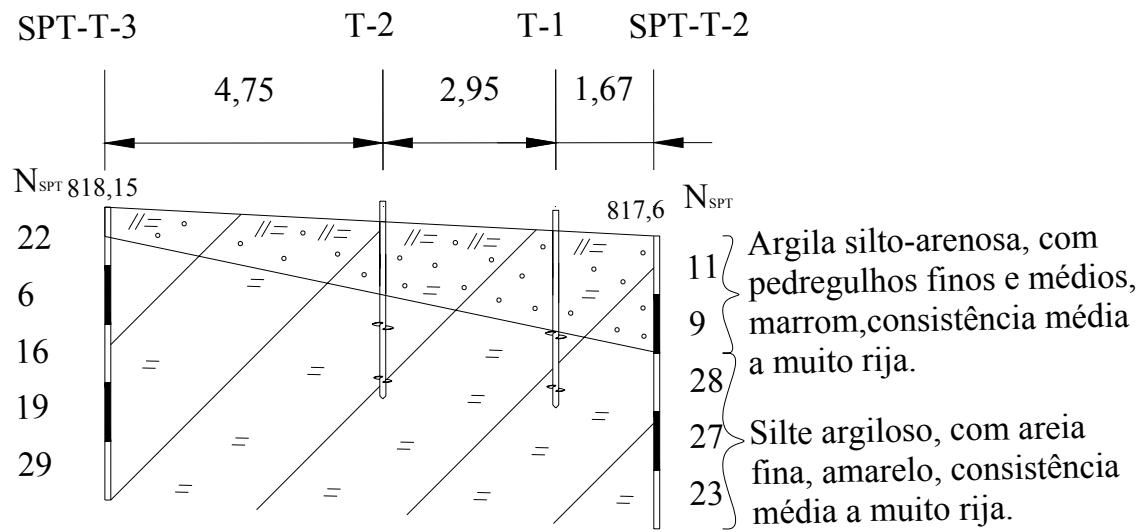


FIGURA 6.1 Perfil geotécnico, provas de carga à tração, dimensões em metros.

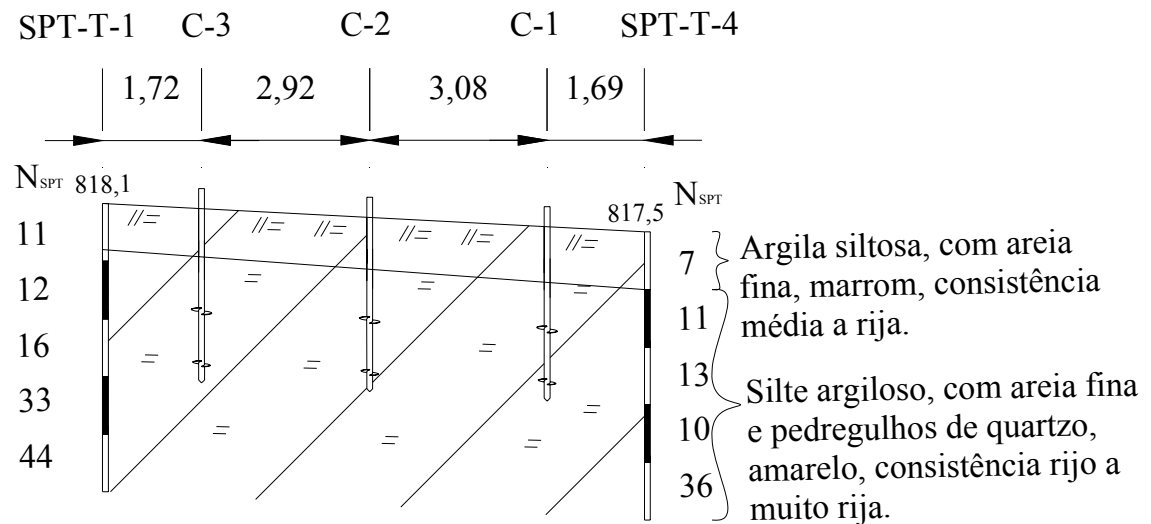


FIGURA 6.2 Perfil geotécnico, provas de carga à compressão, dimensões em metros.

Segundo as sondagens, a classificação do solo é principalmente silto-argiloso. Como estimativa preliminar dos parâmetros do solo, peso específico (γ) e coesão (c), foram adotadas as indicações de GODOY citado por CINTRA, J.C.A.; AOKI, N. (1999), TAB. 6.1 e TEIXEIRA, A.H., GODOY, N.S. (1996), EQ 6.1, respectivamente, para a aplicação dos métodos teóricos, como mostrado na TAB. 6.2.

TABELA 6.1 Peso específico de solos argilosos.

N (golpes)	Consistência	γ (kN/m ³)
≤ 2	Muito mole	13
3-5	Mole	15
6-10	Média	17
11-19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: CINTRA e AOKI, 1999. pg. 12.

$$c = 0,01N \text{ (MPa)} \quad (6.1)$$

TABELA 6.2 Parâmetros do solo segundo ensaios SPT das sondagens.

SPT	Classificação	Profundidade (m)	N _{SPT}	T (N.m)	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)
SPT-T-1	Argila siltosa com areia fina	0	11	80	19	110
	Silte argiloso com areia fina	1	12	170	19	120
	Silte argiloso com areia fina	2	16	210	19	160
	Silte argiloso com areia fina	3	33	400	21	330
	Silte argiloso com areia fina	4	44	400	21	440
SPT-T-2	Argila silto-arenosa	0	11	150	19	110
	Argila silto-arenosa	1	9	80	17	90
	Silte argiloso com areia fina	2	28	350	21	280
	Silte argiloso com areia fina	3	27	400	21	270
	Silte argiloso com areia fina	4	23	380	21	230
SPT-T-3	Argila siltosa com areia fina	0	22	170	21	220
	Silte argiloso com areia fina	1	6	130	17	60
	Silte argiloso com areia fina	2	16	290	19	160
	Silte argiloso com areia fina	3	19	38	19	190
	Silte argiloso com areia fina	4	29	400	21	290
SPT-T-4	Argila siltosa com areia fina	0	7	40	17	70
	Silte argiloso com areia fina	1	11	110	19	110
	Silte argiloso com areia fina	2	13	180	19	130
	Silte argiloso com areia fina	3	10	150	17	100
	Silte argiloso com areia fina	4	36	400	21	360

Os resultados dos ensaios de massa específica dos grãos, limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP), assim como o índice de plasticidade, são apresentados na TAB. 6.3.

TABELA 6.3 Massa específica dos grãos e limites de consistência.

Profundidade (m)	Massa específica dos grãos (g/cm ³)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Grupo	Classificação
0	2,70	48	34	14	ML	Silte arenoso
1	2,75	47	29	18	ML	Silte c/ areia
2	2,73	40	27	13	ML	Silte
3	2,75	41	28	13	ML	Silte c/ areia
4	2,74	38	29	9	ML	Silte

As porcentagens de cada fração do solo e as curvas granulométricas, resultantes dos ensaios de granulometria, são apresentadas na TAB. 6.4 e na FIG 6.3, respectivamente.

TABELA 6.4 Frações constituintes do solo segundo a ABNT e a ASTM.

Profundidade (m)	ABNT				ASTM			
	pedregulho	areia	silte	argila	pedregulho	areia	silte	argila
0	21%	18%	33%	28%	14%	20%	38%	28%
1	10%	16%	45%	29%	4%	16%	50%	29%
2	2%	22%	61%	15%	1%	14%	70%	15%
3	4%	16%	61%	19%	1%	15%	65%	19%
4	0%	19%	75%	6%	0%	13%	81%	6%

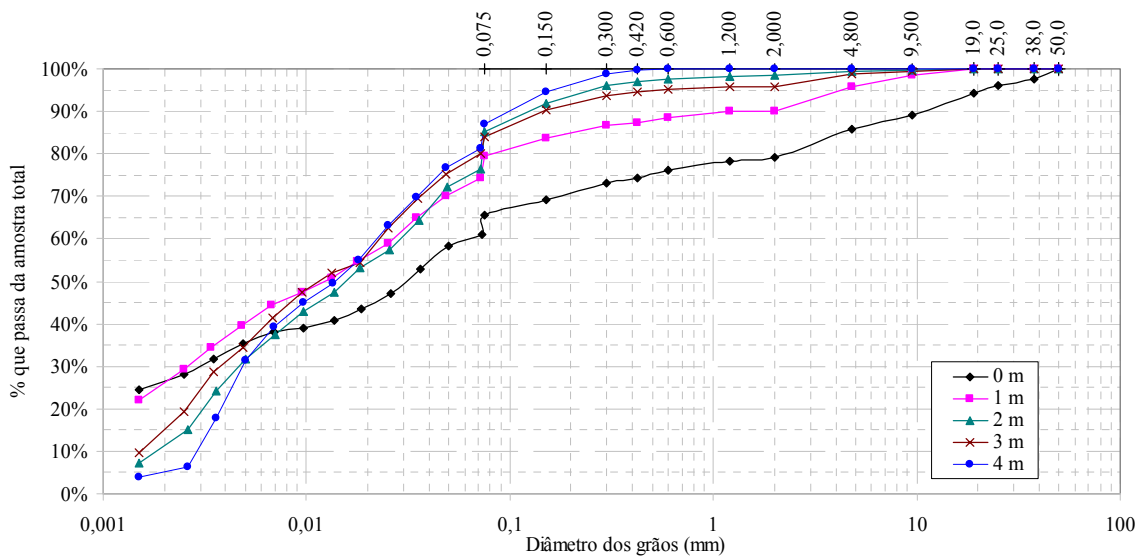


FIGURA 6.3 Curva granulométrica para cada profundidade.

Com o objetivo de se obter a classificação e caracterização das amostras segundo a metodologia MCT foram realizados ensaios de compactação miniatura - Mini-MCV (DNER - ME 258/94) e perda de massa por imersão (DNER-ME 256/94) que apresentaram os resultados da FIG. 6.4 e TAB. 6.5.

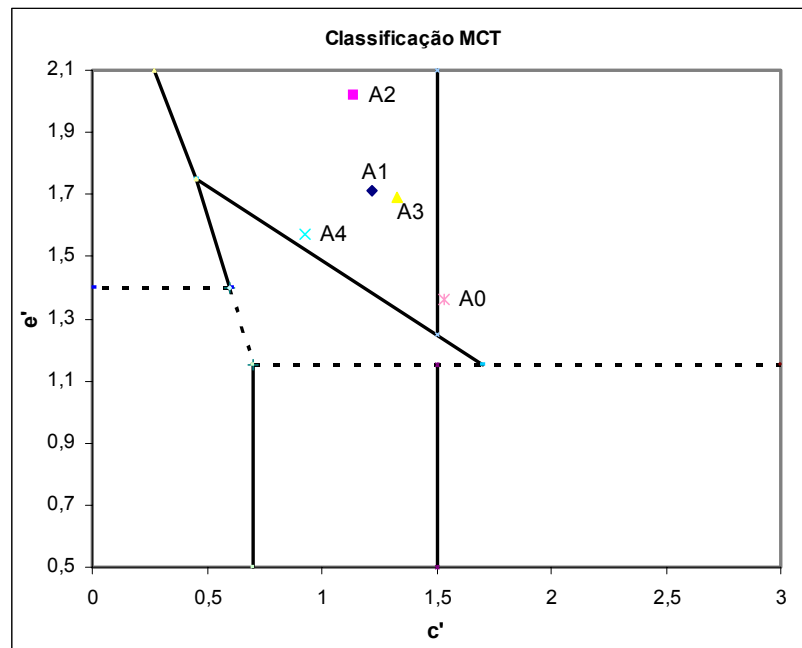


FIGURA 6.4 Classificação MCT para cada profundidade.

TABELA 6.5 Classificação segundo a metodologia MCT.

Amostra	Coefficiente c'	Coefficiente e'	Classificação
0	1,53	1,36	NG'
1	1,22	1,71	NS'
2	1,14	2,02	NS'
3	1,33	1,69	NS'
4	0,93	1,57	NS'

Onde a classificação NS', abrange os solos siltosos não lateríticos, siltes caulíníticos e micáceos, siltes arenosos e siltes argilosos não-lateríticos e dentro do grupo NG', estão incluídos os solos de comportamento não-laterítico: argilas, argilas siltosas e argilas arenosas.

Para a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, foram realizados ensaios de compressão simples e de cisalhamento direto em corpos-de-prova, obtidos dos blocos indeformados.

A TAB. 6.6 apresenta os índices físicos dos corpos-de-prova, tais como teor de umidade, índice de vazios, grau de saturação e peso específico, e a coesão obtida pelos ensaios de compressão simples.

TABELA 6.6 Índices físicos e coesão obtido por ensaios de compressão simples.

Profundidade (m)	w	e	S	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)
0	23%	1,34	44%	13,9	43,5
1	22%	0,85	73%	18,2	44,2
2	17,3	0,60	80%	20,2	151,7
3	12%	0,62	54%	19,0	184,4
4	17%	0,79	58%	17,9	194,7

As envoltórias de resistência, para cada profundidade, são apresentadas na FIG. 6.5. A inclinação das curvas representa o ângulo de atrito interno do solo, ϕ' , enquanto a constante representa a coesão do solo, c' .

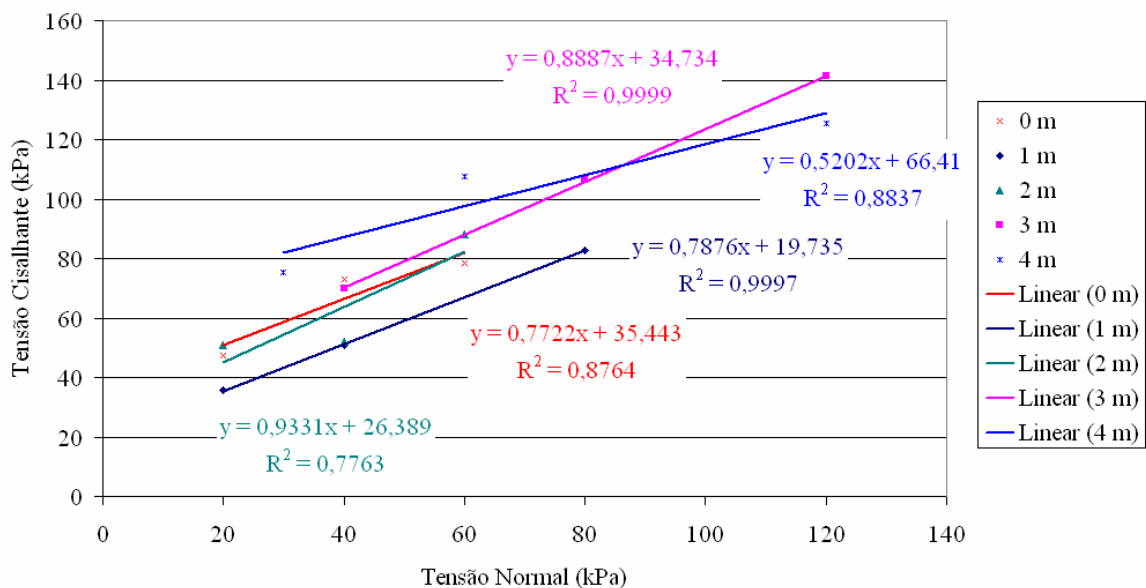


FIGURA 6.5 Envoltórias de resistência para cada profundidade, ensaios de cisalhamento direto.

A TAB. 6.7, apresenta os resultados dos ensaios de cisalhamento direto de cada profundidade e os índices físicos.

TABELA 6.7 Índices físicos, ângulo de atrito interno e coesão para cada profundidade, segundo os ensaios de cisalhamento direto.

Profundidade (m)	w	e	S	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kN/m ²)
0	25%	1,00	66%	16,8	37,7	35,4
1	25%	1,14	59%	16,0	39,0	19,7
2	17%	0,66	70%	19,2	43,0	26,4
3	17%	0,59	80%	19,9	41,6	34,7
4	18%	0,67	76%	19,5	27,5	66,4

Para a determinação da colapsibilidade do solo, foram realizados ensaios de adensamento do tipo simples com inundação, em diferentes tensões, nos corpos-de-prova obtidos dos blocos indeformados.

Segundo a norma D 5333-92 da ASTM, o índice de colapsibilidade, I_c , pode ser calculado segundo a EQ. 6.2, e a classificação do solo pode ser determinada segundo a TAB. 6.8.

$$I_c = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (6.2)$$

Onde: Δe é a variação do índice de vazios após a inundação e e_0 é o índice de vazios inicial.

TABELA 6.8 Relação entre o grau e índice de colapsibilidade.

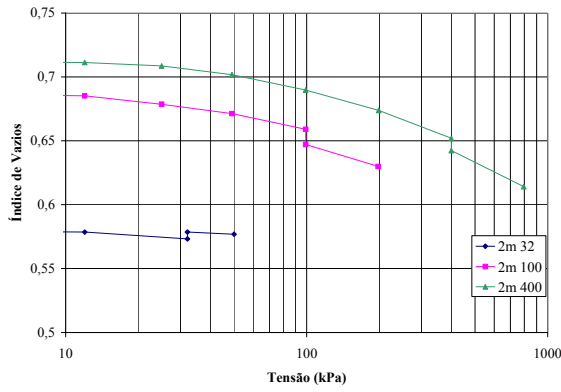
Grau de Colapsibilidade	I_c
Nenhum	0,0
Leve	0,1 a 2,0
Moderado	2,1 a 6,0
Moderadamente Severo	6,1 a 10,0
Severo	>10

A TAB. 6.9, apresenta a campanha de ensaios de adensamento unidimensional com diversas tensões de inundação e o índice de colapsibilidade do solo, nas profundidades indicadas.

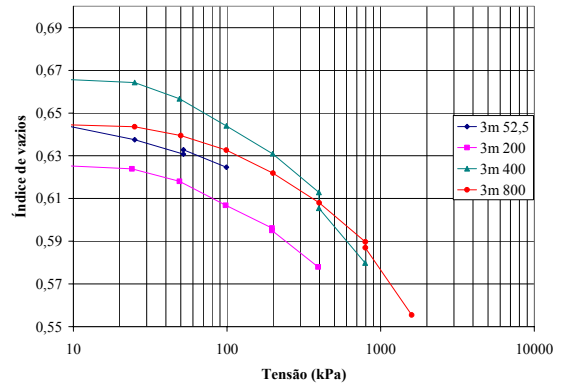
TABELA 6.9 Ensaio de adensamento com tensão de inundação, índice e grau de colapsibilidade.

Ensaio	Prof. 2 m			Prof. 3 m				Prof. 4 m				Prof. 5 m			
	Estágios kPa	I _c	Grau	Ensaio	Estágios	I _c	Grau	Ensaio	Estágios kPa	I _c	Grau	Ensaio	Estágios kPa	I _c	Grau
1	12	0,1	Leve	1	25	-0,1	Nenhum	1	25	0,1	Leve	1	25	0,2	Leve
	32				52				50				50		
	32				52				72				90		
	50				100				72				90		
									100				200		
2	12	0,7	Leve	2	24	0,1	Leve	2	25	-0,1	Nenhum	2	25	-0,1	Nenhum
	25				49				49				49		
	49				98				99				99		
	99				196				198				198		
	99				196				198				198		
	198				392				396				396		
3	12	0,6	Leve	3	25	0,5	Leve	3	25	0,8	Leve	3	25	0,2	Leve
	25				49				49				49		
	49				99				99				99		
	99				198				198				198		
	199				396				396				398		
	398				396				792				795		
	398				792				792				795		
	795								1583				1591		
													1591		
			4	25	0,2	Leve	4	25	1,4	Leve	4	25	0,7	Leve	
			50	50				50							
			99	99				99							
			199	199				196							
			398	398				392							
			795	795				783							
			795	1591				1566							
			1591	1591				1566							

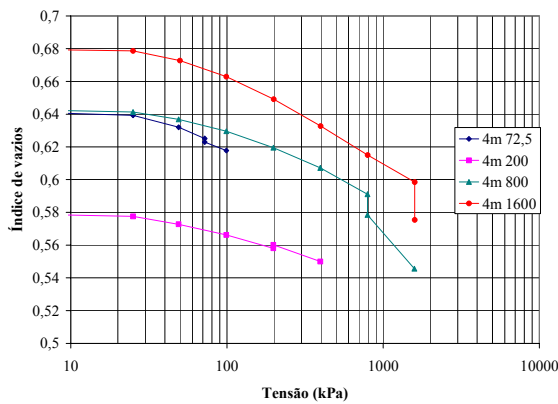
Na FIG 6.6, apresentam-se as curvas de adensamento para cada profundidade.



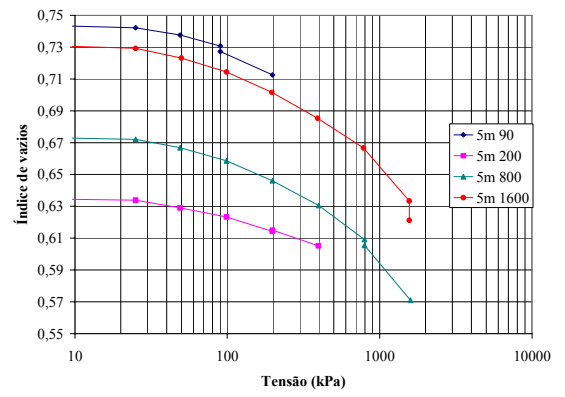
a)



b)



c)



d)

FIGURA 6.6 Adensamento unidimensional com inundação, para a determinação do Índice de Colapsibilidade do solo, para as profundidades: a) 2 m; b) 3 m; c) 4 m e d) 5 m.

Observa-se que o Índice de Colapsibilidade, I_c , variou de -0,1 a 1,4, o representa um solo com nenhum a um leve grau de colapsibilidade.

6.2 PROVAS DE CARGA À TRAÇÃO

Foram programados estágios para provas de carga do tipo rápido, segundo a NBR-12131/96. Em cada estágio, a carga variou de 10 kN até a carga de ruptura, totalizando 18 estágios para cada prova de carga.

As FIG. 6.7 e 6.8, apresentam as curvas de carregamento em relação ao tempo das provas de carga T-1 e T-2 respectivamente, e pode-se observar nitidamente os estágios de carregamento rápido.

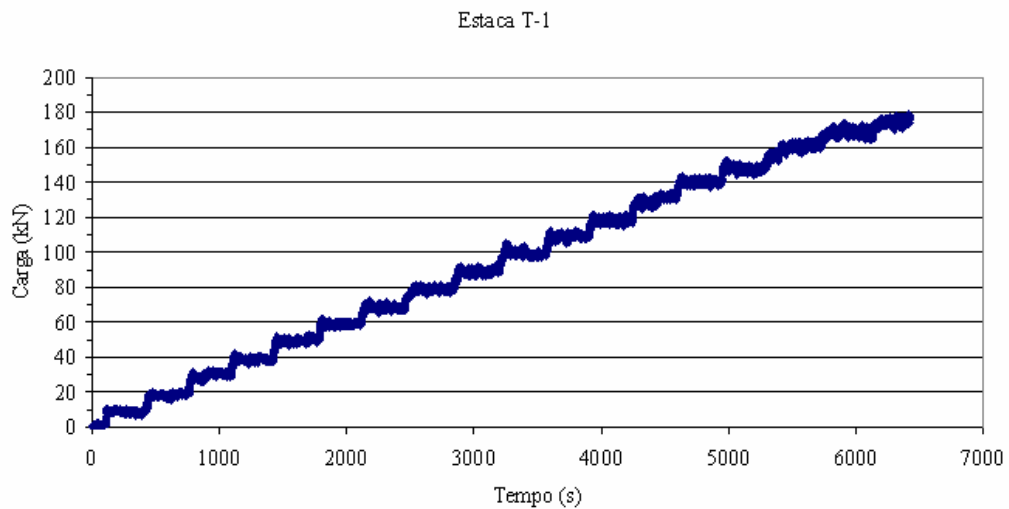


FIGURA 6.7 Carga x Tempo da prova de carga à tração T-1

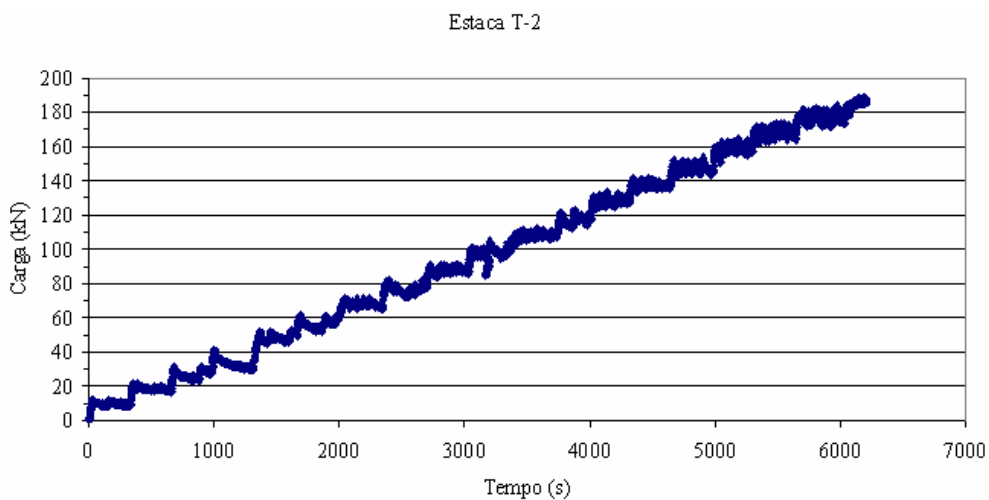


FIGURA 6.8 Carga x Tempo da prova de carga à tração T-2

A seguir, são apresentadas as curvas carga x deslocamento máximo de cada estágio de carregamento das duas provas de carga à tração, FIG. 6.9, e as cargas e os deslocamentos máximos atingidos, são apresentados na TAB. 6.10.

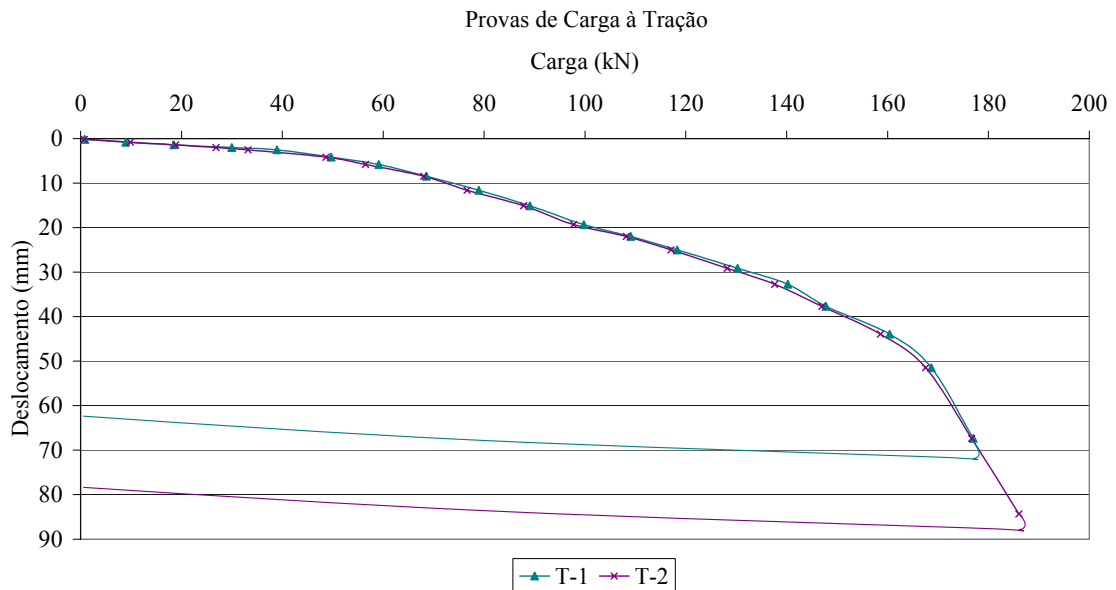


FIGURA 6.9 Provas de Carga à tração T-1 e T-2.

Pode ser observado, por estas curvas, que há um comportamento muito semelhante entre as duas provas de carga e que pode ser dividido em três fases: na fase inicial que vai até aproximadamente 60 kN ocorrem pequenos deslocamentos, até 6 mm, devido à capacidade de carga da hélice superior e da adesão ao fuste; na segunda fase entre 60 kN e 165 kN ocorrem deslocamentos que variam com a carga de forma quase linear, onde ocorre a sollicitação da hélice inferior e do cilindro de cisalhamento entre as hélices; e na terceira fase que vai de 165 kN até o final da prova de carga os deslocamentos se mostram mais acentuados.

TABELA 6.10 Cargas e deslocamentos máximos das provas de carga à tração.

Prova de Carga	Carga máxima (kN)	Deslocamento máximo (mm)
T-1	177	67,3
T-2	186	84,3

6.2.1 INTERPRETAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA

Foram adotados, dois métodos para a interpretação das provas de carga: Van der Veen e o método da rigidez.

I- VAN DER VEEN

Para avaliar a carga de ruptura, adotou-se o critério de Van der Veen (1953), obtendo-se pela extrapolação das curvas carga x deslocamento. As FIG. 6.10 e 6.11, apresentam as curvas de determinação dos coeficientes α e β e a curva de extrapolação por Van der Veen.

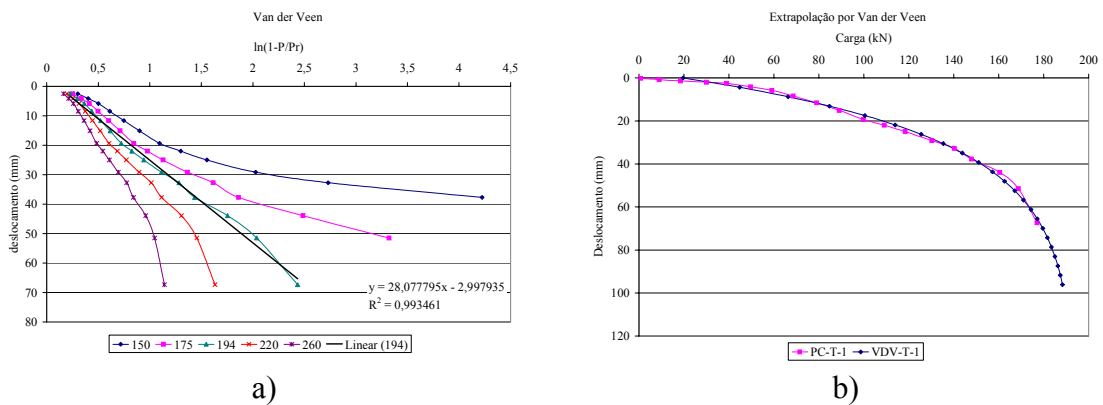


FIGURA 6.10 Determinação da carga de ruptura da prova de carga à tração T-1. a) determinação dos coeficientes α e β e b) curvas de extrapolação.

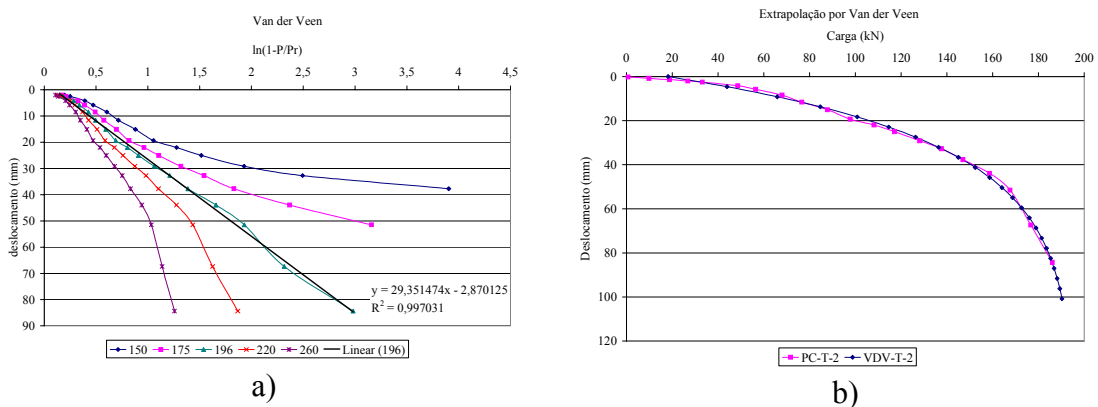


FIGURA 6.11 Determinação da carga de ruptura da prova de carga à tração T-2. a) determinação dos coeficientes α e β e b) curvas de extrapolação.

Pelas FIG. 6.10 e 6.11, se observa a conformidade dos resultados das provas de carga com o proposto por Van der Veen. As cargas de ruptura, pela extrapolação, são as apresentadas na TAB. 6.11.

TABELA 6.11 Cargas de ruptura à tração, segundo o critério de extrapolação de Van der Veen (VdV).

Prova de Carga	Carga máxima (kN)	VdV (kN)	PC/VdV (%)
T-1	177	194	91
T-2	186	196	95

Pela FIG. 6.12 se observa a proximidade dos resultados das provas de carga e a curva de extrapolação de Van der Veen.

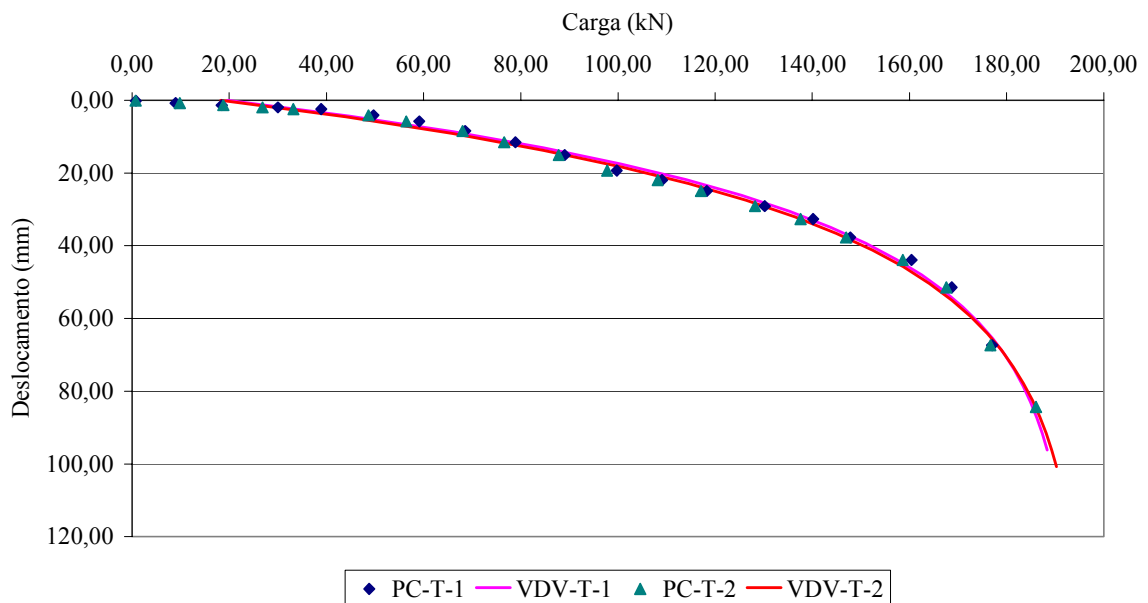
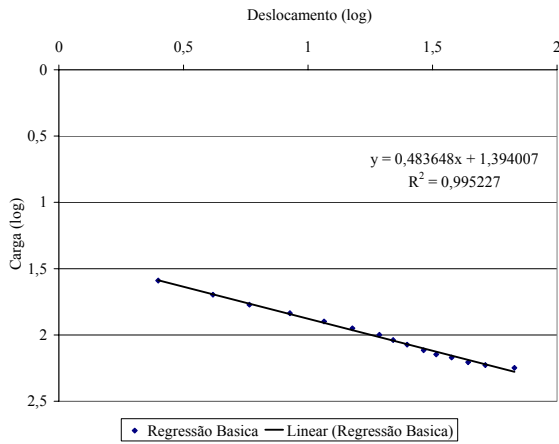


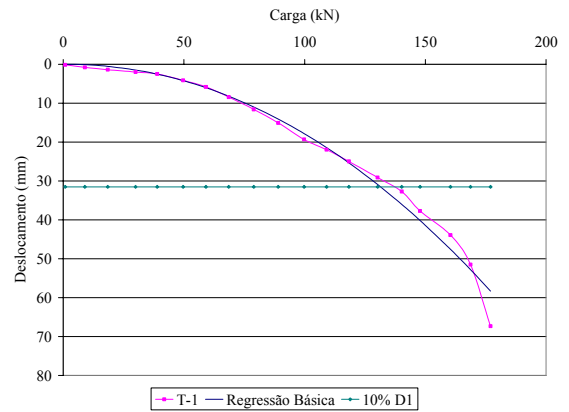
FIGURA 6.12 Extrapolação das curvas carga x deslocamento pelo critério de Van der Veen, provas de carga à tração.

II- MÉTODO DA RIGIDEZ

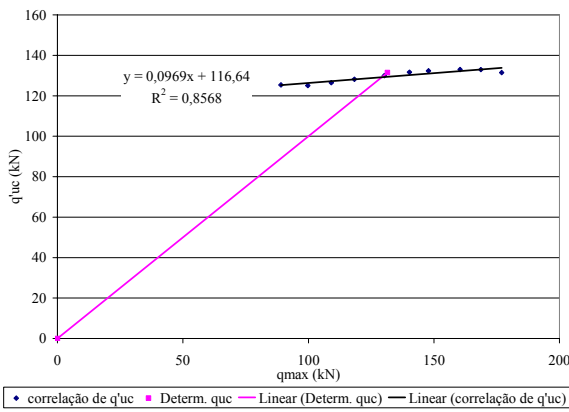
Para avaliar a carga de ruptura utilizando-se o método da rigidez, adotou-se o diâmetro da estaca como sendo a da hélice de maior diâmetro, já que é primeira a ser solicitada, obtendo-se as curvas apresentadas nas FIG. 6.13 e 6.14 para as provas de carga T-1 e T-2 respectivamente.



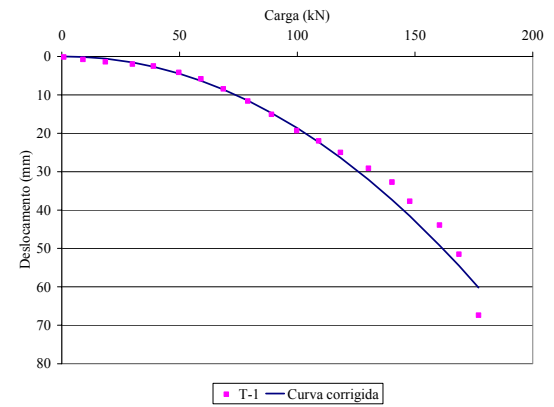
a) Regressão básica



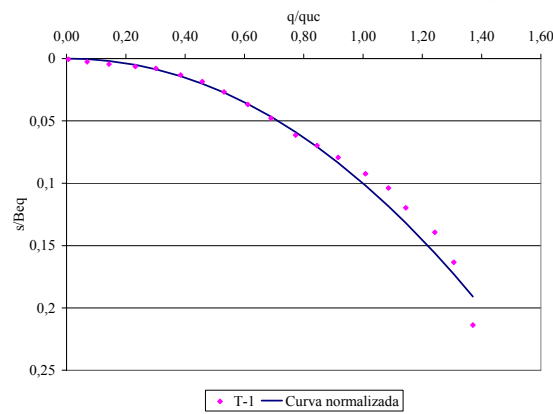
b) Prova de carga e regressão básica



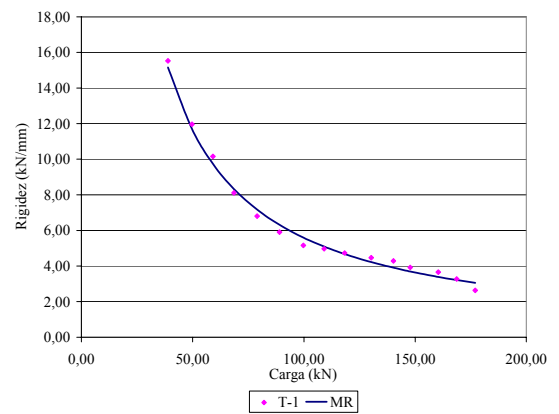
c) Método de correção da carga de ruptura



d) Curva corrigida

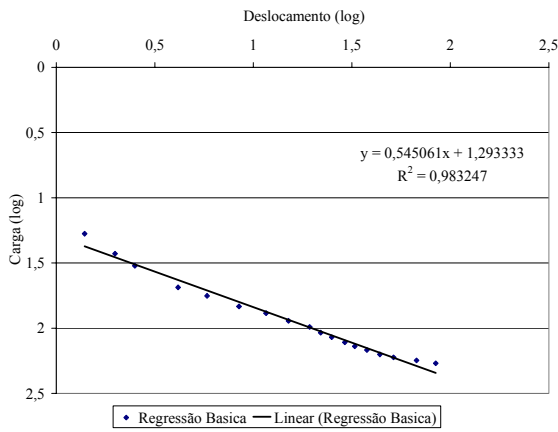


e) Curva normalizada

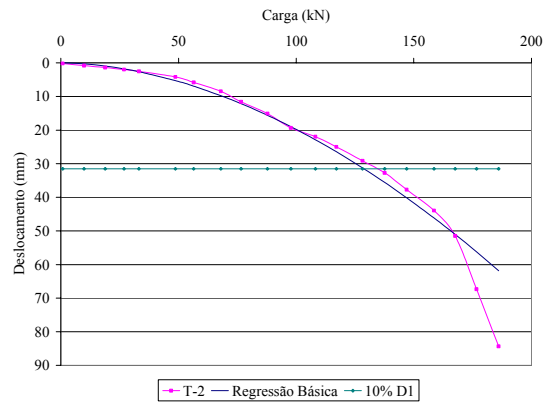


f) Gráfico da rigidez

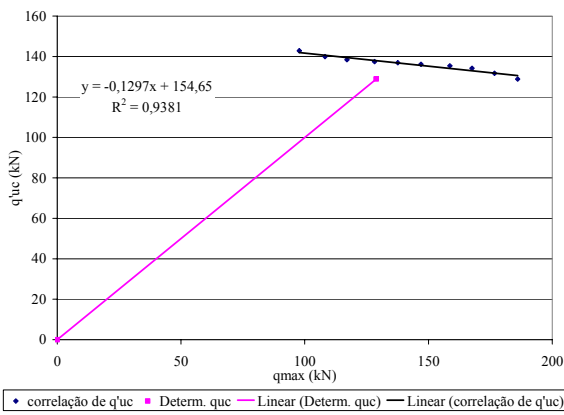
FIGURA 6.13 Determinação da carga de ruptura pelo método da rigidez para a prova de carga à tração T-1.



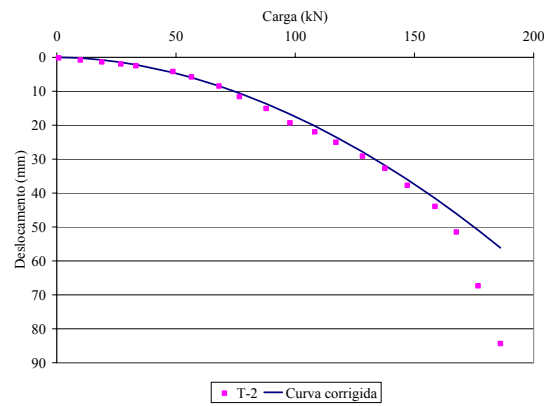
a) Regressão básica



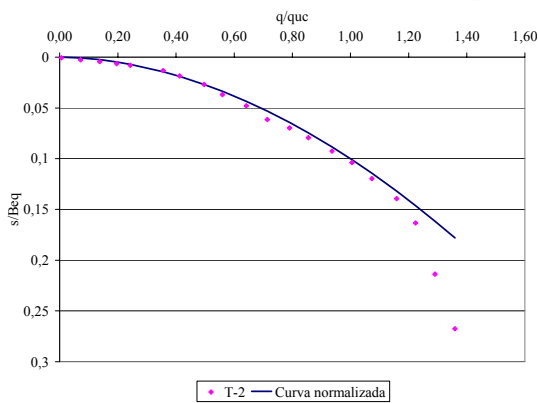
b) Prova de carga e regressão básica



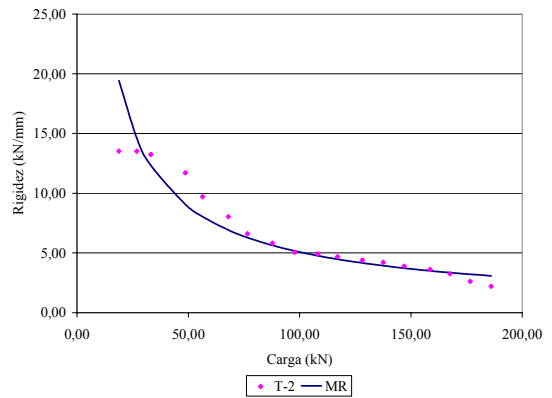
c) Método de correção da carga de ruptura



d) Curva corrigida



e) Curva normalizada



f) Gráfico da rigidez

FIGURA 6.14 Determinação da carga de ruptura pelo método da rigidez para a prova de carga à tração T-2.

Nas curvas corrigidas, FIG. 6.13d e 6.14d, se observa a proximidade dos resultados das provas de carga com o proposto pelo método da rigidez, e as cargas de ruptura convencional e física, obtidas por extrapolação são apresentadas na TAB. 6.12, para cada prova de carga à tração.

TABELA 6.12 Carga de ruptura à tração segundo o método da rigidez.

Prova de Carga	Carga máxima (kN)	Carga de ruptura (kN)	
		Convencional	Física
T-1	177	129	208
T-2	186	136	217

Os resultados encontrados, pelo método da rigidez, demonstram uma variação em relação às provas de carga e, segundo o método da rigidez convencional, a carga das provas de carga foi maior que a carga de ruptura, insinuando que este método não corresponde ao que realmente ocorre nestas provas de carga.

III- COMPARAÇÃO ENTRE VAN der VEEN E O MÉTODO DA RIGIDEZ

Foi observado que, nas provas de carga à tração, a carga de ruptura extrapolada por Van der Veen (VdV), apresentou resultados próximos à carga de ruptura física pelo método da rigidez (MR_f), o que sugere que a ruptura realmente ocorreu nesta faixa de carga. A variação do método de VdV para o MR_f foi de 7 a 10 %, como observado na TAB. 6.13.

TABELA 6.13 Relação entre a carga de ruptura de VdV e MR_f à tração.

Prova de Carga	VdV (kN)	MR_f (kN)	VdV/ MR_f
T-1	194	208	0,93
T-2	196	217	0,90

6.3 PROVAS DE CARGA À COMPRESSÃO

Foram programados estágios para provas de carga do tipo rápido, segundo a NBR-12131/96, variando de 25 kN, com exceção do primeiro estágio em que foi feito um carregamento até 100 kN, com a intenção de ajustar o sistema de aplicação de carga e reação. A primeira instalação foi na posição C-2, FIG.5.3, e devido a problemas de vazamento do cilindro hidráulico, a medida da célula de pressão teve interferência, e os resultados desta prova de carga não puderam ser aproveitados. Na prova de carga C-1, FIG.5.3, a carga máxima aplicada foi de 350 kN, totalizando 11 estágios de

carregamentos. Não foi possível chegar até a carga máxima do cilindro hidráulico, 500 kN, por questões de segurança, já que o sistema de reação apresentou uma grande deformação. Na prova de carga C-3, a carga máxima aplicada foi de 275 kN, totalizando 8 estágios de carregamentos. Não foi possível aplicar mais estágios, já que após o descarregamento realizado, devido ao comprimento do pistão do cilindro hidráulico ter chegado ao seu limite, o sistema cilindro-macaco hidráulico travou, parando de funcionar.

As FIG. 6.15 e 6.16, apresentam as curvas de carregamento em relação ao tempo das estacas C-1 e C-3, respectivamente.

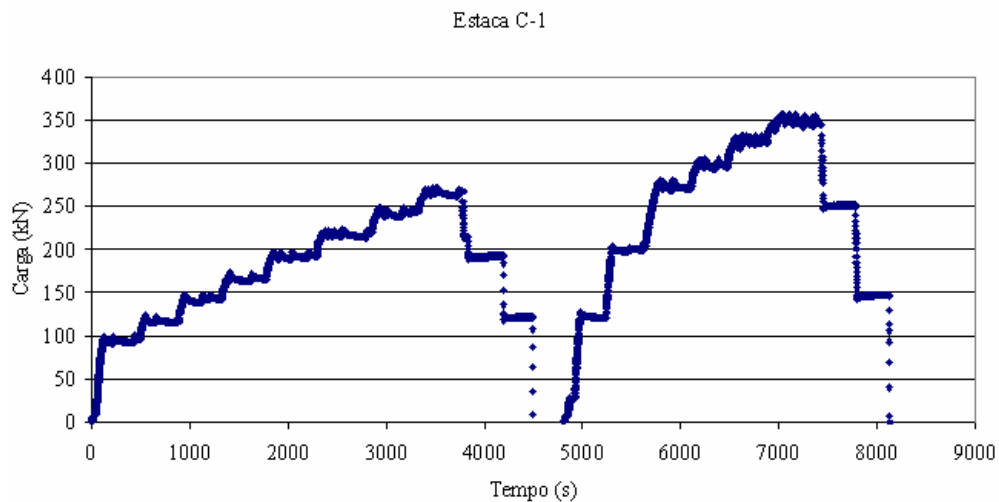


FIGURA 6.15 Carga x Tempo da Estaca à compressão C-1.

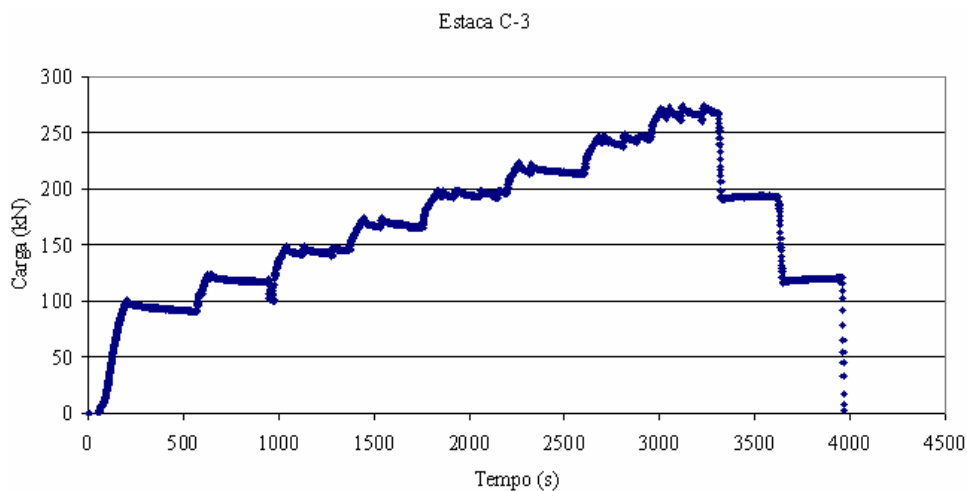


FIGURA 6.16 Carga x Tempo da Estaca à compressão C-3.

Nestes gráficos, pode-se observar, nitidamente, os estágios de carregamento rápido. Na estaca C-1, foi realizado um descarregamento após a carga de 275 kN devido a limitação do comprimento do pistão do cilindro hidráulico. Após um ajuste do cilindro, deu-se prosseguimento do carregamento até uma carga segura para o sistema da prova de carga como um todo.

A seguir, são apresentadas as curvas, carga x deslocamento, das duas provas de carga à compressão, FIG. 6.17. As cargas e os deslocamentos máximos atingidos são apresentados na TAB. 6.14.

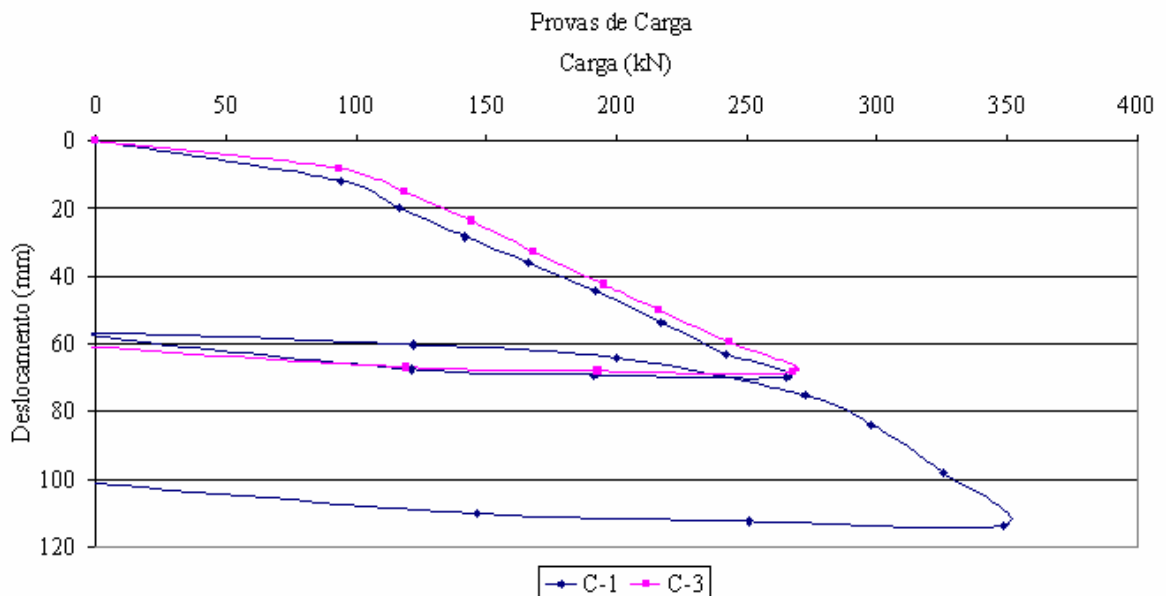


FIGURA 6.17 Provas de Carga à compressão C-1 e C-3.

Pode ser observado por estas curvas, que há um comportamento muito semelhante entre as duas prova de cargas, e que não foi atingida a carga de ruptura do sistema estaca-solo, já que não é percebida uma forma vertical linear de deslocamento.

TABELA 6.14 Cargas e deslocamentos máximos das provas de carga à compressão.

Prova de Carga	Carga máxima (kN)	Deslocamento máximo (mm)
C-1	349	113,7
C-3	268	68,3

6.3.1 INTERPRETAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA

Da mesma forma que nas provas de tração, foram adotados dois métodos para a interpretação das provas de carga: Van der Veen e o método da rigidez.

I- VAN DER VEEN

Pela extrapolação das curvas, carga x deslocamento, vê-se as FIG. 6.18 e 6.19, onde são apresentadas as curvas de determinação dos coeficientes α e β e a curva de extrapolação por Van der Veen, para cada prova de carga, C-1 e C-3, respectivamente.

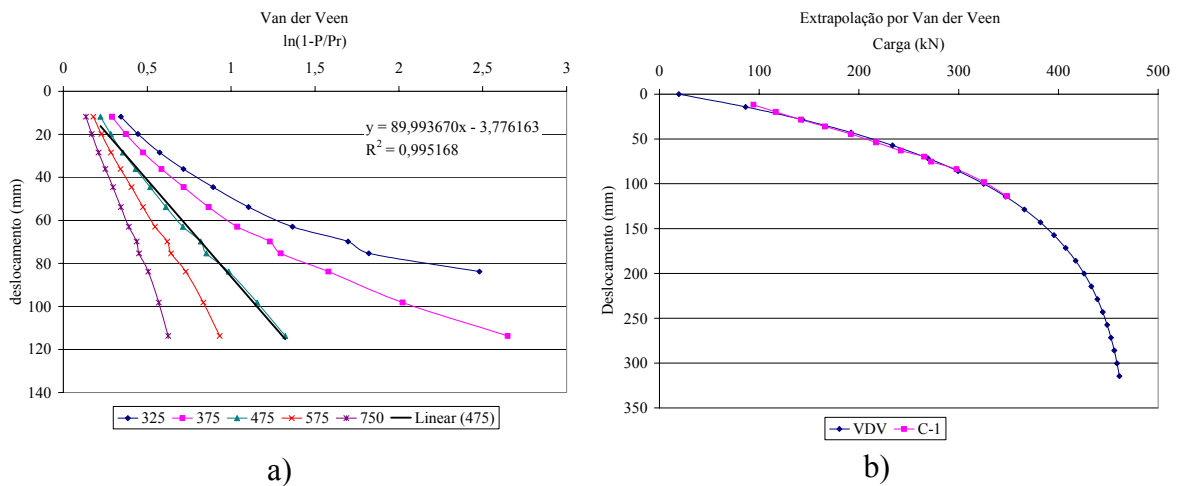


FIGURA 6.18 Determinação da carga de ruptura da prova de carga à compressão C-1.

a) determinação dos coeficientes α e β e b) curvas de extrapolação.

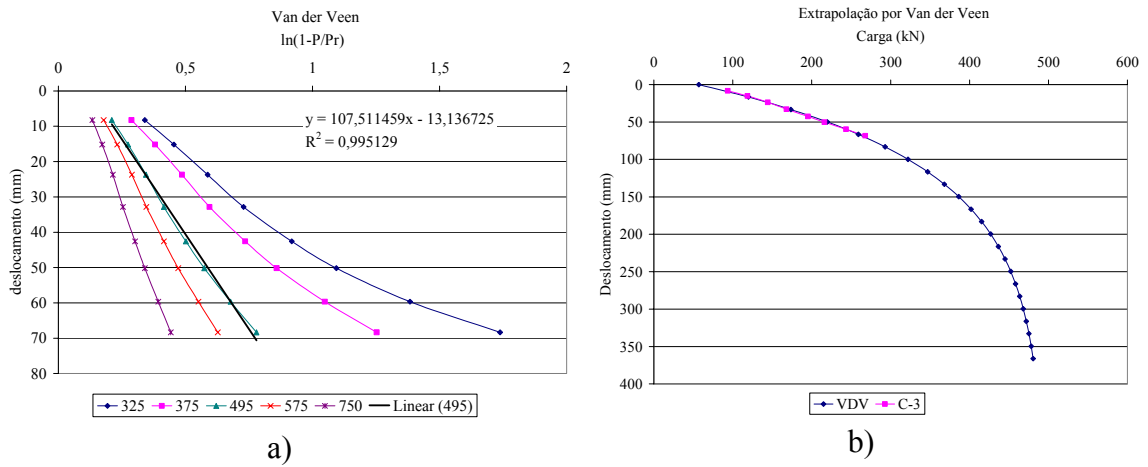


FIGURA 6.19 Determinação da carga de ruptura da prova de carga à compressão C-3.
a) determinação dos coeficientes α e β e b) curvas de extrapolação.

Pelas FIG. 6.18 e 6.19, se observa a conformidade dos resultados das provas de carga, com o proposto por Van der Veen. As cargas de ruptura obtidas pela extrapolação, são apresentadas na TAB. 6.15, para as duas provas de carga, C-1 e C-3.

TABELA 6.15 Cargas de ruptura à compressão, segundo o critério de extrapolação de Van Der Veen.

Prova de Carga	Carga de ruptura (kN)
C-1	475
C-3	495

Pela FIG. 6.20, se observa a proximidade dos resultados das provas de carga e as curvas de extrapolação de Van der Veen, assim como uma grande variação da carga de ruptura proposta, e a carga máxima obtida nas provas de carga, TAB. 6.16.

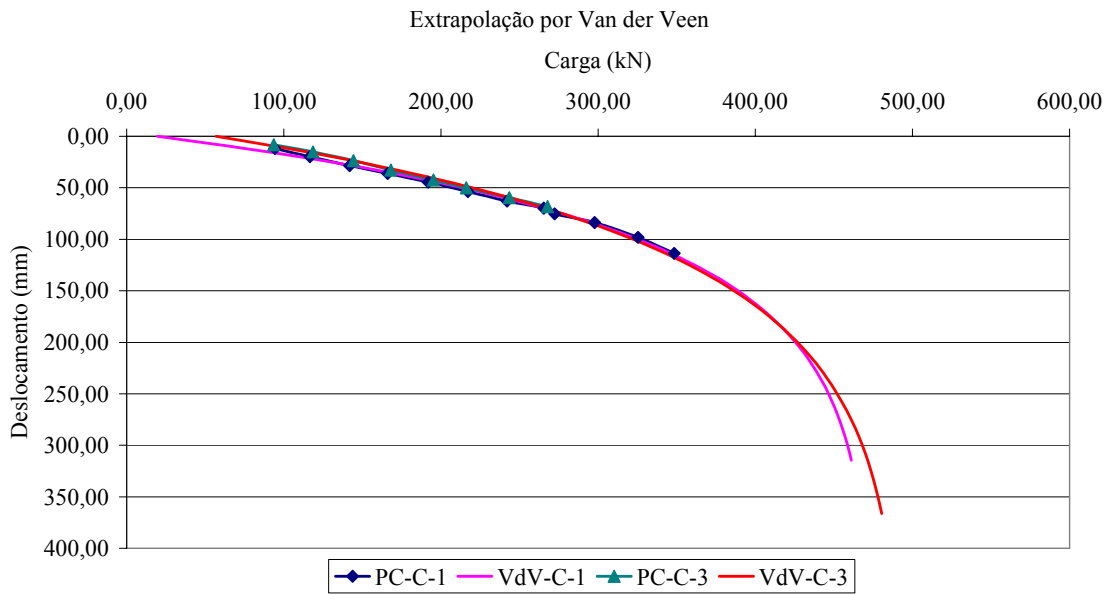


FIGURA 6.20 Extrapolação das curvas, carga x deslocamento, pelo critério de Van der Veen, provas de carga à compressão.

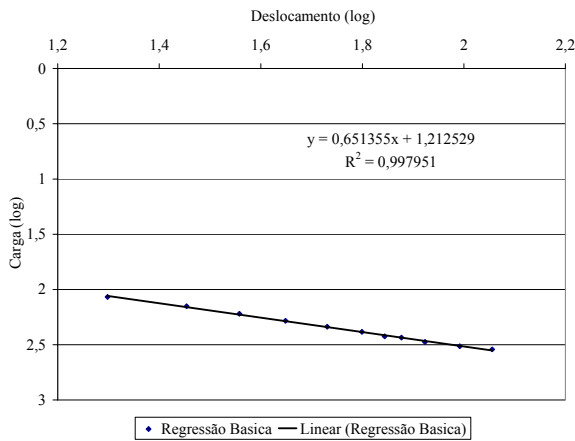
TABELA 6.16 Relação entre a carga máxima das provas de carga à compressão e a extrapolação, segundo o critério de Van Der Veen.

Prova de Carga	Carga Máxima (kN)	VdV (kN)	PC/VdV (%)
C-1	349	475	73
C-3	268	495	54

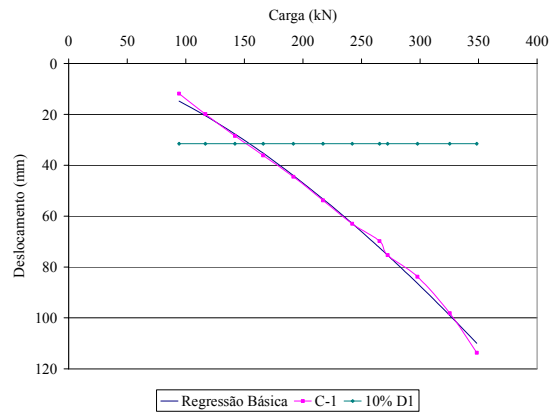
Observa-se que as provas de carga deveriam ter atingido cargas mais altas, para que fossem determinadas as cargas de ruptura com melhor precisão. Ficou claro, que ocorreu uma grande extrapolação pelo método de VdV, já que a carga aplicada na prova de carga da estaca C-1, não foi maior que 73% da carga encontrada na extrapolação.

II- MÉTODO DA RIGIDEZ

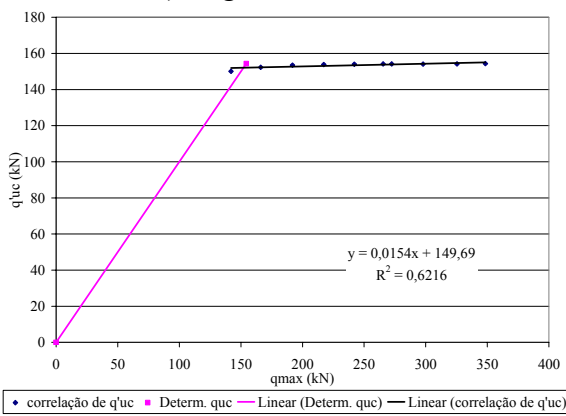
Para avaliar a carga de ruptura pelo método da rigidez, temos as curvas apresentadas nas FIG. 6.21 e 6.22, para as provas de carga C-1 e C-3, respectivamente.



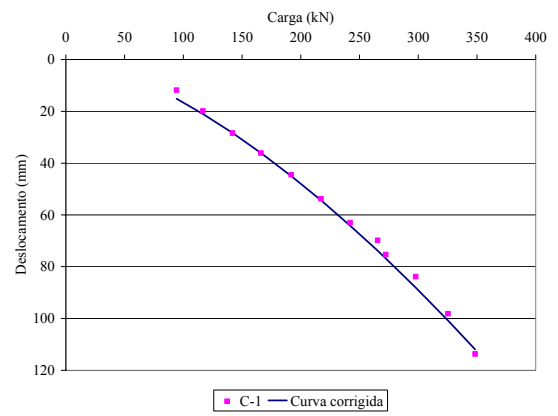
a) Regressão básica



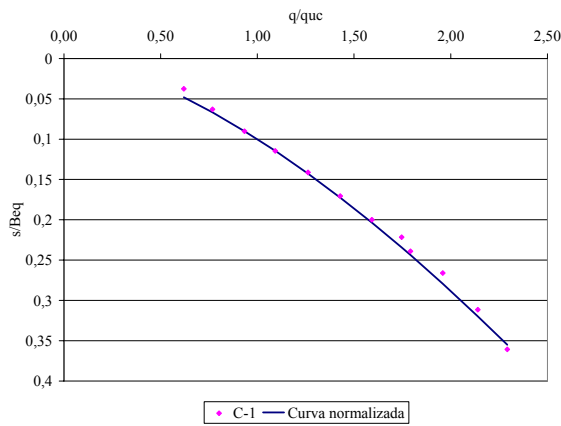
b) Prova de carga e regressão básica



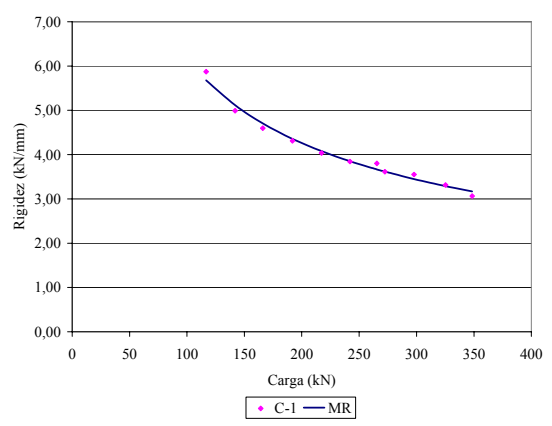
c) Método de correção da carga de ruptura



d) Curva corrigida

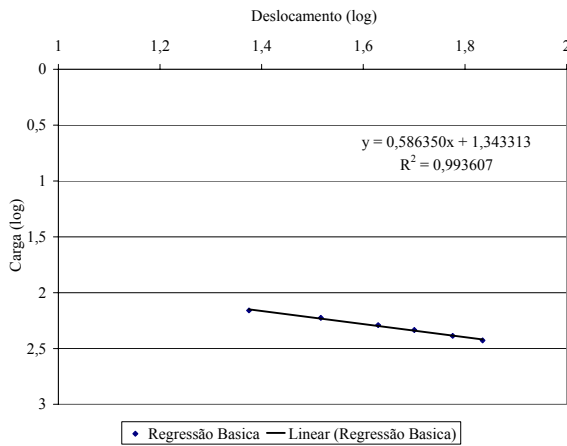


e) Curva normalizada

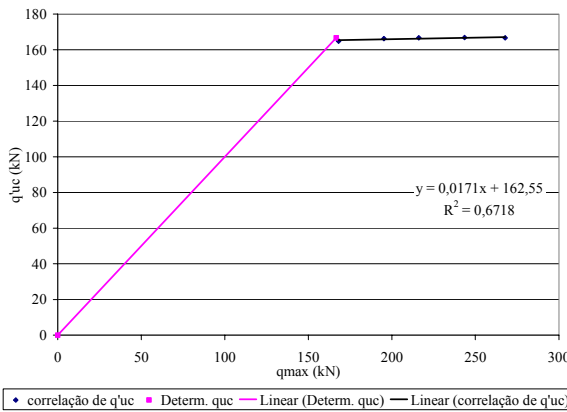


f) Gráfico da rigidez

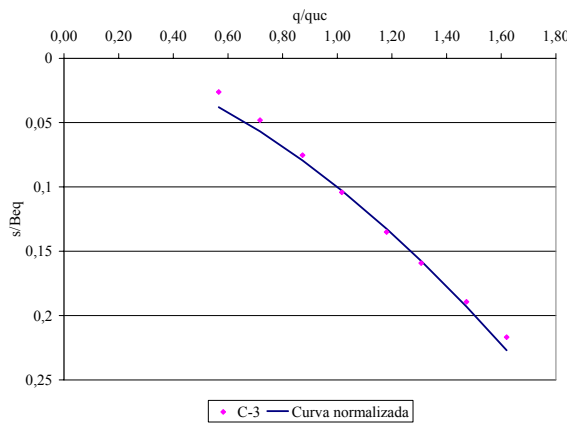
FIGURA 6.21 Determinação da carga de ruptura, pelo método da rigidez, para a prova de carga à compressão C-1.



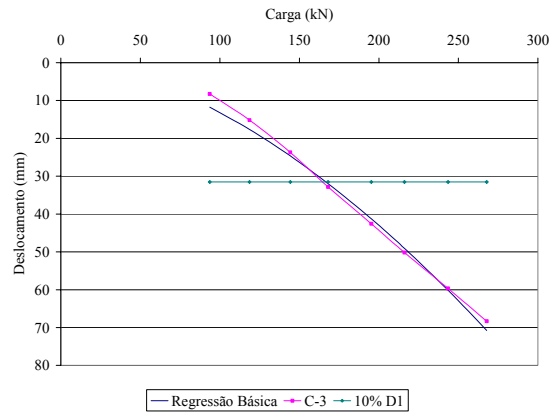
a) Regressão básica



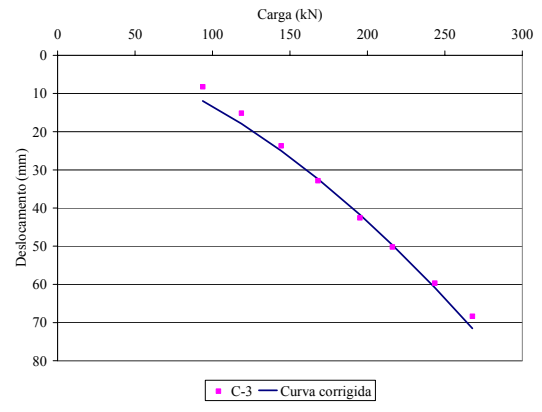
c) Método de correção da carga de ruptura



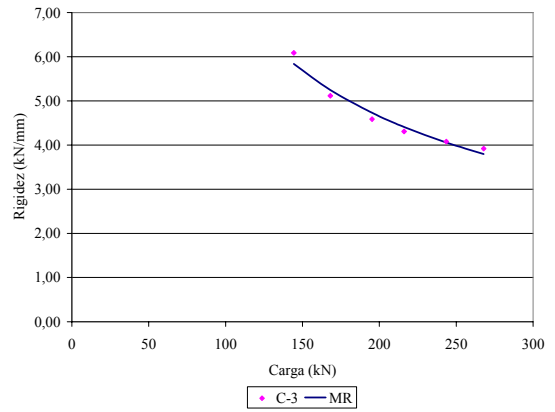
e) Curva normalizada



b) Prova de carga e regressão básica



d) Curva corrigida



f) Gráfico da rigidez

FIGURA 6.22 Determinação da carga de ruptura, pelo método da rigidez, para a prova de carga à compressão C-3.

Pelas FIG. 6.21d e 6.22d, se observa a relação dos resultados das provas de carga com o proposto pelo método da rigidez e as cargas de ruptura convencional e física, obtidas por extrapolação são apresentadas na TAB. 6.12.

TABELA 6.17 Cargas de ruptura à compressão, segundo o método da rigidez.

Prova de Carga	Prova de Carga (kN)	Carga de ruptura (kN)	
		Convencional	Física
C-1	349	152	378
C-3	268	165	321

Da mesma maneira que na extrapolação de VdV, no método da rigidez é observada uma variação entre os resultados da extrapolação. Apesar de a diferença entre a carga aplicada na prova de carga C-1, e a carga de ruptura física obtida ser aproximadamente 8 %, não quer dizer que foi atingida a carga de ruptura, já que as FIG. 6.21f e 6.22f, não apresentam uma tendência de linearização.

III- COMPARAÇÃO ENTRE VAN DER VEEN E O MÉTODO DA RIGIDEZ

Observa-se que, nas provas de carga à compressão, a ruptura extrapolada por Van der Veen (VdV) apresentou resultados com grande variação em relação ao método da rigidez física (MR_f), o que sugere que não foi muito bem determinada a carga de ruptura. A variação do método de VdV para o MR_f foi de 26 a 54 %, como observado na TAB. 6.13.

TABELA 6.18 Relação entre VdV e MR_f à compressão.

Prova de Carga	VdV (kN)	MR_f (kN)	VdV/ MR_f
C-1	475	378	1,26
C-3	495	321	1,54

6.4 INSTRUMENTAÇÃO DA ESTACA

Com os resultados dos extensômetros elétricos, que representam as deformações em cada seção, foram calculadas as cargas ao longo do fuste, por meio da lei de Hooke e são apresentadas nas FIG. 6.23 e 6.25, a relação entre a carga e o tempo para cada seção durante as provas de carga. A posição das seções pode ser observada na FIG. 5.8.

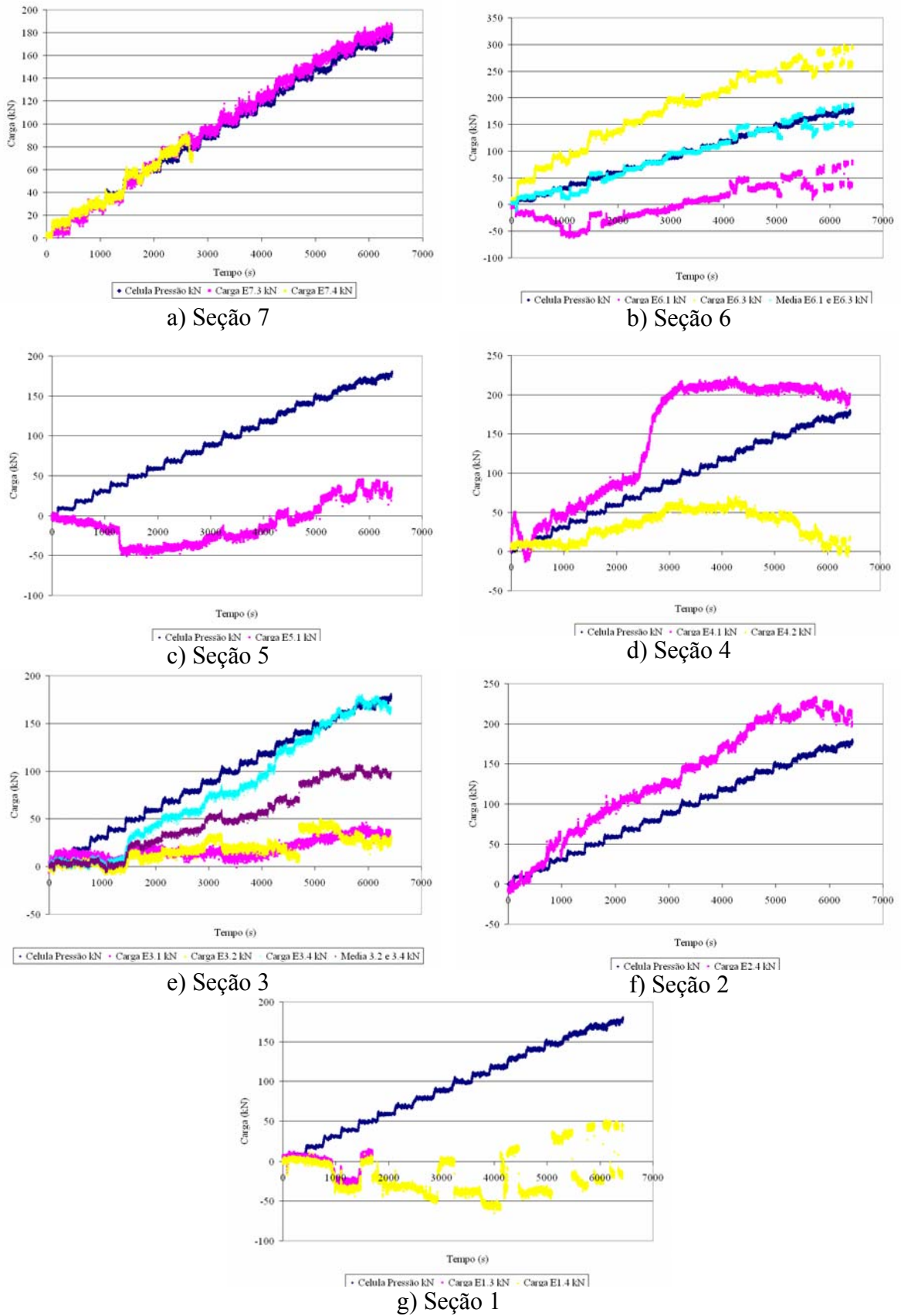


FIGURA 6.23 Carga em cada seção da estaca durante a prova de carga à tração T-1.

Durante a primeira instalação da estaca T-1, muitos extensômetros foram perdidos (E7.1, E7.2, E6.2, E6.4, E5.2, E5.3, E5.4, E4.3, E4.4, E3.3, E2.1, E2.2, E2.3, E1.1 e E1.2), assim como na realização da primeira prova de carga, onde mais dois extensômetros foram perdidos (E7.4 e E1.3). Na FIG. 6.23^a, observa-se que as cargas calculadas com as deformações dos extensômetros da seção 7, apresentaram uma boa precisão quando comparadas às cargas obtidas pela célula de pressão. Na seção 6, FIG. 6.23b, pode ser observado que, enquanto um dos extensômetros apresentou uma carga maior que a aplicada, o extensômetro oposto apresentou uma carga menor que a aplicada, o que indica a ocorrência de um momento fletor na estaca, mas, ainda assim, quando consideramos a média das cargas, observa-se que, até esta seção, ainda não está ocorrendo resistência da estaca, já que a carga da seção é igual à carga aplicada registrada pela célula de pressão. As seções 5, 4, e 2, FIG. 6.23c, 6.23d e 6.23f, apresentam a mesma idéia de ocorrência de momento fletor, mas como não se tem extensômetros em posições opostas, não é possível determinar a carga que cada uma das seções está transferindo. Na seção 3, FIG. 6.23e, é possível observar tanto a ocorrência do momento fletor pela variação dos extensômetros E3.2 e E3.4, que estão em posições opostas, como a carga transferida por esta seção pelas suas médias. Na seção 1, FIG. 6.23g, fica claro que esta seção não contribuiu para a resistência a tração durante a prova de carga, as cargas tem pequenas variações sempre em torno de zero.

Utilizando as cargas médias das seções 7, 6 e 3, que foram as únicas que permitiram retirar a influência do momento, e considerando a carga na seção 1 igual a zero, foi traçada a FIG 6.24, que representa a transferência de carga ao longo do fuste da estaca durante a primeira prova de carga a tração, T-1.

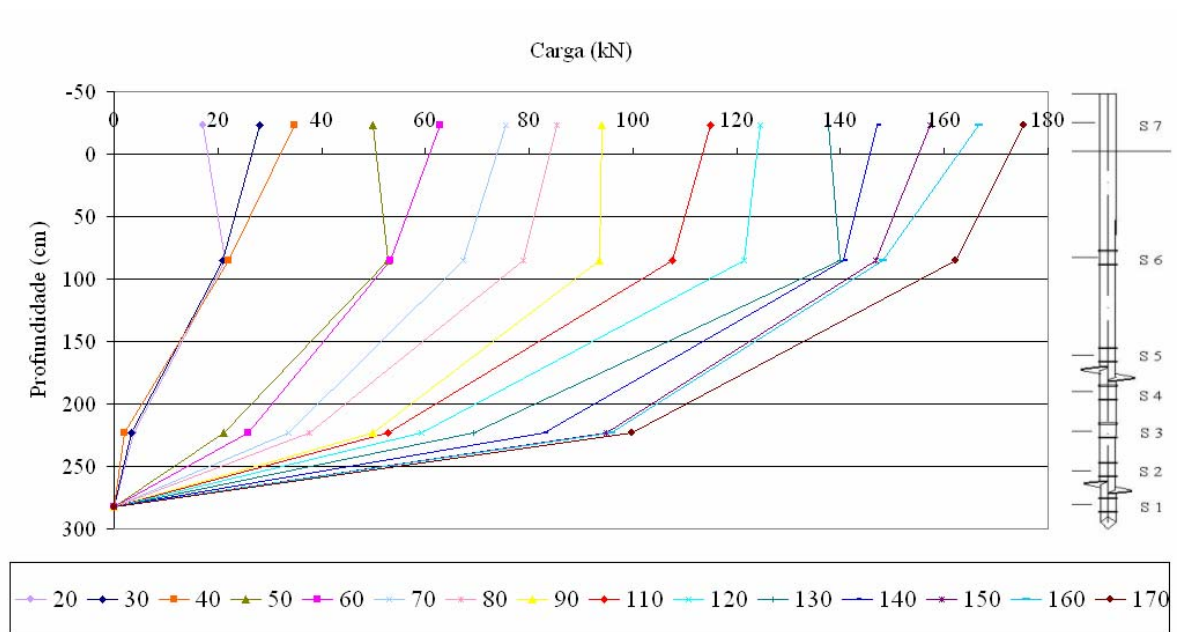


FIGURA 6.24 Transferência de carga ao longo da estaca na prova de carga à tração T-1.

Por este gráfico, é possível observar que até o estágio de carga de 40 kN, praticamente toda a carga está sendo resistida antes da seção 3. A partir do estágio de carregamento de 40 kN até o estágio de carregamento de 130 kN, a resistência na seção 3 é de 50% da carga. Do estágio de carregamento de 140 kN, até o final da prova de carga, a resistência na seção 3 passa a ter uma contribuição de 65%.

É possível que, a resistência na seção 3, represente a carga que a segunda hélice está resistindo, e que o restante da carga, é resistida pela primeira hélice mais o fuste. Mas, para se afirmar isso, seria necessário que os demais extensômetros estivessem funcionando.

Na segunda instalação da estaca, mais extensômetros foram perdidos (E5.1 e E1.4). Com isto, mais duas seções foram inutilizadas, o que fez com que a sequência de provas de carga fosse interrompida para a substituição dos extensômetros. Além disso, observa-se nas FIG. 6.25a à 6.25e, que não ocorreu uma boa relação entre as cargas aplicadas e as cargas calculadas (os extensômetros apresentaram leituras erráticas). Não foi possível fazer a relação entre a carga lida pela célula de pressão e a carga calculada na primeira

seção. As cargas calculadas após uma certa carga, entre 70 e 80 kN, passam a ter um comportamento tendendo a uma carga constante.

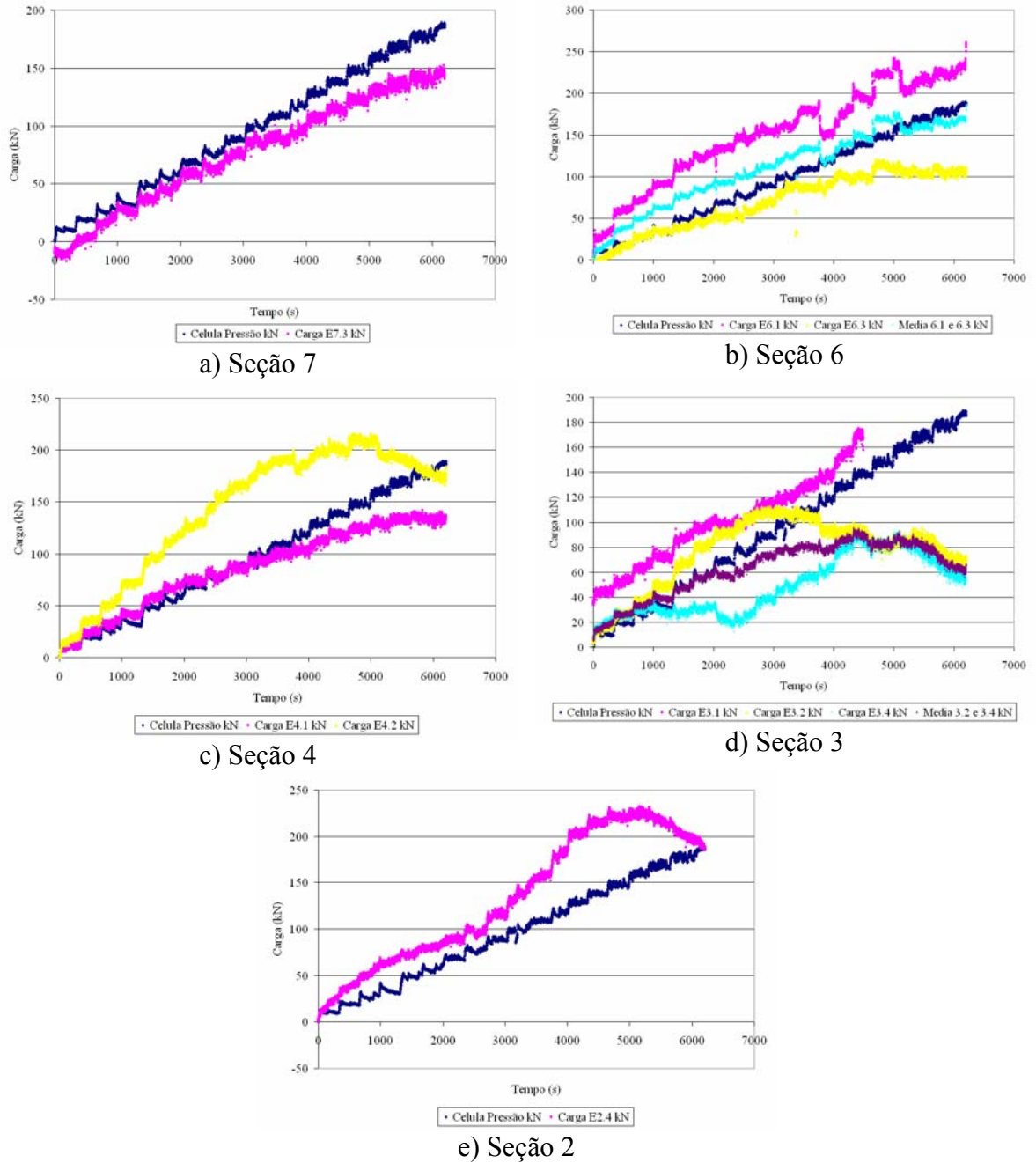


FIGURA 6.25 Carga calculada em cada seção da estaca na prova de carga à tração T-2.

Optou-se por parar as provas de carga, para a realização de uma nova colagem de extensômetros. Assim, as provas de carga à compressão, foram realizadas depois da

nova instrumentação ser concluída. Infelizmente, durante a instalação da estaca para a prova de carga à compressão, novamente, muitos extensômetros não forneceram leituras, o que impossibilitou uma análise da extensometria para o caso da compressão. O não funcionamento da extensometria, provavelmente ocorreu devido as deformações que os extensômetros sofreram, ocasionadas pelo torque de instalação, já que após as provas de carga, a proteção dos extensômetros foi aberta e constatou-se a não ocorrência de danos visíveis, FIG. 6.26.



FIGURA 6.26 Interior da proteção após as provas de carga.

Para estacas convencionais, os valores de transferência de carga ao longo do fuste são de análise de menor complexidade, já que são fundações contínuas. Como esta estaca tem configurações particulares, e foram perdidos extensômetros que comprovariam as teorias propostas pelos métodos de cálculo, e sobre a forma que a carga é transferida ao longo do fuste, não é possível fazer conclusões precisas. Algumas das hipóteses são: pelo formato das hélices o fuste sofre flexões dependendo de que parte da hélice está resistindo mais a carga; foram identificados três estágios em que ocorrem variações no comportamento da transferência de carga, o que pode corresponder com o que é sugerido pelos métodos teóricos, de que inicialmente a resistência é oferecida pela primeira hélice, depois ocorre a contribuição da segunda hélice ou do cilindro de cisalhamento, e em seguida há um aumento da contribuição da segunda hélice ou cilindro de solo. Assim, a estaca sofre um esforço de torção contrário ao da instalação, o que provoca flexões ao longo do fuste da estaca.

6.5 CAPACIDADE DE CARGA PELOS MÉTODOS TEÓRICOS E SEMI-EMPÍRICOS

Para a aplicação dos métodos teóricos, os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo são apresentados nas TAB. 6.2, 6.6 e 6.7.

Alem dos parâmetros do solo, é necessário o conhecimento de todos os detalhes referentes à configuração da estaca, que são dados utilizados nas equações, TAB. 6.19.

TABELA 6.19 Características da estaca teste.

Descrição	Símbolo	Unidade	Valores
Passo das hélices	p	m	0,075
Diâmetro do fuste	d	m	0,102
Profundidade da 1ª hélice	H ₁	m	1,78
Profundidade da 2ª hélice	H ₂	m	2,69
Diâmetro da 1ª hélice	D ₁	m	0,356
Diâmetro da 2ª hélice	D ₂	m	0,305
Distância entre as hélices	h	m	0,91
Distância entre a 1ª e última hélice	L _c	m	0,91
Comprimento do fuste após as hélices	L _s	m	0,29
Área da 1ª hélice	A ₁	m ²	0,10
Área da 2ª hélice	A ₂	m ²	0,07
Altura efetiva de adesão ao fuste	H _{ef}	m	0,96
Área efetiva da 1ª hélice	A _{1e}	m ²	0,09
Relação entre a profundidade e o diâmetro da 1ª hélice	H ₁ /D ₁	-	5,01
Diâmetro médio das hélices	D _a	m	0,33
Área da hélice com diâmetro médio	A _a	m ²	0,09
Relação da distância entre as hélices e o diâmetro médio	h/D _a	-	2,76
Perímetro do fuste	P _s	m	0,32
Perímetro médio das hélices	P _{ha}	m	1,04
Área perimetral do fuste	A _{ps}	m ²	0,57
Área perimetral do cilindro de cisalhamento de solo	A _{pha}	m ²	0,94

6.5.1 MÉTODOS DE CILINDRO DE CISALHAMENTO À TRAÇÃO

Apresenta-se um agrupamento dos métodos de cálculo por Cilindro de Cisalhamento, e os resultados semi-empíricos e teóricos.

I- AGRUPAMENTO DOS MÉTODOS CONSIDERANDO SOLOS COM COESÃO

Como as sondagens de simples reconhecimento do tipo SPT-T apresentaram um perfil de solo silto-argiloso, e considerando a coesão do solo obtida pelos ensaios de compressão simples, será feito um agrupamento dos métodos teóricos que consideram só a coesão.

Os métodos teóricos foram divididos de acordo com suas características, buscando agrupar os métodos que, de alguma forma, apresentavam semelhanças.

Os métodos foram divididos em três grupos: Cilindro de Cisalhamento Grupo 1 (CCG 1), com o valor da resistência do cilindro de cisalhamento diferente (método RP&V), Grupo 2 (CCG-2) que não considera a resistência de adesão ao fuste (métodos EC e P&R), e Grupo 3 (CCG-3), que adota as mesmas considerações para a resistência da primeira hélice (métodos MA&C, RPS&J, e Das).

O método RP&V, que esta no grupo CCG-1, tem como grande diferença para os demais grupos, a existencia de um fator de redução da resistência do cilindro de cisalhamento, que varia com a distância entre as hélices e que no cálculo da resistência de adesão ao fuste, a altura é reduzida pela influência das hélices na deformação do solo.

Comparando os métodos do grupo CCG-2, EC e P&R, podemos observar que a única diferença entre eles, é a existência de uma constante de multiplicação, com valor de 1,3, na resistência da primeira hélice para o método P&R.

Nos métodos do grupo CCG-3, MA&C, RPS&J, e Das, as diferenças ocorrem na resistência da primeira hélice. Para MA&C e RPS&J, o fator de capacidade de carga é o mesmo, mas a área de influência das hélices é calculada diferente. No método RPS&J, a área de influência é a área efetiva. No método de Das, há a adoção do fator de capacidade de carga diferente.

II- AGRUPAMENTO DOS MÉTODOS CONSIDERANDO A COESÃO E O ÂNGULO DE ATRITO INTERNO DO SOLO

Como os ensaios de cisalhamento direto fornecem as parcelas da coesão e do ângulo de atrito interno do solo, foram agrupados os métodos teóricos que consideram estes parâmetros do solo.

Apenas dois métodos de Cilindro de Cisalhamento propõem que a capacidade de carga seja calculada utilizando ambos parâmetros do solo: ângulo de atrito interno e coesão.

Os dois métodos consideram a resistência da primeira hélice da mesma forma, somente variando os fatores de capacidade de carga. Já para a resistência do cilindro de cisalhamento, as formulações são diferentes.

III- RESULTADOS DOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

O peso específico e a coesão adotados, segundo o N do SPT, são apresentados na TAB. 6.20, bem como as tensões efetivas para a profundidade de cada hélice. Cada parâmetro foi obtido pela média dos resultados apresentados na TAB. 6.2.

TABELA 6.20 Parâmetros do solo para os cálculos em função do N_{SPT} .

Descrição	Símbolo	Unidade	Valor	
			SPT-T-2	SPT-T-3
Tensão efetiva até H_1	q_1	kN/m ²	32,26	34,26
Tensão efetiva até H_2	q_2	kN/m ²	50,49	51,11
Peso específico:				
Até a prof. de H_1	γ_1	kN/m ³	18,12	19,25
Até a prof. de H_2	γ_2	kN/m ³	18,77	19,00
Entre as hélices	γ_f	kN/m ³	20,03	18,52
Coesão:				
Até a prof. H_1	c_1	kN/m ²	101,24	149,89
Até a prof. H_2	c_2	kN/m ²	146,17	145,13
Entre as hélices	c_f	kN/m ²	146,17	145,13

Os valores dos parâmetros N_c , F_c , N_q , F_q , S_F e C_a para o cálculo de cada método são apresentados na TAB. 6.21.

TABELA 6.21 Parâmetros de cálculo dos métodos de Cilindro de Cisalhamento à tração.

Método	N_c ou F_c	N_q ou F_q	S_F	C_a	
				SPT-T-2	SPT-T-3
MA&C	9,40	0	-	48,09	71,20
P&R	5,14	1	-	-	-
RPS&J	9,00	-	-	48,09	71,20
Das	6,01	-	-	48,09	71,20
RP&V	9,00	-	0,914	48,09	71,20
EC	-	-	-	-	-

Os resultados de capacidade de carga, Q_u , calculados pelos métodos teóricos do cilindro de cisalhamento à tração, para o perfil do solo das sondagens SPT-T-2 e SPT-T-3, são apresentados na TAB. 6.22, juntamente com os valores de resistência da primeira hélice, Q_p , do cilindro de cisalhamento, Q_f , e do fuste, Q_s .

TABELA 6.22 Capacidade de carga à tração, em kN, pelos métodos de Cilindro de Cisalhamento para o solo do perfil das sondagens SPT-T-2 e SPT-T-3.

Método	Grupos	SPT-T-2				SPT-T-3			
		Q_p	Q_f	Q_s	Q_u	Q_p	Q_f	Q_s	Q_u
MA&C	CCG-3	95	138	27	260	140	137	41	318
P&R	CCG-2	70	138	-	208	103	137	-	240
RPS&J	CCG-3	83	138	27	248	123	137	41	301
Das	CCG-3	64	138	27	229	93	137	41	271
RP&V	CCG-1	94	126	15	235	137	125	22	285
EC	CCG-2	94	138	-	232	137	137	-	274

Observa-se uma variação dos valores da resistência do cilindro de cisalhamento, Q_f , de 125 kN a 138 kN, enquanto os valores da resistência da primeira hélice, Q_p , variaram de 64 kN a 140 kN. Estes resultados demonstram que a grande variação dos métodos de cálculo da capacidade de carga, ocorre principalmente devido ao cálculo da resistência da primeira hélice. A variação dos resultados da resistência da primeira hélice, é devido, principalmente, à diferença do fator de capacidade de carga devido à coesão, N_c , adotada por cada método.

Os valores de cada parcela, Q_p , Q_f e Q_s , e da capacidade de carga, Q_u , de cada método, são apresentados também na FIG. 6.27, na forma de barras sobrepostas, para a observação da contribuição de cada parcela.

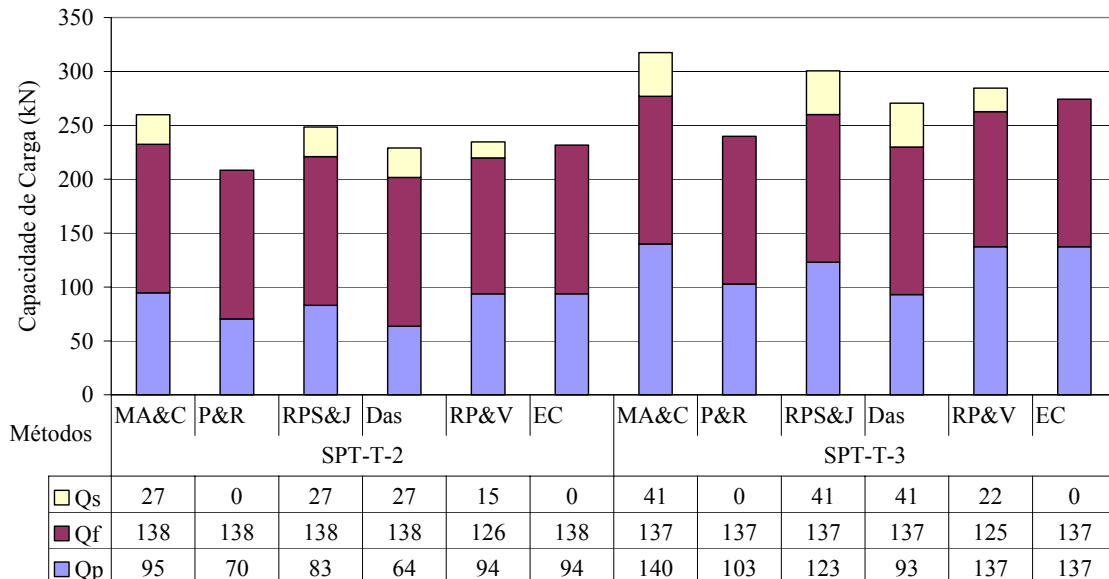


FIGURA 6.27 Parcelas de capacidade de carga à tração de cada método semi-empírico de Cilindro de Cisalhamento.

É feita uma comparação entre os resultados obtidos pelos métodos de Cilindro de Cisalhamento e os resultados obtidos pelas extrapolações de Van der Veen (VdV), do Método da Rigidez Física (MR_f) e Convencional (MR_c), TAB. 6.23.

TABELA 6.23 Relação entre a capacidade de carga à tração, calculada pelos métodos semi-empíricos do Cilindro de Cisalhamento e as extrapolações.

Método	Grupos	Q_u/VdV		Q_u/MR_f		Q_u/MR_c	
		SPT-T-2	SPT-T-3	SPT-T-2	SPT-T-3	SPT-T-2	SPT-T-3
MA&C	CCG-3	1,33	1,63	1,22	1,49	1,96	2,40
P&R	CCG-2	1,07	1,23	0,98	1,13	1,57	1,81
RPS&J	CCG-3	1,27	1,54	1,17	1,41	1,88	2,27
Das	CCG-3	1,17	1,39	1,08	1,27	1,73	2,04
RP&V	CCG-1	1,20	1,46	1,10	1,34	1,77	2,15
EC	CCG-2	1,19	1,41	1,09	1,29	1,75	2,07

Os resultados, em relação a VdV, variaram de 1,07 a 1,63 enquanto que, em relação ao MR_f , variaram de 0,98 a 1,49. O fato de alguns métodos de cálculo considerarem a

influência da resistência do fuste contribui para esta grande variação. Mas, a variação da resistência de cálculo da primeira hélice, ainda é o fator que mais contribui para a dispersão dos resultados. Em relação ao MR_c , a variação foi de 1,57 a 2,40. Estes resultados demonstram que, a maioria dos métodos de cálculo superestimam a capacidade de carga do sistema estaca-solo. Como a variação não foi proporcional em cada grupo de métodos, foi observado que a classificação por grupos não é adequada. Pode ser observado, também, que a variação do SPT, tem influência nos resultados dos cálculos, já que as sondagens apresentaram diferença de resultados de até 18 %. A variação da relação, considerando o valor máximo e mínimo foi de 0,56, 0,51 e 0,83, respectivamente para VdV , MR_f e o MR_c . Observa-se que a menor variação ocorreu para o método MR_f e que a maior ocorreu para o método MR_c .

Quando comparados os resultados dos métodos, em relação a cada sondagem de simples reconhecimento, FIG. 6.28, foi encontrada uma relação de 99 %. Esta relação indica que a variação dos parâmetros em função do N_{SPT} de cada sondagem provoca uma variação proporcional para todos os métodos de cálculo de Cilindro de Cisalhamento.

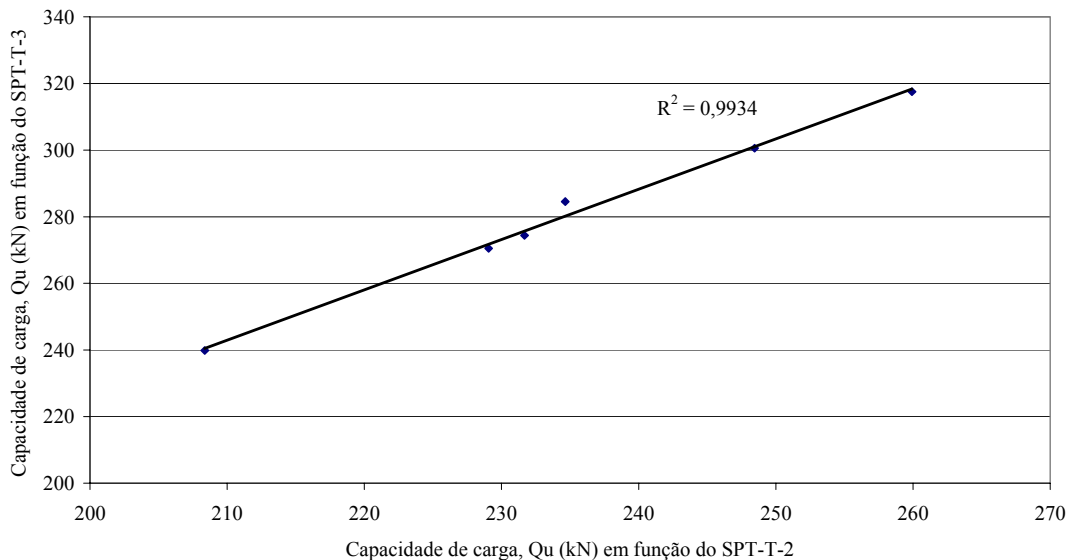


FIGURA 6.28 Relação entre os resultados á tração calculados em função do N_{SPT} para os Métodos de Cilindro de Cisalhamento.

IV- RESULTADOS DOS MÉTODOS TEÓRICOS

Apresentam-se os resultados dos métodos de cálculo, por Cilindro de Cisalhamento, em função dos ensaios de compressão simples e cisalhamento direto.

IV-1) CONSIDERANDO OS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES

A coesão e o peso específico obtido dos ensaios de compressão simples, bem como as tensões efetivas, são apresentados na TAB. 6.24, na forma em que são utilizados para cada método de cálculo. Cada parâmetro foi obtido pela média dos resultados apresentados na TAB. 6.6, até a profundidade das hélices, e no caso em que é utilizado uma profundidade intermediária, é realizada a média apenas deste intervalo.

TABELA 6.24 Parâmetros do solo para o cálculo dos métodos teóricos considerando os ensaios de compressão simples.

Descrição	Símbolo	Unidade	Valor
Tensão efetiva até H ₁	q ₁	kN/m ²	28,10
Tensão efetiva até H ₂	q ₂	kN/m ²	46,04
Peso específico:			
Até a prof. de H ₁	γ ₁	kN/m ³	15,78
Até a prof. de H ₂	γ ₂	kN/m ³	17,11
Entre as hélices	γ _f	kN/m ³	19,72
Coesão:			
Até a prof. H ₁	c ₁	kN/m ²	43,81
Até a prof. H ₂	c ₂	kN/m ²	71,51
Entre as hélices	c _f	kN/m ²	125,71

Os valores dos parâmetros, N_c, F_c, C_a, N_q, F_q, K_u, e S_F, utilizados para o cálculo da capacidade de carga pelos métodos de cilindro de cisalhamento, a partir dos ensaios de compressão simples, são apresentados na TAB. 6.25.

TABELA 6.25 Parâmetros para o cálculo dos métodos teóricos de Cilindro de Cisalhamento, considerando os resultados dos ensaios de compressão simples.

Método	N_c ou F_c	C_a	N_q ou F_q	K_u	S_F
MA&C	9,4	20,81	0	0	-
P&R	5,14	-	1	0	-
RPS&J	9,0	20,81	-	-	-
Das	6,01	-	-	-	-
RP&V	9,0	20,81	-	-	0,91
EC	-	-	-	-	-

A capacidade de carga, Q_u , e suas respectivas parcelas, resistência da primeira hélice, Q_p , do cilindro de solo entre as hélices, Q_f , e do fuste, Q_s , são apresentadas na TAB. 6.26.

TABELA 6.26 Capacidade de carga à tração, em kN, pelos métodos do Cilindro de Cisalhamento, calculada com os resultados dos ensaios de compressão simples.

Método	Grupo	Q_p	Q_f	Q_s	Q_u
MA&C	CCG-3	41	119	12	171
P&R	CCG-2	32	119	-	151
RPS&J	CCG-3	36	119	12	166
Das	CCG-3	29	119	12	159
RP&V	CCG-1	42	109	6	157
EC	CCG-2	42	119	-	161

Observa-se uma variação dos valores da resistência do cilindro de cisalhamento, de 109 kN a 119 kN, enquanto os valores da resistência da primeira hélice, variaram de 29 kN a 42 kN. Estes resultados demonstram que, a capacidade de carga calculada pelos métodos teóricos, considerando os parâmetros do solo obtidos pelos ensaios de compressão simples, variam muito pouco e a parcela referente à resistência do cilindro de cisalhamento é a de maior importância na capacidade de carga.

A FIG. 6.29, apresenta as capacidades de carga calculadas pelos métodos de Cilindro de Cisalhamento, para a observação da influência de cada parcela que a compõe.

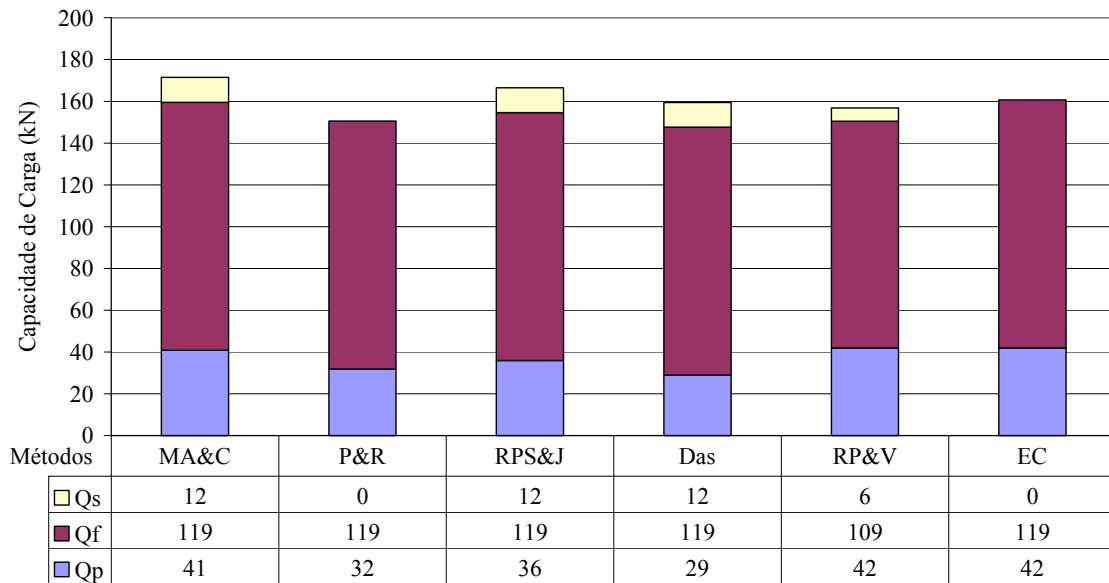


FIGURA 6.29 Parcelas de capacidade de carga à tração para cada método teórico de Cilindro de Cisalhamento considerando os parâmetros do solo dos ensaios de compressão simples.

Na TAB. 6.27, se apresenta uma comparação entre os resultados obtidos pelos métodos de Cilindro de Cisalhamento e os resultados das extrapolações de Van der Veen (VdV), do Método da Rigidez Física (MR_f) e Convencional (MR_c). Os resultados, em relação a VdV, variaram de 0,77 a 0,88 enquanto que, em relação ao MR_f , variaram de 0,71 a 0,81. O fato de alguns métodos de cálculo, considerarem a influência da resistência do fuste não ocasiona grande diferença nos resultados. Em relação ao MR_c , a variação foi de 1,14 a 1,29. Estes resultados demonstram que todos os métodos de cálculo subestimam a capacidade de carga do sistema estaca-solo. A diferença das relações foi de 0,11, 0,10 e 0,15, respectivamente para VdV, MR_f e MR_c . Novamente, observa-se que a menor variação foi do método MR_f , e a maior do método MR_c .

TABELA 6.27 Relação entre a capacidade de carga à tração, calculada pelos métodos teóricos de Cilindro de Cisalhamento e as extrapolações.

Método	Grupo	Q_u/VdV	Q_u/MR_f	Q_u/MR_c
MA&C	CCG-3	0,88	0,81	1,29
P&R	CCG-2	0,77	0,71	1,14
RPS&J	CCG-3	0,85	0,78	1,26
Das	CCG-3	0,82	0,75	1,20
RP&V	CCG-1	0,80	0,74	1,18
EC	CCG-2	0,82	0,76	1,21

IV-2) CONSIDERANDO OS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

A coesão, o ângulo de atrito interno e demais parâmetros do solo, obtidos pelos ensaios de cisalhamento direto, são apresentados na TAB. 6.28. Cada um deles foi obtido pela média dos resultados apresentados na TAB. 6.7, até a profundidade da hélice, e no caso em que é utilizada uma profundidade intermediária, é realizada a média apenas deste intervalo.

TABELA 6.28 Parâmetros do solo para o cálculo dos métodos teóricos, considerando os resultados dos ensaios de cisalhamento direto.

Descrição	Símbolo	Unidade	Valor
Tensão efetiva até H ₁	q ₁	kN/m ²	29,28
Tensão efetiva até H ₂	q ₂	kN/m ²	46,05
Peso específico:			
Até a prof. de H ₁	γ ₁	kN/m ³	16,45
Até a prof. de H ₂	γ ₂	kN/m ³	17,12
Entre as hélices	γ _f	kN/m ³	18,43
Ângulo de atrito interno			
Até a prof. H ₁	φ	°	38,27
Até a prof. H ₂	φ	°	39,54
Entre as hélices	φ	°	42,03
Coesão:			
Até a prof. H ₁	c ₁	kN/m ²	28,52
Até a prof. H ₂	c ₂	kN/m ²	27,26
Entre as hélices	c _f	kN/m ²	24,78

Os valores dos parâmetros N_c, F_c, C_a, N_q, F_q e K_u, para cada um dos métodos de Cilindro de Cisalhamento, obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento direto, são apresentados na TAB. 6.29.

TABELA 6.29 Parâmetros de cálculo dos métodos de cilindro de cisalhamento, calculados com os resultados dos ensaios de cisalhamento direto.

Método	N _c ou F _c	C _a	N _q ou F _q	K _u
MA&C	9,4	13,55	60,66	1,75
P&R	63,03	-	50,72	1,75

A TAB. 6.30, apresenta os resultados de capacidade de carga da primeira hélice, Q_{pc} e Q_{ps} , do cilindro de solo entre as hélices, Q_{fc} e Q_{fs} , e do fuste, Q_{sc} e Q_{ss} . Assim, como a capacidade de carga total da estaca, Q_{uc} , Q_{us} e Q_u .

TABELA 6.30 Capacidade de carga à tração, kN, pelos métodos do Cilindro de Cisalhamento, calculadas com resultados dos ensaios de cisalhamento direto.

Método	Q_{pc}	Q_{fc}	Q_{sc}	Q_{uc}	Q_{ps}	Q_{fs}	Q_{ss}	Q_{us}	Q_u
MA&C	27	23	8	58	176	61	12	249	307
P&R	232	23	0	255	147	44	0	191	447

A FIG. 6.30, apresenta as capacidades de carga calculadas pelos métodos de Cilindro de Cisalhamento, considerando os parâmetros do solo, obtidos dos ensaios de cisalhamento direto.

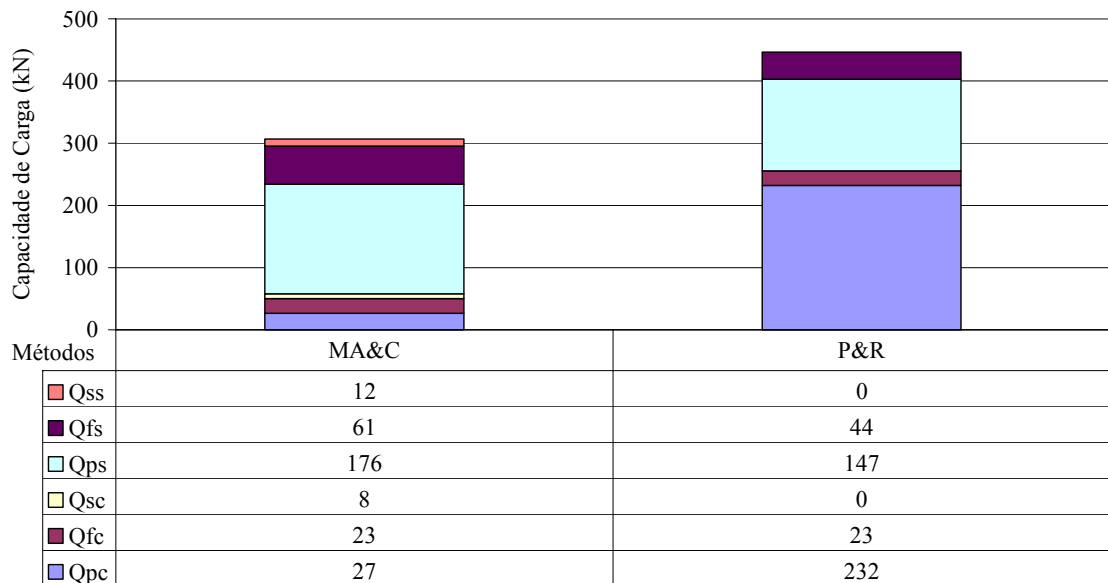


FIGURA 6.30 Parcelas de capacidade de carga à tração para os métodos de Cilindro de Cisalhamento, considerando os parâmetros do solo, obtidos dos ensaios de cisalhamento direto.

Observa-se que os valores da resistência da primeira hélice, são de maior variação, de 27 kN a 232 kN em relação à coesão, e de 176 kN a 147 kN para o ângulo de atrito interno. Estes resultados demonstram que a capacidade de carga calculada pelos

métodos teóricos, considerando os parâmetros do solo, obtidos pelos ensaios de cisalhamento direto, variam com a parcela referente à resistência da primeira hélice.

Na TAB. 6.31, apresenta-se uma comparação entre os resultados obtidos pelos métodos de Cilindro de Cisalhamento e os resultados das extrapolações de Van der Veen (VdV), e do Método da Rigidez Física (MR_f) e Convencional (MR_c). Quando observada cada parcela de contribuição de carga, coesão e atrito interno, separadamente, temos situações distintas nos resultados de cada método: MA&C apresenta uma capacidade de carga baixa em relação à coesão, variando de 0,30 a 0,27, porém boa para o atrito interno, 1,28 a 1,17, o que sugere que o atrito interno do solo agiu como contribuição principal de cálculo; P&R apresenta uma capacidade de carga de variando de 1,31 a 1,20 em relação à coesão, e 0,98 a 0,90 em relação ao atrito interno, o que sugere que ambas parcelas tem contribuição importante no cálculo, e que a utilização desta equação poderia ser realizada, considerando somente um dos parâmetros do solo.

TABELA 6.31 Relação entre a capacidade de carga à tração, em kN, calculada pelos métodos teóricos de Cilindro de Cisalhamento e as extrapolações.

Método	Q_{uc}/VdV	Q_{uc}/MR_f	Q_{us}/VdV	Q_{us}/MR_f	Q_u/VdV	Q_u/MR_f	Q_u/MR_c
MA&C	0,30	0,27	1,28	1,17	1,57	1,44	2,32
P&R	1,31	1,20	0,98	0,90	2,29	2,10	3,37

6.5.2 MÉTODOS DE CILINDRO DE CISALHAMENTO À COMPRESSÃO

Apresenta-se os resultados semi-empíricos e teóricos dos métodos de cálculo, por Cilindro de Cisalhamento à compressão.

I- RESULTADOS DOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

O peso específico e a coesão adotados segundo o N do SPT, são apresentados na TAB. 6.32, bem como as tensões efetivas para a profundidade de cada hélice. Cada parâmetro foi obtido pela média dos resultados apresentados na TAB. 6.2.

A TAB. 6.33, apresenta os valores dos fatores N_c , e N_q para o cálculo dos métodos.

TABELA 6.32 Parâmetros do solo em função do N_{SPT} , para os cálculos à compressão.

Descrição	Símbolo	Unidade	Valor	
			SPT-T-1	SPT-T-4
Tensão efetiva até H_1	q_1	kN/m ²	33,82	31,82
Tensão efetiva até H_2	q_2	kN/m ²	51,11	49,11
Peso específico:				
Até a prof. de H_1	γ_1	kN/m ³	19,00	17,88
Até a prof. de H_2	γ_2	kN/m ³	19,00	18,26
Entre as hélices	γ_f	kN/m ³	19,00	19,00
Coesão:				
Até a prof. H_1	c_1	kN/m ²	114,38	87,53
Até a prof. H_2	c_2	kN/m ²	126,54	100,26
Entre as hélices	c_f	kN/m ²	126,54	100,26

TABELA 6.33 Fatores N_c e N_q , para o cálculo dos métodos de Cilindro de Cisalhamento à compressão.

Método	N_c	N_q
RP&S	9	-
P&R	9	1
Steph	9	1

Os resultados de capacidade de carga, Q_u , calculados pelos métodos do Cilindro de Cisalhamento à compressão, para o perfil do solo das sondagens SPT-T-1 e SPT-T-4, são apresentados na TAB. 6.34, juntamente com os valores de resistência da segunda hélice, Q_p , do cilindro de cisalhamento, Q_f e do fuste, Q_s .

TABELA 6.34 Capacidade de carga à compressão, em kN, pelos métodos de Cilindro de Cisalhamento para o solo das sondagens SPT-T-1 e SPT-T-4.

Método	SPT-T-1				SPT-T-4			
	Q_p	Q_f	Q_s	Q_u	Q_p	Q_f	Q_s	Q_u
RP&S	83	119	31	234	66	95	24	184
P&R	112	119	-	231	121	95	-	216
Steph	87	119	-	206	69	95	-	164

Assim como na tração, observa-se que há uma variação dos valores da resistência do cilindro de cisalhamento, de 95 kN a 119 kN, enquanto os valores da resistência da

primeira hélice, variaram de 66 kN a 121 kN. Esta variação demonstra que a grande diferença entre os resultados dos métodos de cálculo da capacidade de carga, ocorre principalmente devido ao cálculo da resistência da primeira hélice.

Os valores de cada parcela, Q_p , Q_f e Q_s , e da capacidade de carga, Q_u , de cada método, são apresentados também na FIG. 6.31, na forma de barras sobrepostas para a observação da contribuição de cada parcela na capacidade de carga.

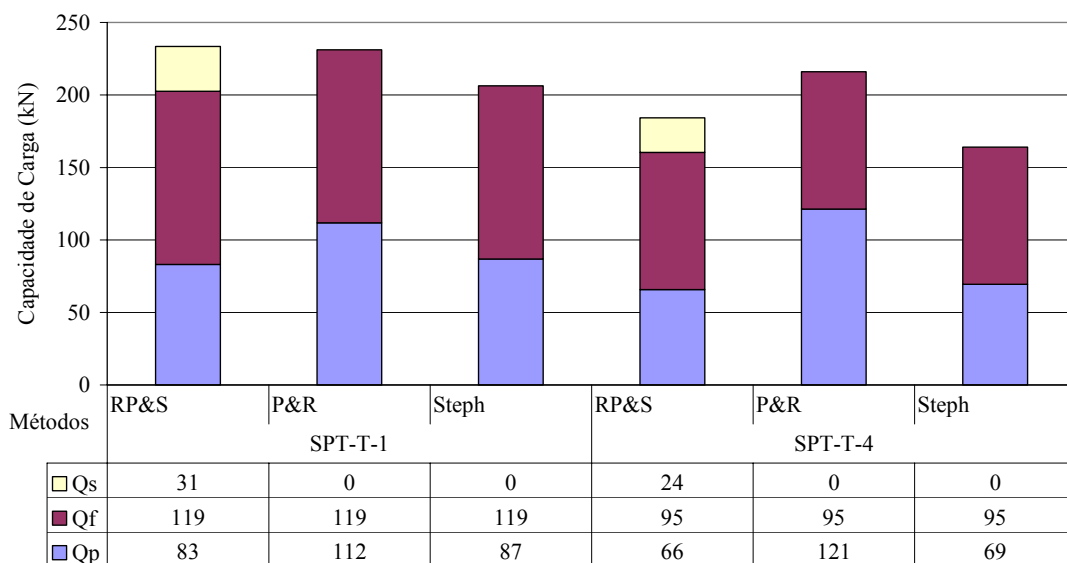


FIGURA 6.31 Parcelas de capacidade de carga à compressão de cada método semi-empírico de Cilindro de Cisalhamento.

Na TAB. 6.35, apresenta-se uma comparação entre os resultados obtidos pelos métodos de Cilindro de Cisalhamento e os resultados das extrapolações de Van der Veen (VdV), do Método da Rigidez Física (MR_f) e Convencional (MR_c). Os resultados, em relação a VdV, variaram de 0,34 a 0,48 enquanto que, em relação ao MR_f , variaram de 0,47 a 0,67. O fato de alguns métodos de cálculo considerarem a influência da resistência do fuste, não ocasiona grande diferença nos resultados. Em relação ao MR_c , a variação foi de 1,04 a 1,47. Estes resultados demonstram que todos os métodos de cálculo, subestimam a capacidade de carga do sistema estaca-solo. A diferença das relações foi de 0,14, 0,20 e 0,43, respectivamente para VdV, MR_f e MR_c . Observa-se que a menor variação foi do método VdV e a maior do método MR_c .

TABELA 6.35 Relação entre a capacidade de carga à compressão, calculada pelos métodos semi-empíricos do Cilindro de Cisalhamento e as extrapolações.

Método	Q_u/VdV		Q_u/MR_f		Q_u/MR_c	
	SPT-T-1	SPT-T-4	SPT-T-1	SPT-T-4	SPT-T-1	SPT-T-4
RP&S	0,48	0,38	0,67	0,53	1,47	1,16
P&R	0,48	0,45	0,66	0,62	1,46	1,36
Steph	0,43	0,34	0,59	0,47	1,30	1,04

II- RESULTADOS DOS MÉTODOS TEÓRICOS

Apresentam-se os resultados dos métodos de cálculo por Cilindro de Cisalhamento, em função dos ensaios de compressão simples e cisalhamento direto.

II-1) CONSIDERANDO OS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES

O peso específico e a coesão, obtidos dos ensaios de compressão simples, já foram apresentados na TAB. 6.24, bem como as tensões efetivas.

Os valores dos parâmetros, N_c e N_q , utilizados para o cálculo da capacidade de carga à compressão pelos métodos teóricos de Cilindro de Cisalhamento, são os mesmos apresentados na TAB. 6.33.

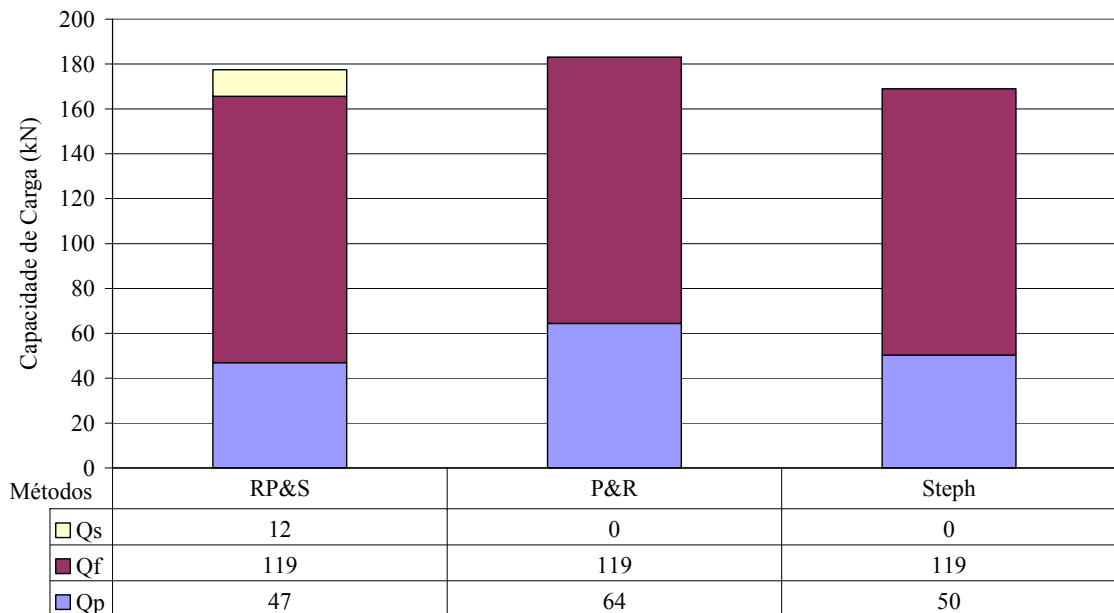
A capacidade de carga a compressão, Q_u , e suas respectivas parcelas de resistência da segunda hélice, Q_p , e do cilindro de solo entre as hélices, Q_f , são apresentadas na TAB. 6.36.

TABELA 6.36 Capacidade de carga à compressão, em kN, pelos métodos teóricos do Cilindro de Cisalhamento, calculada com os resultados dos ensaios de compressão simples.

Método	Q_p	Q_f	Q_s	Q_u
RP&S	47	119	12	178
P&R	64	119	-	183
Steph	50	119	-	169

Assim como na tração, observa-se uma variação das parcelas de resistência Q_p , variando de 47 kN a 64 kN em relação a resistência da segunda hélice. Estes resultados demonstram que a capacidade de carga calculada pelos métodos teóricos, considerando os parâmetros do solo obtidos pelos ensaios de compressão simples, variam muito pouco e a parcela referente à resistência do cilindro de cisalhamento é a de maior importância na capacidade de carga.

A FIG. 6.32, apresenta as capacidades de carga calculadas pelos métodos de Cilindro de Cisalhamento, para a observação da influência de cada parcela que a compõe.



6.32 Parcelas de capacidade de carga à compressão para cada método teórico de Cilindro de Cisalhamento considerando os parâmetros do solo dos ensaios de compressão simples.

Quando comparados, os resultados calculados pelos métodos teóricos do Cilindro de Cisalhamento com as extrapolações de Van der Veen (VdV), do Método da Rigidez Física (MR_f) e Convencional (MR_c), TAB. 6.37, observa-se uma variação de 0,35 a 0,38 em relação a VdV e de 0,48 a 0,52 em relação a MR_f . Em relação ao MR_c , a variação foi de 1,07 a 1,16. Estes resultados demonstram que todos os métodos de cálculo, subestimam capacidade de carga do sistema estaca-solo. A comparação em relação ao MR_c , sugere que os métodos calculam a capacidade de carga para esta situação. A

diferença das relações foi de 0,03, 0,04 e 0,09, respectivamente para VdV, MR_f e MR_c . Observa-se que a menor variação foi do método VdV, e a maior do método MR_c .

TABELA 6.37 Relação entre a capacidade de carga à compressão calculada pelos métodos teóricos de Cilindro de Cisalhamento, considerando os parâmetros de solo obtidos dos ensaios de compressão simples e as extrapolações.

Método	Q_u/VdV	Q_u/MR_f	Q_u/MR_c
RP&S	0,37	0,51	1,12
P&R	0,38	0,52	1,16
Steph	0,35	0,48	1,07

II-2) CONSIDERANDO OS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

O peso específico, a coesão e o ângulo de atrito interno do solo, são os mesmos apresentados na TAB. 6.28.

Os valores dos parâmetros N_c , N_q e K_u , para cada um dos métodos de Cilindro de Cisalhamento, obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento direto, são apresentados na TAB. 6.38.

TABELA 6.38 Parâmetros de cálculo dos métodos de Cilindro de Cisalhamento à compressão, calculados com os resultados dos ensaios de cisalhamento direto.

Método	N_c	N_q	N_γ	K_u
P&R	63,03	50,72	-	1,75
Steph	63,03	50,72	71,97	1,75

A TAB. 6.39, apresenta os resultados da resistência da segunda hélice, Q_p , do cilindro de solo entre as hélices, Q_f , e do fuste, Q_s , assim como a capacidade de carga da estaca, Q_u .

TABELA 6.39 Capacidade de carga à compressão, em kN, pelos métodos do Cilindro de Cisalhamento, calculados considerando os parâmetros do solo, obtidos dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto.

Método	Q_{pc}	Q_{fc}	Q_{uc}	Q_{ps}	Q_{fs}	Q_{us}	Q_u
P&R	163	23	186	170	44	214	400
Steph	125	23	149	184	61	245	394

A FIG. 6.33, apresenta as capacidades de carga calculadas pelos métodos de Cilindro de Cisalhamento, considerando os parâmetros do solo obtidos dos ensaios de cisalhamento direto.

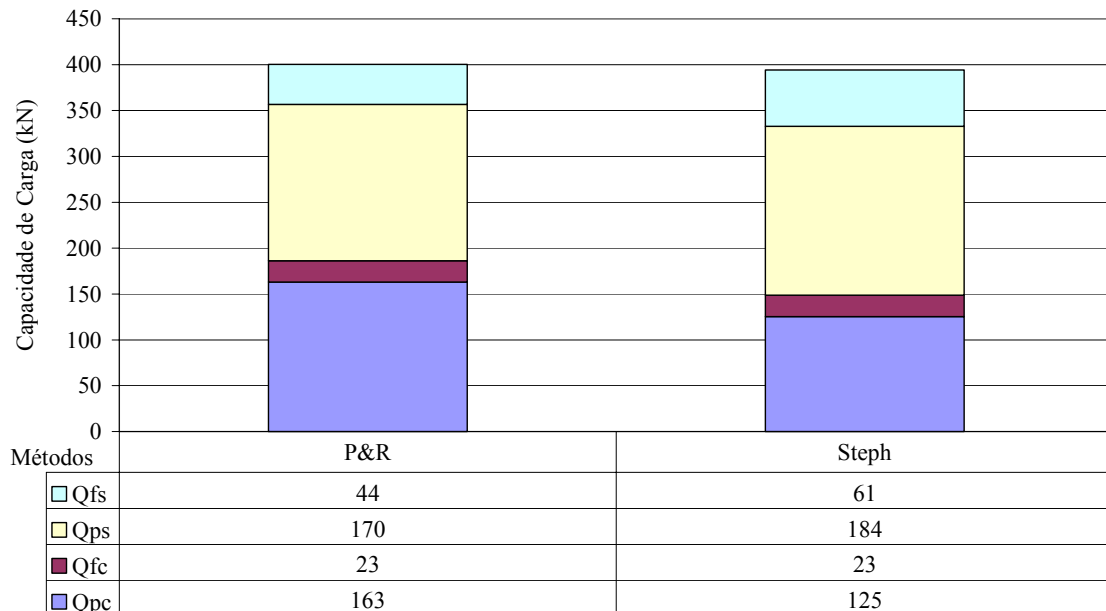


FIGURA 6.33 Parcelas de capacidade de carga à compressão para os métodos de Cilindro de Cisalhamento considerando os parâmetros do solo dos ensaios de cisalhamento direto.

Observa-se uma variação das parcelas de resistência, variando de 125 kN a 184 kN, em relação à resistência da segunda hélice, e de 23 kN a 61 kN, em relação à resistência do cilindro de cisalhamento. Estes resultados demonstram, que a capacidade de carga calculada pelos métodos teóricos, considerando os parâmetros do solo, obtidos pelos ensaios de cisalhamento direto, tem como principal parcela, a resistência da segunda hélice.

Comparando os resultados obtidos pelos métodos de Cilindro de Cisalhamento e os resultados obtidos das extrapolações de Van der Veen (VdV) e do Método da Rigidez Física (MR_f) e Convencional (MR_c), TAB. 6.40, observa-se uma variação dos resultados de 0,81 a 0,83 em relação a VdV, 1,13 a 1,15 em relação ao MR_f e 2,49 a 2,53 em relação MR_c . A diferença das relações foi de 0,02, 0,02 e 0,04, respectivamente para VdV, MR_f e MR_c . Observa-se que a variação dos métodos VdV e MR_f , foi igual e a maior variação ocorreu com o método MR_c . Quando observadas as parcelas de capacidade de carga, devido à coesão, Q_{uc} e devido ao ângulo de atrito interno do solo, Q_{us} , separadamente, vemos que a contribuição destas parcelas é bem dividida.

TABELA 6.40 Relação entre a capacidade de carga à compressão, calculada pelos métodos teóricos de Cilindro de Cisalhamento, considerando os parâmetros do solo obtidos dos ensaios de cisalhamento direto e as extrapolações.

Método	Q_{uc}/VdV	Q_{uc}/MR_f	Q_{us}/VdV	Q_{us}/MR_f	Q_u/VdV	Q_u/MR_f	Q_u/MR_c
P&R	0,38	0,53	0,44	0,61	0,83	1,15	2,53
Steph	0,31	0,43	0,51	0,70	0,81	1,13	2,49

6.5.3 MÉTODOS DE CAPACIDADES INDIVIDUAIS À TRAÇÃO

Apresentam-se os resultados semi-empíricos e teóricos, dos métodos de cálculo por Capacidades Individuais à tração.

Como a diferença entre os métodos é principalmente nos fatores de capacidade de carga, não foi feita uma separação em grupos.

I- RESULTADOS DOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

O peso específico, a coesão e demais parâmetros para o cálculo da capacidade de carga são os mesmos apresentados nas TAB. 6.20. Os parâmetros N_{c1} , N_{c2} , N_{q1} , N_{q2} e C_a , para cada método de Capacidades Individuais à tração, estão apresentados na TAB. 6.41.

TABELA 6.41 Parâmetros de cálculo dos métodos de Capacidades Individuais

Método	N_{c1}	N_{c2}	N_{q1}	N_{q2}	C_a	
					SPT-T-2	SPT-T-3
ABC	9,0	9,0	0,5	0,5	-	-
Steph	9,0	9,0	1,0	1,0	-	-
P&R	9,0	9,0	0,5	0,5	-	-
EC	9,0	9,0	1,0	1,0	-	-
A&K	9,0	9,0	0,5	0,5	48,09	71,20
RP&V	9,0	9,0	-	-	-	-

Os resultados de capacidade de carga, Q_u , calculados pelos métodos teóricos de Capacidades Individuais à tração para o perfil do solo das sondagens SPT-T-2 e SPT-T-3, são apresentados na TAB. 6.42, juntamente com os valores de capacidade de carga da primeira hélice, Q_1 , da segunda hélice, Q_2 , e do fuste, Q_s .

TABELA 6.42 Capacidade de carga à tração, em kN, pelos métodos de Capacidades Individuais para o solo do perfil das sondagens SPT-T-2 e SPT-T-3..

Método	SPT-T-2				SPT-T-3			
	Q_1	Q_2	Q_s	Q_u	Q_1	Q_2	Q_s	Q_u
ABC	92	98	-	190	136	97	-	233
Steph	94	100	-	193	137	99	-	236
P&R	119	127	-	246	176	126	-	302
EC	94	100	-	193	137	99	-	236
A&K	90	96	27	214	134	95	41	270
RP&V	94	100	15	208	137	99	22	258

Observa-se uma contribuição proporcional de cada hélice no cálculo da capacidade de carga, em que para o SPT-T-2, os valores da resistência da segunda hélice, variando de 98 kN a 127 kN, superam os valores da primeira hélice, 90 kN a 119 kN, enquanto o contrário ocorre para o SPT-T-3, em que os valores da segunda hélice, 95 kN a 126 kN, são inferiores aos da primeira hélice, 134 kN a 176 kN. Estas variações são principalmente, devido à diferença do N_{SPT} de cada sondagem.

Os valores de cada parcela, Q_1 , Q_2 e Q_s , e da capacidade de carga, Q_u , de cada método são apresentados na FIG. 6.34, na forma de barras sobrepostas para a visualização da contribuição de cada parcela, na capacidade de carga.

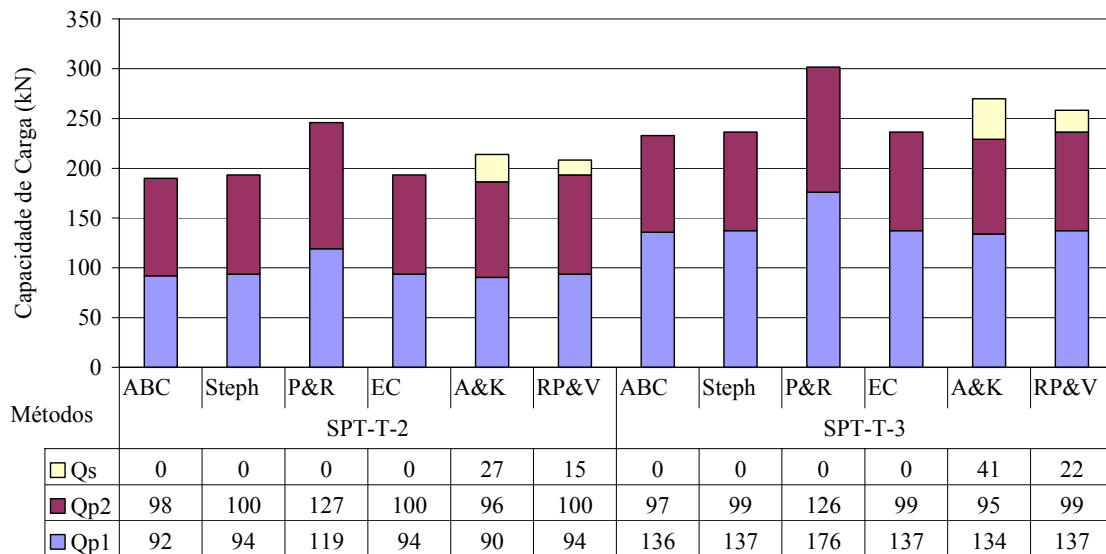


FIGURA 6.34 Parcelas de capacidade de carga à tração dos métodos semi-empíricos de Capacidades Individuais.

Uma comparação entre os resultados, calculados pelos métodos de Capacidades Individuais e os resultados obtidos pelas extrapolações de Van der Veen (VdV) e dos Método da Rigidez Física (MR_f) e Convencional (MR_c), é apresentada na TAB. 6.43. Pode ser visto que os resultados variaram de 0,97 a 1,55, em relação a VdV, de 0,89 a 1,42 em relação ao MR_f e de 1,43 a 2,28 em relação ao MR_c . Estes resultados demonstram que os métodos de Capacidades Individuais, variam entre valores superiores e inferiores aos da carga de ruptura, em que a maioria varia até no máximo 20 % para as duas sondagens. Pode ser observado também, que todos os valores em relação à sondagem SPT-T-3, foram maiores que os da sondagem SPT-T-2. A diferença das relações foi de 0,58, 0,53 e 0,85, respectivamente para VdV, MR_f e MR_c . Observa-se que a menor variação foi do método MR_f e a maior do método MR_c .

TABELA 6.43 Relação entre a capacidade de carga à tração calculada pelos métodos semi-empíricos de Capacidades Individuais e as extrapolações.

Método	Q_u/VdV		Q_u/MR_f		Q_u/MR_c	
	SPT-T-2	SPT-T-3	SPT-T-2	SPT-T-3	SPT-T-2	SPT-T-3
ABC	0,97	1,19	0,89	1,10	1,43	1,76
Steph	0,99	1,21	0,91	1,11	1,46	1,78
P&R	1,26	1,55	1,16	1,42	1,86	2,28
EC	0,99	1,21	0,91	1,11	1,46	1,78
A&K	1,10	1,38	1,01	1,27	1,61	2,04
RP&V	1,07	1,32	0,98	1,22	1,57	1,95

Quando comparados os resultados dos métodos, em relação a cada sondagem de simples reconhecimento, FIG. 6.35, foi encontrada uma relação de 99 %. Esta relação indica que a variação dos parâmetros em função do N_{SPT} de cada sondagem, provoca uma variação proporcional para todos os métodos de cálculo de Capacidades Individuais.

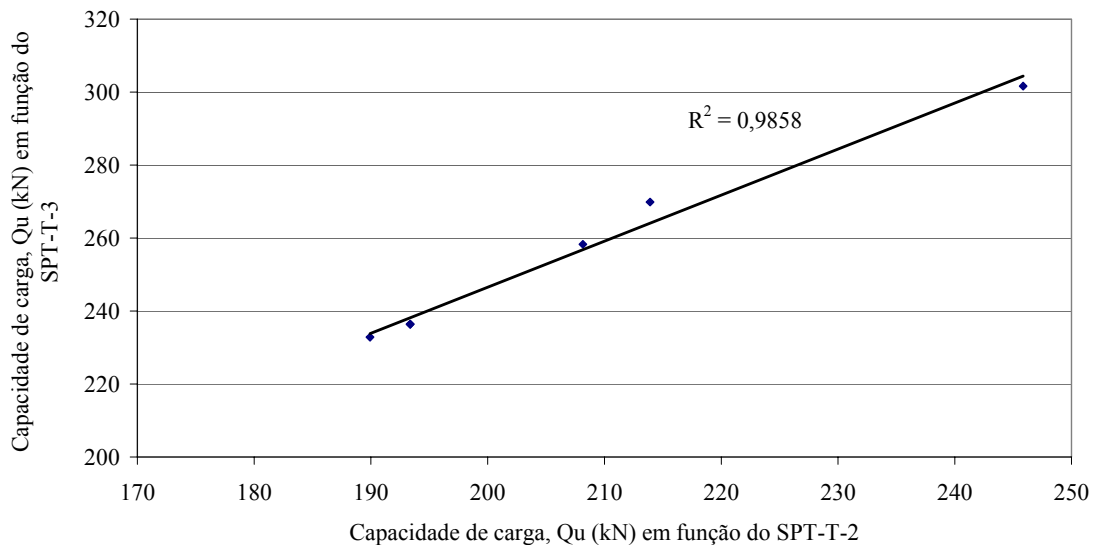


FIGURA 6.35 Relação entre os resultados à tração, calculados em função do N do SPT, para os métodos de Capacidades Individuais.

II- RESULTADOS DOS MÉTODOS TEÓRICOS

Apresentam-se os resultados dos métodos de cálculo por Capacidades Individuais, em função dos ensaios de compressão simples e cisalhamento direto.

II-1) CONSIDERANDO OS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES

Os parâmetros do solo são os mesmos apresentados na TAB. 6.24.

Os valores dos fatores N_{c1} , N_{c2} , N_{q1} , N_{q2} e C_a , para o cálculo da capacidade de carga à tração pelos métodos de capacidades individuais, obtidos à partir dos resultados dos ensaios de compressão simples, são apresentados na TAB. 6.44.

TABELA 6.44 Parâmetros para o cálculo dos métodos de Capacidades Individuais, considerando os resultados dos ensaios de compressão simples.

Método	N_{c1}	N_{c2}	N_{q1}	N_{q2}	C_a
ABC	9,0	9,0	0,5	0,5	-
Steph	9,0	9,0	1,0	1,0	-
P&R	9,0	9,0	0,5	0,5	-
EC	9,0	9,0	1,0	1,0	-
A&K	9,0	9,0	0,5	0,5	20,81
RP&V	9,0	9,0	-	-	20,81

A resistência de cada hélice, Q_1 e Q_2 , e do fuste, Q_s , são apresentados na TAB. 6.45, juntamente com a capacidade de carga da estaca, Q_u .

TABELA 6.45 Capacidade de carga à tração, em kN, pelos métodos de Capacidades Individuais, calculados com resultados dos ensaios de compressão simples.

Método	Q_1	Q_2	Q_s	Q_u
ABC	41	49	-	89
Steph	42	50	-	92
P&R	52	63	-	115
EC	42	50	-	92
A&K	39	47	12	98
RP&V	42	50	6	99

A FIG. 6.36, apresenta as capacidades de carga, calculadas pelos métodos de Capacidades Individuais e a contribuição de cada parcela.

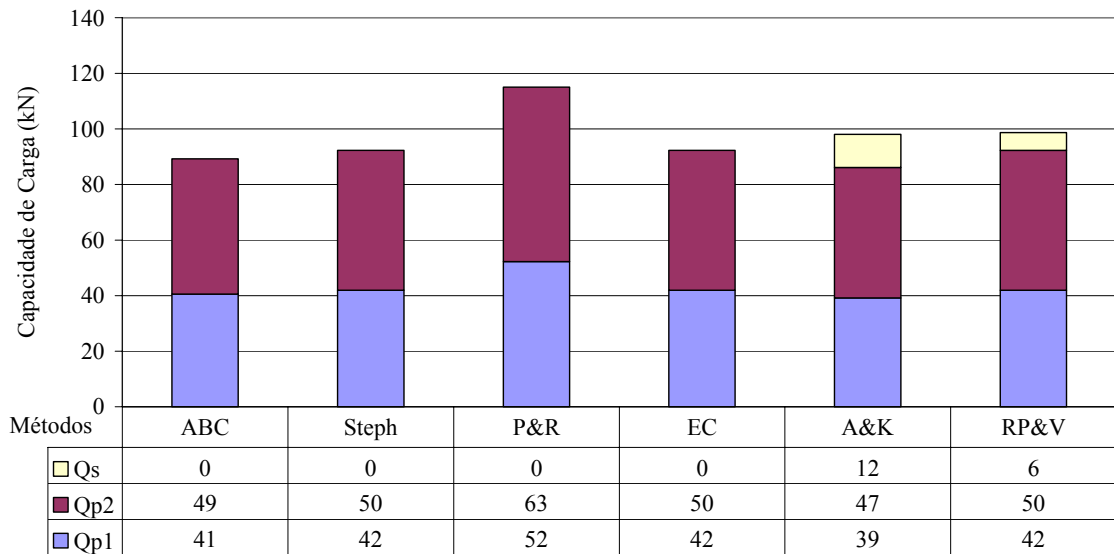


FIGURA 6.36 Parcelas da capacidade de carga à tração para cada método teórico de Capacidades Individuais considerando os parâmetros do solo, obtidos dos ensaios de compressão simples.

Uma comparação entre os resultados calculados pelos métodos teóricos de Capacidades Individuais, e os obtidos pelas extrapolações de Van der Veen (VdV), e dos Método da Rigidez Física (MR_f), e Convencional (MR_c), é apresentada na TAB. 6.46. Pode ser visto que os resultados variaram de 0,46 a 0,59, em relação a VdV, de 0,42 a 0,54, em relação ao MR_f , e de 0,67 a 0,87, em relação ao MR_c . Estes resultados demonstram que todos os métodos de cálculo, subestimam a capacidade de carga do sistema estaca-solo, até mesmo para os resultados em comparação ao MR_c . A diferença das relações foi de 0,13, 0,12 e 0,20, respectivamente para VdV, MR_f e MR_c . A menor variação das diferenças foi do método MR_f e a maior do método MR_c .

TABELA 6.46 Relação entre a capacidade de carga à tração calculada pelos métodos de Capacidades Individuais, considerando os parâmetros do solo obtidos dos ensaios de compressão simples e as extrapolações.

Método	Q_u/VdV	Q_u/MR_f	Q_u/MR_c
ABC	0,46	0,42	0,67
Steph	0,47	0,43	0,70
P&R	0,59	0,54	0,87
EC	0,47	0,43	0,70
A&K	0,50	0,46	0,74
RP&V	0,51	0,46	0,74

II-2) CONSIDERANDO OS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Os parâmetros, peso específico, coesão e ângulo de atrito interno, são os mesmos apresentados na TAB. 6.28.

Os valores dos parâmetros N_{c1} , N_{c2} , N_{q1} , N_{q2} , N_{y1} e N_{y2} para cada método são apresentados na TAB. 6.47.

TABELA 6.47 Parâmetros para o cálculo dos métodos teóricos de Capacidades Individuais à tração, considerando os parâmetros do solo obtidos dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto.

Método	N_{cu1}	N_{cu2}	N_{q1}	N_{q2}	N_{y1}	N_{y2}
ABC	9,00	9,00	79,42	88,64	-	-
Steph	9,00	9,00	50,72	60,26	36,69	40,94
P&R	9,00	9,00	79,42	88,64	-	-
EC	79,00	101,00	49,00	66,00		
A&K	9,00	9,00	79,42	88,64	-	-

Observa-se que, o método EC, apresenta valores de N_c muito superiores, 79 e 101, enquanto que os demais são 9. Isto porque os valores destes fatores, para este método, variam com o ângulo de atrito e são tabelados TAB. 4.3.

Na TAB. 6.48, apresentam-se as capacidades de carga de cada hélice, Q_1 e Q_2 , e do fuste, Q_s , calculadas pelos métodos de Capacidades Individuais, considerando os parâmetros do solo obtidos dos ensaios de cisalhamento direto.

TABELA 6.48 Capacidade de carga à tração, em kN, calculada segundo os métodos de Capacidades Individuais, considerando os parâmetros do solo obtidos dos ensaios de cisalhamento direto.

Método	Q_{pc1}	Q_{ps1}	Q_{pc2}	Q_{ps2}	Q_s	Q_u
ABC	25	231	18	298	-	572
Steph	25	158	18	210	-	412
P&R	33	231	23	298	-	585
EC	224	142	201	222	-	789
A&K	25	231	18	298	22	594

Observa-se que o método EC, apresentou valores da capacidade de carga devido à coesão Q_{pc} , 224 kN e 201 kN, muito superiores aos demais métodos, devido aos fatores de capacidade de carga N_c serem muito superiores.

Na TAB. 6.49, é apresentada uma comparação entre os resultados obtidos pelos métodos de Capacidades Individuais e os resultados obtidos pelas extrapolações de Van der Veen (VdV) e do Método da Rigidez Física (MR_f) e Convencional (MR_c). Pode ser observado, que os resultados variaram de 2,11 a 4,05, em relação a VdV, de 1,94 a 3,71, em relação ao MR_f , e de 3,11 a 5,95, em relação ao MR_c . Estes resultados demonstram que todos os métodos de cálculo, superestimam muito a capacidade de carga do sistema estaca-solo. A diferença das relações foi de 1,94, 1,77 e 2,84, respectivamente para VdV, MR_f e MR_c . Observa-se que a menor variação foi do método MR_f e a maior do método MR_c .

TABELA 6.49 Relação entre a capacidade de carga à tração calculada pelos métodos de Capacidades Individuais, considerando os parâmetros do solo dos ensaios de cisalhamento direto e as extrapolações.

Método	Q_u/VdV	Q_u/MR_f	Q_u/MR_c
ABC	2,93	2,69	4,32
Steph	2,11	1,94	3,11
P&R	3,00	2,75	4,42
EC	4,05	3,71	5,95
A&K	3,05	2,80	4,48

6.5.4 MÉTODOS DA CAPACIDADES INDIVIDUAIS À COMPRESSÃO

Apresentam-se os resultados semi-empíricos e teóricos dos métodos de cálculo, por Capacidades Individuais à compressão.

I- RESULTADOS DOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

O peso específico e a coesão adotados, segundo o N_{SPT} , são os mesmos apresentados na TAB. 6.20, bem como as tensões efetivas para a profundidade de cada hélice. Os

valores dos parâmetros N_{c1} , N_{c2} , N_{q1} e N_{q2} , para cada método, são apresentados na TAB. 6.50.

TABELA 6.50 Parâmetros de cálculo dos métodos de Capacidades Individuais à compressão.

Método	N_{c1}	N_{c2}	N_{q1}	N_{q2}
Steph	12,35	12,35	1,65	1,65
P&R	9,00	9,00	0,5	0,5
A&K	9,00	9,00	0,5	0,5

Os resultados de capacidade de carga à compressão, Q_u , calculados pelos métodos teóricos de Capacidades Individuais, para o perfil de solo das sondagens SPT-T-1 e SPT-T-4, são apresentados na TAB. 6.51, juntamente com os valores de resistência da primeira hélice, Q_1 , da segunda hélice, Q_2 , e do fuste, Q_s . Observa-se assim, como na tração, uma relação proporcional entre a resistência das hélices.

TABELA 6.51 Capacidade de carga à compressão, em kN, pelos métodos de Capacidades Individuais para o solo do perfil das sondagens.

Método	SPT-T-1				SPT-T-4			
	Q_1	Q_2	Q_s	Q_u	Q_1	Q_2	Q_s	Q_u
Steph	142	158	-	301	109	126	-	236
P&R	135	110	-	244	103	87	-	191
A&K	102	83	31	216	78	66	24	168

Os valores de cada parcela, Q_1 , Q_2 e Q_s , e da capacidade de carga, Q_u , de cada método são apresentados na FIG. 6.37, na forma de barras sobrepostas para a visualização da contribuição de cada parcela na capacidade de carga.

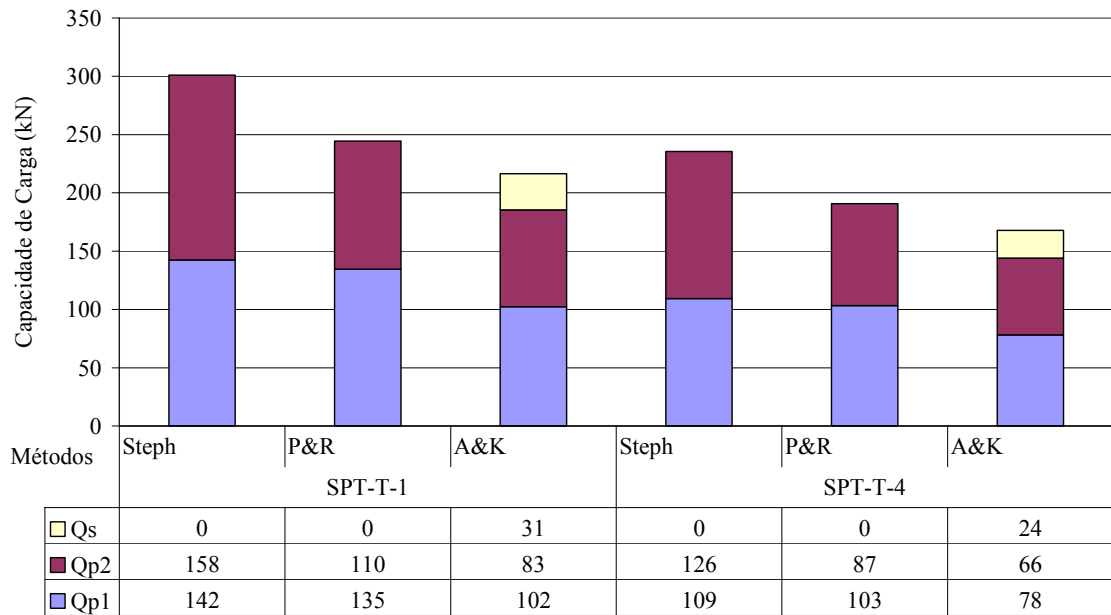


FIGURA 6.37 Parcelas da capacidade de carga à compressão dos métodos semi-empíricos de Capacidades Individuais.

Uma comparação entre os resultados obtidos pelos métodos de Capacidades Individuais e os resultados obtidos nas extrapolações de Van der Veen (VdV), e dos Método da Rigidez Física (MR_f) e Convencional (MR_c), apresenta-se na TAB. 6.52. Pode ser visto que todos os resultados variaram de 0,35 a 0,62, em relação a VdV, de 0,48 a 0,86, em relação ao MR_f e de 1,06 a 1,90, em relação ao MR_c . Estes resultados demonstram que todos os métodos de cálculo subestimam a capacidade de carga do sistema estaca-solo. A diferença das relações foi de 0,27, 0,38 e 0,84, respectivamente para VdV, MR_f e MR_c . Observa-se que a menor variação foi do método VdV e a maior do método MR_c .

TABELA 6.52 Relação entre a capacidade de carga à compressão, calculada pelos métodos de Capacidades Individuais e as extrapolações das provas de carga.

Método	Q_u/VdV		Q_u/MR_f		Q_u/MR_c	
	SPT-T-1	SPT-T-4	SPT-T-1	SPT-T-4	SPT-T-1	SPT-T-4
Steph	0,62	0,49	0,86	0,67	1,90	1,49
P&R	0,50	0,39	0,70	0,55	1,54	1,20
A&K	0,45	0,35	0,62	0,48	1,36	1,06

II- RESULTADO DOS MÉTODOS TEÓRICOS

Apresentam-se os resultados dos métodos de cálculo por Capacidades Individuais à compressão, em função dos ensaios de compressão simples e cisalhamento direto.

II-1) CONSIDERANDO OS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES

Os parâmetros do solo, segundo os ensaios de laboratório, bem como as tensões efetivas, são os mesmos apresentados na TAB. 6.24. Os valores N_{c1} , N_{c2} , N_{q1} e N_{q2} , para o cálculo da capacidade de carga pelos métodos de Capacidades Individuais à partir dos ensaios de compressão simples, são os mesmos apresentados na TAB. 6.50.

A resistência de cada hélice, Q_1 e Q_2 , e do fuste, Q_s , são apresentadas na TAB. 6.53, juntamente com a capacidade de carga da estaca, Q_u .

TABELA 6.53 Capacidade de carga à compressão, em kN, pelos métodos de Capacidades Individuais calculados, considerando os parâmetros de solo obtidos pelos ensaios de compressão simples.

Método	Q_1	Q_2	Q_s	Q_u
Steph	56	91	-	146
P&R	52	63	-	115
A&K	39	47	12	98

A FIG. 6.38, apresenta as capacidades de carga calculadas pelos métodos de Capacidades Individuais e a contribuição de cada parcela.

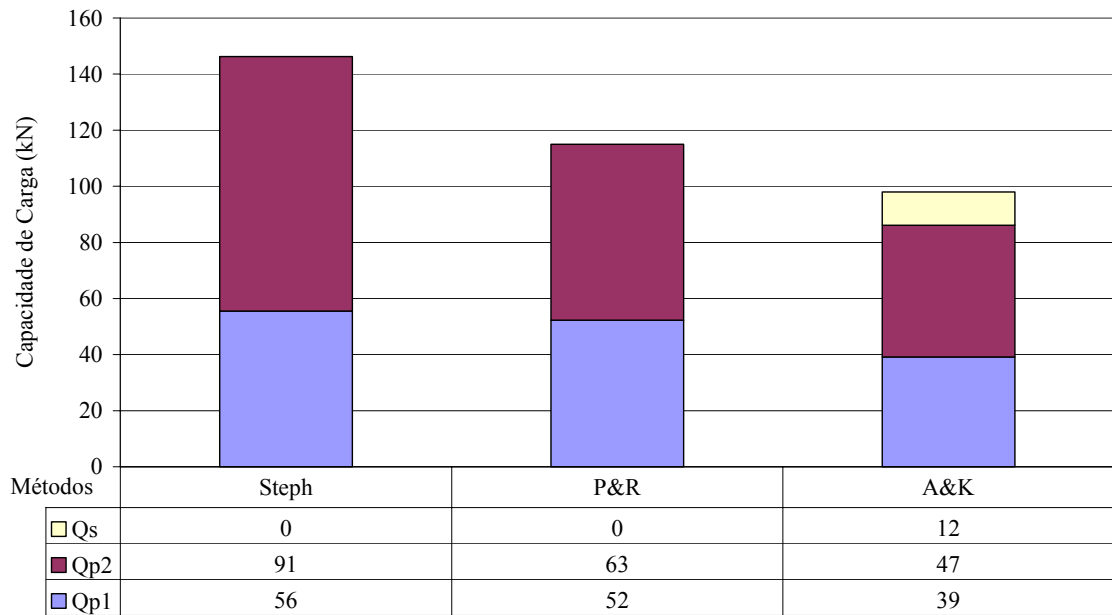


FIGURA 6.38 Parcelas da capacidade de carga à compressão para cada método teórico de Capacidades Individuais, considerando os parâmetros do solo obtidos dos ensaios de compressão simples.

A comparação entre os resultados obtidos pelos métodos de Capacidades Individuais e os resultados obtidos pelas extrapolações de Van der Veen (VdV), e dos Método da Rigidez Física (MR_f) e Convencional (MR_c), são apresentados na TAB. 6.54. Pode ser visto que, todos os métodos de cálculo subestimam muito a capacidade de carga do sistema estaca-solo. A diferença das relações foi de 0,10, 0,14 e 0,30, respectivamente para VdV, MR_f e MR_c . Observa-se que a menor variação foi do método VdV, e a maior do método MR_c .

TABELA 6.54 Relação entre a capacidade de carga à compressão, calculada pelos métodos de Capacidades Individuais, considerando os parâmetros de solo obtidos dos ensaios de compressão simples e as extrapolações.

Método	Q_u/VdV	Q_u/MR_f	Q_u/MR_c
Steph	0,30	0,42	0,92
P&R	0,24	0,33	0,73
A&K	0,20	0,28	0,62

II-2) CONSIDERANDO OS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

O peso específico, a coesão e o ângulo de atrito interno adotados, são os mesmos apresentados na TAB. 6.28. Os valores dos parâmetros N_{c1} , N_{c2} , N_{q1} e N_{q2} , para cada método são apresentados na TAB. 6.55.

TABELA 6.55 Parâmetros de cálculo dos métodos de Capacidades Individuais considerando os resultados dos ensaios de cisalhamento direto.

Método	N_{cu1}	N_{cu2}	N_{q1}	N_{q2}
Steph	357,74	426,63	147,01	180,35
P&R	9,00	9,00	79,42	88,64
A&K	9,00	9,00	79,42	88,64

Observa-se que os fatores de capacidade de carga devido à coesão, N_c , para o método Steph, 357,74 e 426,63, são muito superiores que para os demais métodos, 9,00. Isto porque os valores destes fatores para este método, assim como para o método EC à tração, variam com o ângulo de atrito interno do solo, FIG. 4.3.

A TAB. 6.56, contém as capacidades de carga de cada hélice, Q_1 e Q_2 , e do fuste, Q_s , calculadas pelos métodos de Capacidades Individuais, utilizando os resultados dos ensaios de cisalhamento direto.

TABELA 6.56 Capacidade de carga à compressão, em kN, calculada segundo os métodos de Capacidades Individuais, considerando os parâmetros do solo obtidos pelos ensaios de cisalhamento direto.

Método	Q_1	Q_2	Q_s	Q_u
Steph	1438	1975	-	3413
P&R	264	321	-	585
A&K	256	316	8	580

Era de se esperar que os valores obtidos pelo método de Steph, seriam muito superiores aos demais.

Na TAB. 6.57, é apresentada uma comparação entre os resultados obtidos pelos métodos de Capacidades Individuais e os resultados pelas extrapolações de Van der

Veen (VdV), e dos Método da Rigidez Física (MR_f) e Convencional (MR_c). Observa-se, também que os valores obtidos pelo método de Steph, são exageradamente grandes em relação às extrapolações com valores de 7,04 em relação a VdV e de 9,77 em relação ao MR_f . Os demais métodos de cálculo, apresentam uma variação de 1,2 em relação a VdV e de 1,7 em relação ao MR_f , o que demonstram que todos os resultados superestimam a capacidade de carga.

TABELA 6.57 Relação entre a capacidade de carga à compressão, calculada pelos métodos de Capacidades Individuais, considerando os parâmetros de solo obtidos dos ensaios de cisalhamento direto e as extrapolações.

Método	Q_u/VdV	Q_u/MR_f	Q_u/MR_c
Steph	7,04	9,77	21,53
P&R	1,21	1,67	3,69
A&K	1,20	1,66	3,66

6.6 MÉTODOS DO TORQUE

O torque de instalação das estacas, foi medido a cada metro de profundidade e seus valores estão apresentados na TAB. 6.58.

TABELA 6.58 Torque por metro de instalação para cada prova de carga.

Estaca	1 metro (kN.m)	2 metros (kN.m)	Final (kN.m)
T-1	1,817	6,237	8,230
T-2	1,735	4,434	7,457
C-1	1,898	4,745	10,168
C-3	2,440	5,830	9,491

A TAB. 6.59, apresenta a capacidade de carga, Q_u , para cada método do Torque à tração e os valores dos parâmetros N_c , F_c , S_r e os resultados Q_p , Q_f , e Q_s .

TABELA 6.59 Capacidade de carga à tração e parâmetros de cálculo dos métodos de torque.

Estaca	Autor	N_c ou F_c	S_r	Q_p (kN)	Q_f (kN)	Q_s (kN)	Q_u (kN)
T-1	H&C	-	-	-	-	-	189,29
	P&R-K	-	-	-	-	-	189,29
	P&R-E	-	-	-	-	-	47,85
	G&H	-	-	-	-	-	306,05
	G (1995)	-	-	-	-	-	220,95
	RPS&J	9,4	47,11	37,92	44,47	8,03	90,42
T-2	H&C	-	-	-	-	-	171,511
	P&R-K	-	-	-	-	-	171,511
	P&R-E	-	-	-	-	-	43,41
	G&H	-	-	-	-	-	274,58
	G (1995)	-	-	-	-	-	200,99
	RPS&J	9,4	42,68	34,36	40,29	7,28	81,93

A FIG. 6.39, apresenta os resultados de capacidade de carga à tração da TAB. 6.59, na forma gráfica, para a visualização da variação dos resultados.

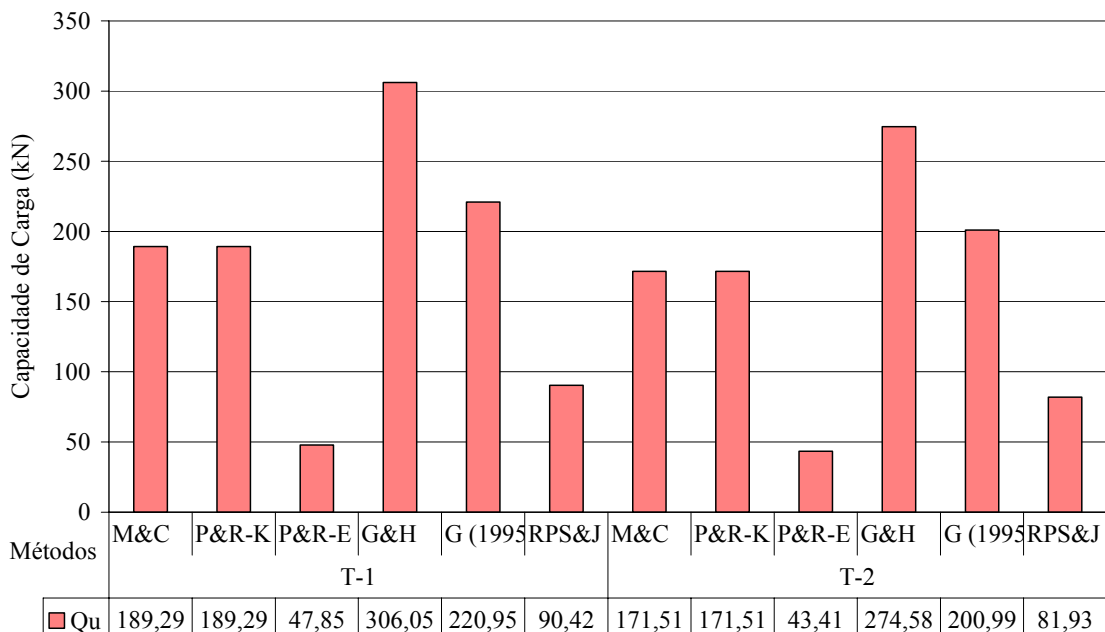


FIGURA 6.39 Capacidade de carga à tração de cada método do torque.

A comparação entre os resultados obtidos pelos métodos do Torque à tração e os resultados das extrapolações pelos método de Van der Veen (VdV) e pelos Método da Rigidez Física (MR_f) e Convencional (MR_c), está apresentada na TAB. 6.60. Pode ser visto que os resultados variaram de 0,22 a 1,57, em relação a VdV, de 0,20 a 1,44, em relação ao MR_f , e de 0,33 a 2,31, em relação ao MR_c . Os métodos P&R-E e RPS&J que consideram a configuração da estaca, como dimensões das hélices e número de hélices para o cálculo da capacidade de carga, não apresentaram boa relação com as extrapolações, encontrando valores subestimados, variando de 0,23 a 0,68. A proposta G&H, encontrou valores superestimados da capacidade de carga com valores variando de 1,29 a 2,31. G (1995), se aproximou melhor dos valores das extrapolações tendo variação de 0,95 a 1,67.

TABELA 6.60 Relação entre a capacidade de carga à tração calculada pelos métodos de Torque e as extrapolações das provas de carga.

Estaca	Autor	Q_u/VdV	Q_u/MR_f	Q_u/MR_c
T-1	H&C	0,97	0,89	1,43
	P&R-K	0,97	0,89	1,43
	P&R-E	0,25	0,23	0,36
	G&H	1,57	1,44	2,31
	G (1995)	1,13	1,04	1,67
	RPS&J	0,46	0,43	0,68
T-2	H&C	0,88	0,81	1,29
	P&R-K	0,88	0,81	1,29
	P&R-E	0,22	0,20	0,33
	G&H	1,41	1,29	2,07
	G (1995)	1,03	0,95	1,52
	RPS&J	0,42	0,39	0,62

Para o cálculo do torque segundo o método G&H, é necessário considerar o ângulo de atrito interno do solo. Assim, adotou-se o valor obtido nos ensaios de cisalhamento direto. Na TAB. 6.61, são apresentados os valores do torque T_1 e T_2 , T_c , da capacidade de carga, Q_u , e das relações entre a capacidade de carga e as extrapolações. A variação do torque, calculado em relação ao torque médio, medido durante a instalação das estacas foi de 1,25. Esta variação do torque, provocou um aumento da capacidade de carga calculada pelo método G&H. A variação dos cálculos, utilizando o torque calculado em relação a extrapolação de VdV foi de 1,35 e 1,91, e em relação ao MR_f foi

de 1,24 e 1,76. Desta forma, o cálculo do torque pelo método G&H, resultou em valores de capacidade de carga superestimados.

TABELA 6.61 Capacidade de carga segundo o método do torque proposto por G&H.

	T ₁ (kN*m)	T ₂ (kN*m)	T _c (kN*m)	T _c /T _m	Q _u (kN)	Q _u /VdV	Q _u /MR _f	Q _u /MR _c
G&H	3,58	6,27	9,85	1,25	373	1,91	1,76	2,82
G(1995)	3,58	6,27	9,85	1,25	263	1,35	1,24	1,98

Onde T₁ e T₂ são o torque calculado para cada hélice, T_c é o torque total calculado, T_m é o torque médio da instalação das estacas, Q_u é a capacidade de carga, VdV é o resultado da extrapolação de Van der Veen, MR_f é o resultado da extrapolação do Método da Rigidez Física. e MR_c é o resultado do Método da Rigidez Convencional.

Pode ser definido o valor do fator empírico do torque, K_t, para o solo com a estaca utilizada a partir dos dos valores de torque e as extrapolações de Van der Veen (VdV) e do Método da Rigidez Física (MR_f) e Convencional (MR_c), TAB. 6.62.

TABELA 6.62 Determinação dos valores de k_t considerando o torque de instalação.

Tipo	Método de extrapolação	Q _u (kN)	T _m (kN.m)	K _t (m ⁻¹)
Tração	VdV	195	7,86	25
	MR _f	213		27
	MR _c	133		17
Compressão	VdV	485	9,83	49
	MR _f	350		36
	MR _c	159		16

6.7 COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS DOS MÉTODOS TEÓRICOS E SEMI-EMPÍRICOS

Fez-se uma comparação dos resultados de cada método teórico, com a carga de ruptura obtida pelas extrapolações de Van der Veen e do Método da Rigidez.

6.7.1 MÉTODOS DO CILINDRO DE CISALHAMENTO À TRAÇÃO

Os resultados das capacidades de carga, Q_u , e as parcelas de contribuição da resistência da primeira hélice, Q_p , do cilindro de cisalhamento, Q_f , e do fuste, Q_s , dos métodos do Cilindro de Cisalhamento, são apresentados na TAB. 6.63. Já que, a relação entre os resultados para as sondagens foi de 99 %, FIG. 6.28, para efeito de comparação, foi utilizada a média dos resultados das sondagens.

TABELA 6.63 Capacidade de carga e as parcelas de contribuição dos métodos do Cilindro de Cisalhamento à tração, em kN, e comparação com as extrapolações.

	Método	Q_p	Q_f	Q_s	Q_u	Q_u/VdV	Q_u/MR_f	Q_u/MR_c
SPT-T médio	MA&C	117	137	34	289	1,48	1,36	2,18
	P&R	87	137	-	224	1,15	1,05	1,69
	RPS&J	103	137	34	275	1,41	1,29	2,07
	Das	78	137	34	250	1,28	1,18	1,89
	RP&V	116	126	18	260	1,33	1,22	1,96
	EC	116	137	-	253	1,30	1,19	1,91
Compressão Simples	MA&C	41	119	12	171	0,88	0,81	1,29
	P&R	32	119	-	151	0,77	0,71	1,14
	RPS&J	36	119	12	166	0,85	0,78	1,26
	Das	29	119	12	159	0,82	0,75	1,20
	RP&V	42	109	6	157	0,80	0,74	1,18
	EC	42	119	-	161	0,82	0,76	1,21
Cisalhamento Direto	MA&C	203	85	19	307	1,57	1,44	2,32
	P&R	380	67	-	447	2,29	2,10	3,37

Observa-se, que a parcela de resistência do cilindro de cisalhamento, Q_f , teve variação de 67 a 137 kN. A parcela de resistência de adesão do fuste, Q_s , foi pequena para todos os métodos, não tendo grande influência nos resultados finais. A parcela de resistência da primeira hélice, Q_p , teve variação de 29 a 380 kN, mostrando que a determinação dos parâmetros do solo para este é muito importante. Apesar de os resultados que apresentaram melhor relação com as extrapolações, foram os métodos nos quais a coesão foi determinada pelos ensaios de laboratório e pelo N_{SPT} , estes ensaios tiveram características opostas: para os ensaios de laboratório, os resultados foram subestimados, enquanto utilizando N_{SPT} , resultou em valores superestimados. A

diferença das relações foi de 1,52 , 1,39 e 2,23, respectivamente para VdV, MR_f e MR_c . Observa-se, que a menor variação foi do método MR_f , e a maior do método MR_c .

Nas FIG. 6.40 e 6.41, observam-se as variações dos métodos, em relação a forma em que os parâmetros do solo foram determinados, e a das extrapolações de Van der Veen e do Método da Rigidez.

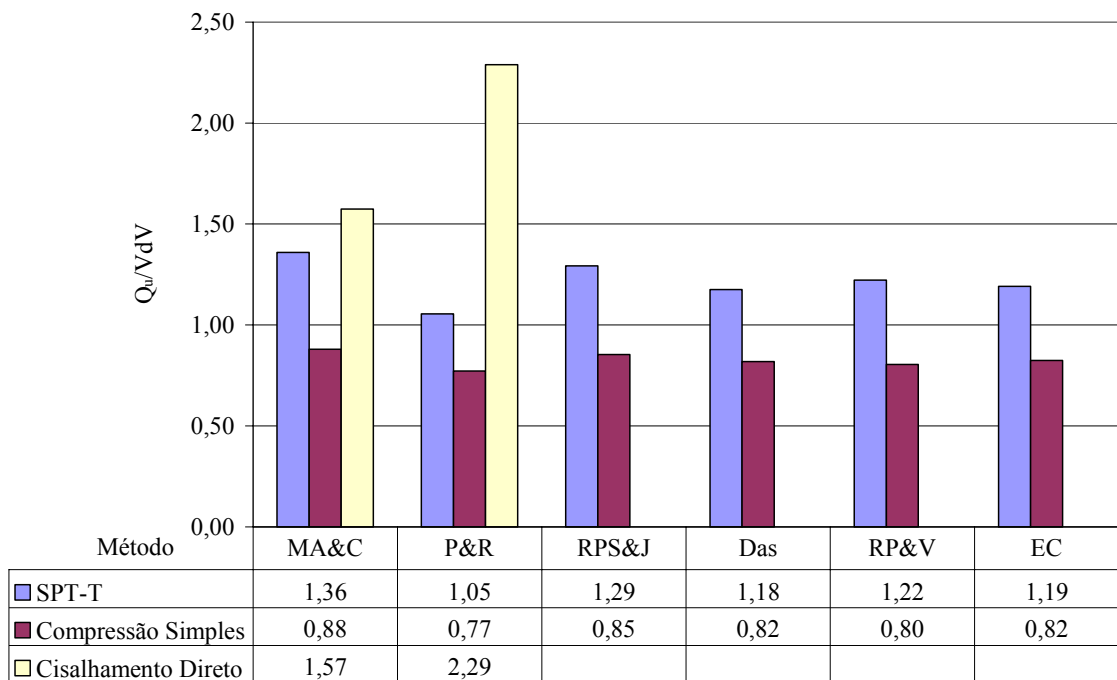


FIGURA 6.40 Comparação das relações entre a capacidade de carga à tração de cada método de Cilindro de Cisalhamento e a extrapolação VdV.

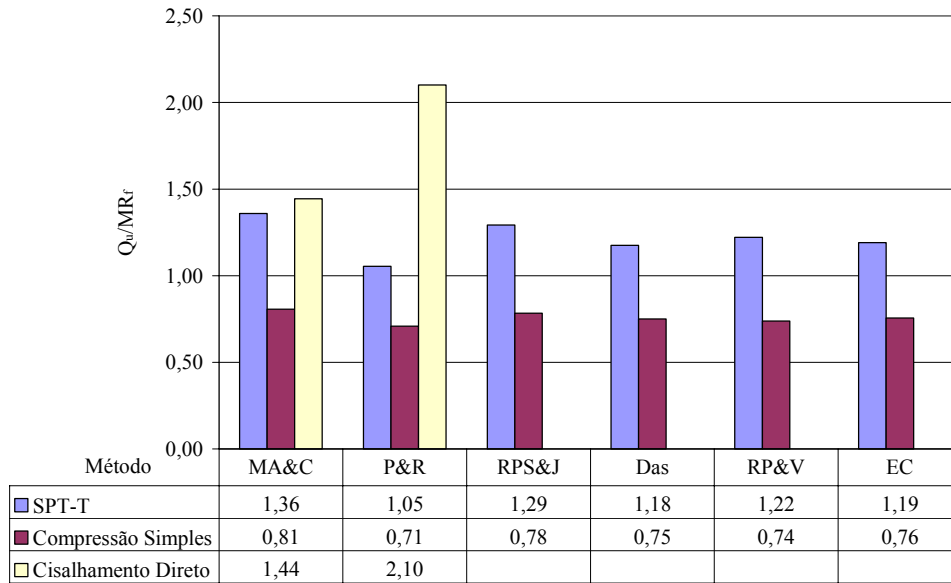


FIGURA 6.41 Comparação das relações entre a capacidade de carga à tração de cada método de Cilindro de Cisalhamento e a extrapolação MR_f .

Na FIG. 6.42, podemos observar a relação de 90 % entre os resultados calculados pelos ensaios de laboratório de compressão simples e os obtidos em função do N do SPT. Isto representa que os resultados calculados em função dos parâmetros do solo, obtidos do N_{SPT} e dos ensaios de compressão simples, tem uma relação. Esta relação não foi feita para os resultados de cisalhamento direto por ter apenas dois resultados.

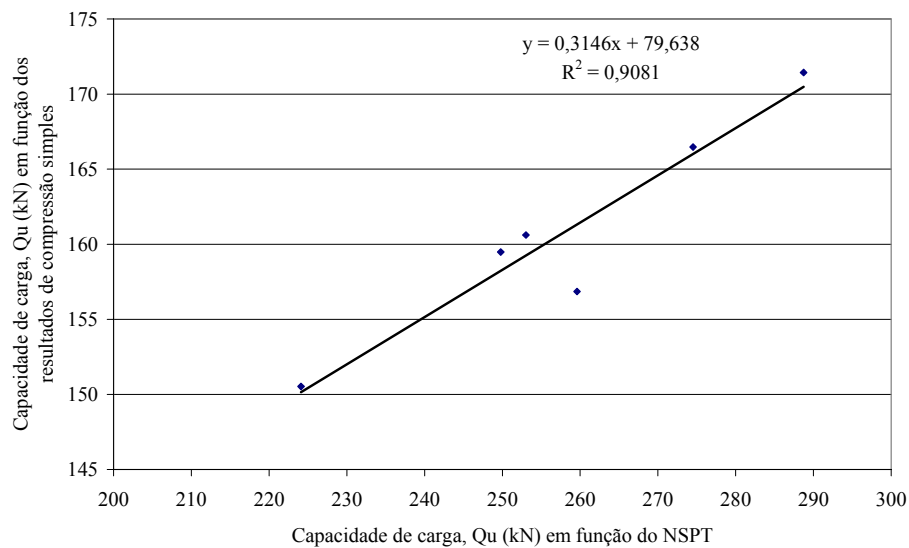


FIGURA 6.42 Comparação entre as capacidades de carga à tração, calculadas em função do N_{SPT} e o dos método de Cilindro de Cisalhamento, considerando os parâmetros do solo obtidos dos ensaios de compressão simples.

6.7.2 MÉTODOS DO CILINDRO DE CISCALHAMENTO A COMPRESSÃO

Os resultados das capacidades de carga, Q_u , e as parcelas de contribuição da resistência da primeira hélice, Q_p , do cilindro de cisalhamento, Q_f , e do fuste, Q_s , dos métodos do Cilindro de Cisalhamento são apresentados na TAB. 6.64, considerando os parâmetros de coesão e ângulo de atrito interno do solo obtidos por correlações de N do SPT de cada uma das sondagens e pelos ensaios de compressão simples e cisalhamento direto. Para efeito de comparação, foi utilizada a média dos resultados das sondagens.

TABELA 6.64 Capacidade de carga e as parcelas de contribuição dos métodos do Cilindro de Cisalhamento à compressão, em kN, e comparação com as extrapolações.

	Método	Q_p	Q_f	Q_s	Q_u	Q_u/VdV	Q_u/MR_f	Q_u/MR_c
SPT-T médio	RP&S	75	107	28	209	0,43	0,60	1,32
	P&R	117	107	0	224	0,47	0,64	1,41
	Steph	78	107	0	185	0,39	0,53	1,17
Compressão Simples	RP&S	47	119	12	178	0,37	0,51	1,12
	P&R	64	119	0	183	0,38	0,52	1,16
	Steph	50	119	0	169	0,35	0,48	1,07
Cisalhamento Direto	P&R	333	67	0	400	0,83	1,15	2,53
	Steph	309	84	0	394	0,81	1,13	2,49

Observa-se, que a parcela de resistência do cilindro de cisalhamento, Q_f , teve variação de 67 a 119 kN. A parcela de resistência de adesão do fuste, Q_s , foi pequena para todos os métodos não tendo grande influência nos resultados finais. A parcela de resistência da primeira hélice, Q_p , teve variação de 47 a 333 kN, mostrando que a determinação dos parâmetros do solo para este é muito importante.

Nas FIG. 6.43 e 6.44, observam-se as variações dos métodos, em relação a forma em que os parâmetros do solo foram determinados, e a das extrapolações de Van der Veen e do Método da Rigidez.

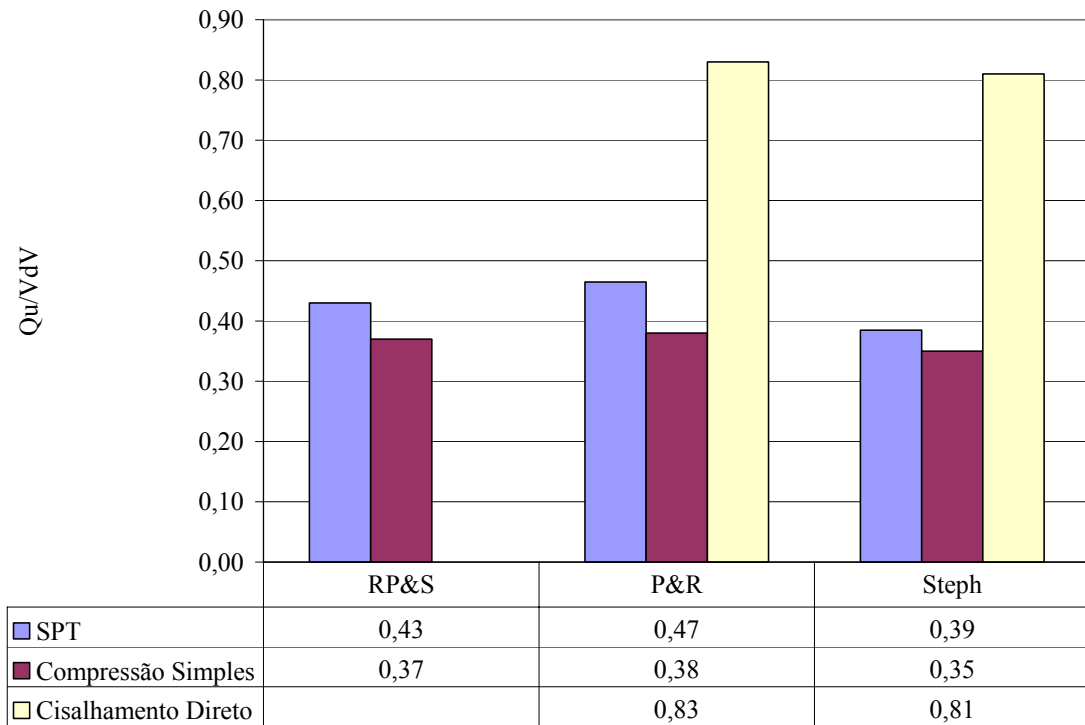


FIGURA 6.43 Comparação das relações entre a capacidade de carga à compressão de cada método de Cilindro de Cisalhamento e a extrapolação VdV.

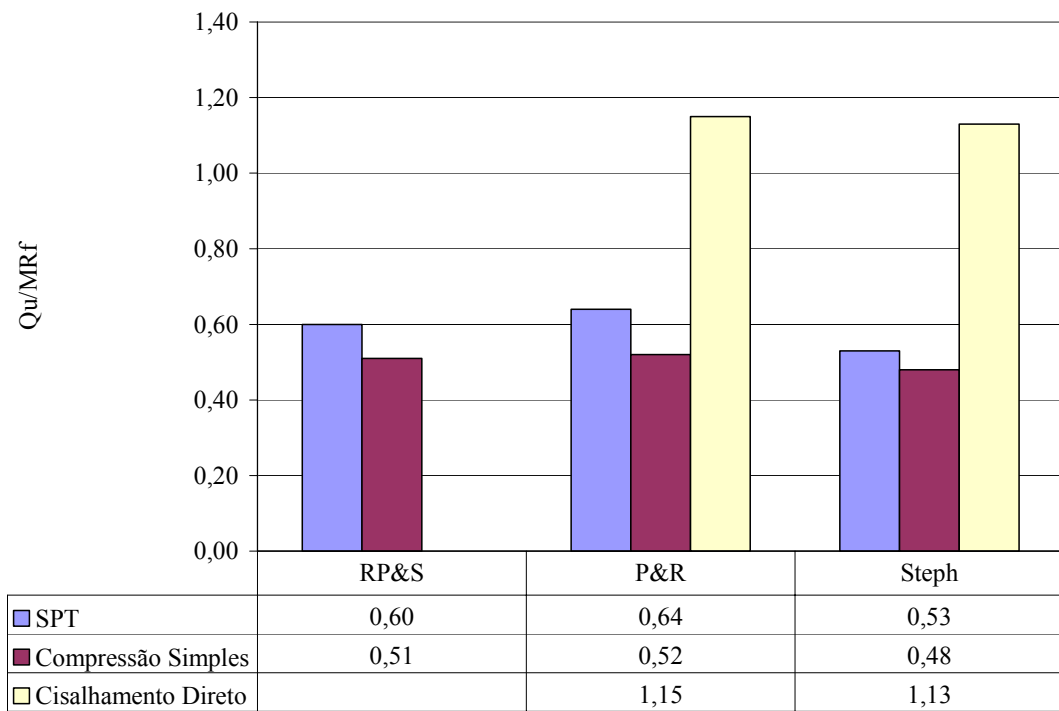


FIGURA 6.44 Comparação das relações entre a capacidade de carga à compressão de cada método de Cilindro de Cisalhamento e a extrapolação MR_f.

6.7.3 MÉTODOS TEÓRICOS DE CAPACIDADES INDIVIDUAIS À TRAÇÃO

Os resultados da capacidade de carga e as parcelas de resistência de cada hélice dos métodos de Capacidades Individuais à tração, são apresentados na TAB. 6.65, considerando os parâmetros c e ϕ obtidos por correlações de N_{SPT} da média das sondagens e pelos ensaios de laboratório compressão simples e cisalhamento direto.

TABELA 6.65 Capacidade de carga e as parcelas de contribuição dos métodos do Capacidades Individuais à tração, em kN, e comparação com as extrapolações.

	Método	Q_1	Q_2	Q_s	Q_u	Q_u/VdV	Q_u/MR_f	Q_u/MR_c
SPT-T	ABC	114	98	-	211	1,08	0,99	1,60
	Steph	116	99	-	215	1,10	1,01	1,62
	P&R	148	126	-	274	1,40	1,29	2,07
	EC	116	99	-	215	1,10	1,01	1,62
	A&K	112	96	34	242	1,24	1,14	1,83
	RP&V	116	99	18	233	1,20	1,10	1,76
Compressão Simples	ABC	41	49	-	89	0,46	0,42	0,67
	Steph	42	50	-	92	0,47	0,43	0,70
	P&R	52	63	-	115	0,59	0,54	0,87
	EC	42	50	-	92	0,47	0,43	0,70
	A&K	39	47	12	98	0,50	0,46	0,74
	RP&V	42	50	6	99	0,51	0,46	0,74
Cisalhamento Direto	ABC	256	249	-	572	2,93	2,69	4,32
	Steph	184	176	-	412	2,11	1,94	3,11
	P&R	264	254	-	585	3,00	2,75	4,42
	A&K	366	343	-	789	4,05	3,71	5,95
	EC	256	249	22	594	3,05	2,80	4,48

Observa-se que os resultados obtidos, considerando o N_{SPT} para a obtenção dos parâmetros do solo, foram os que tiveram melhores resultados em relação às extrapolações dos resultados das provas de carga, Q_u/VdV . Os resultados, considerando os parâmetros de solo obtidos dos ensaios de compressão simples, subestimam muito a capacidade de carga. Já em relação aos ensaios de cisalhamento direto, a capacidade de carga é superestimada. A diferença das relações foi de 3,59, 3,29 e 5,28, respectivamente para VdV , MR_f e MR_c . A menor variação foi do método MR_f , e a maior do método MR_c .

Nas FIG. 6.45 e 6.46, podemos observar todos os métodos de Capacidades Individuais em função dos parâmetros do solo obtidos dos ensaios de compressão simples, subestimaram a capacidade de carga, enquanto em função dos ensaios de cisalhamento direto todos os métodos superestimaram a capacidade de carga. Os cálculos em função do N_{SPT} , foram os que apresentaram melhores resultados de capacidade de carga, comparados com as extrapolações.

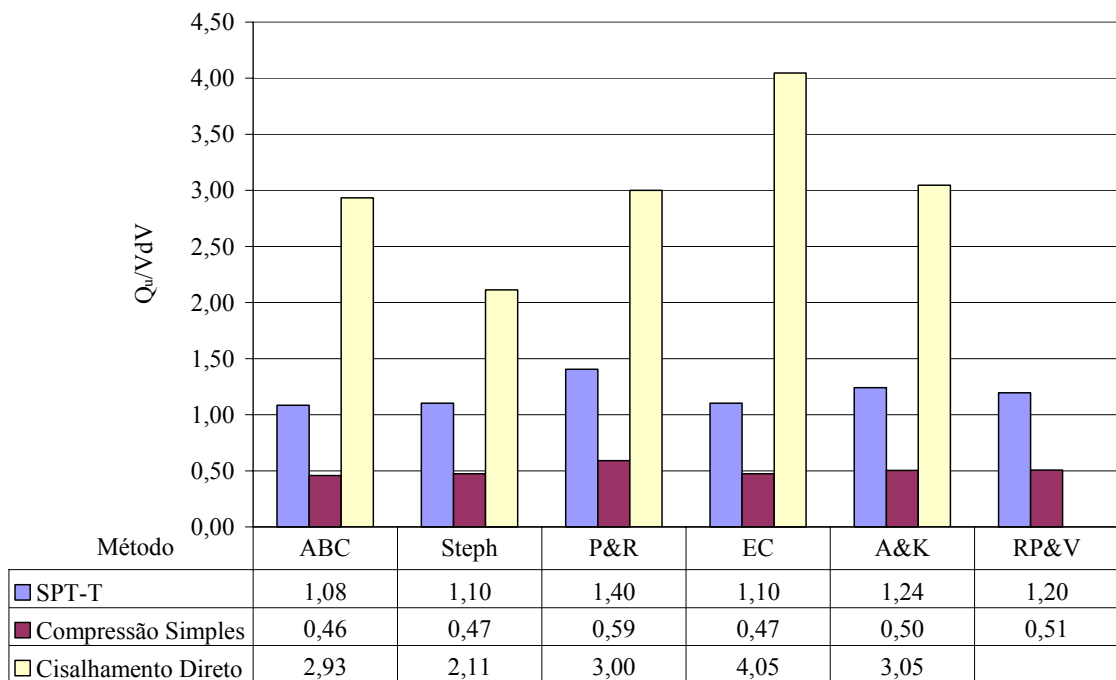


FIGURA 6.45 Comparação das relações entre a capacidade de carga à tração de cada método de Capacidades Individuais e a extrapolação de VdV.

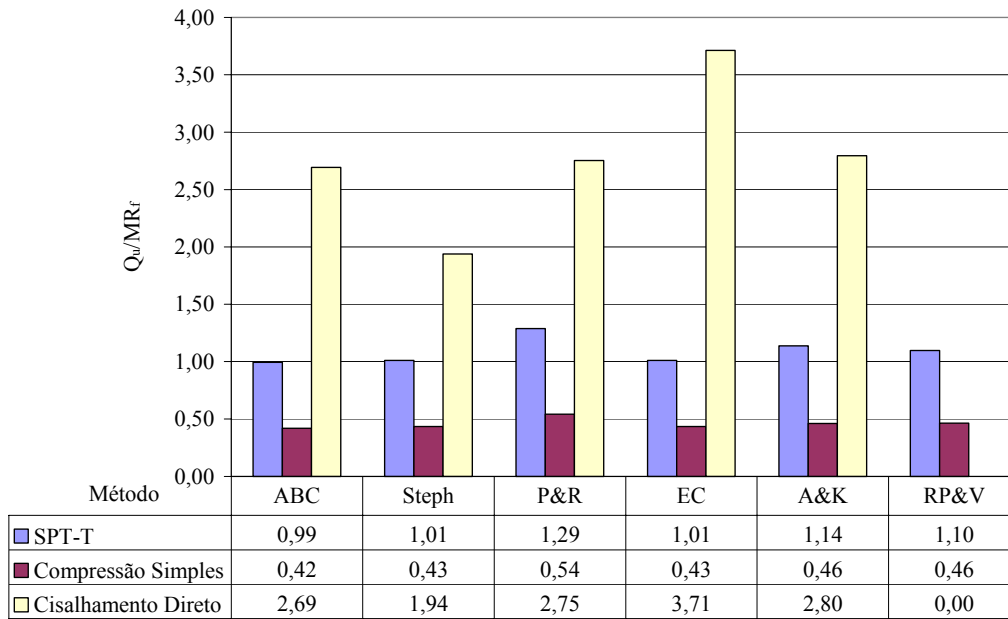


FIGURA 6.46 Comparação das relações entre a capacidade de carga à tração de cada método de Capacidades Individuais e a extrapolação de MR_f .

6.7.4 MÉTODOS TEÓRICOS DE CAPACIDADES INDIVIDUAIS À COMPRESSÃO

Os resultados da capacidade de carga e as parcelas de resistência de cada hélice dos métodos de Capacidades Individuais à compressão, são apresentados na TAB. 6.66, considerando os parâmetros c e ϕ obtidos por correlações de N_{SPT} da média das sondagens e pelos ensaios de laboratório compressão simples e cisalhamento direto.

TABELA 6.66 Capacidade de carga e as parcelas de contribuição dos métodos do Capacidades Individuais à compressão, em kN, e comparação com as extrapolações.

	Método	Q_1	Q_2	Q_s	Q_u	Q_u/VdV	Q_u/MR_f	Q_u/MR_c
SPT-T	Steph	126	142	0	269	0,56	0,77	1,70
	P&R	119	99	0	218	0,45	0,63	1,37
	A&K	90	74,5	27,5	192	0,40	0,55	1,21
Compressão Simples	Steph	56	91	0	146	0,30	0,42	0,92
	P&R	52	63	0	115	0,24	0,33	0,73
	A&K	39	47	12	98	0,20	0,28	0,62
Cisalhamento Direto	Steph	1438	1975	0	3413	7,04	9,77	21,53
	P&R	264	321	0	585	1,21	1,67	3,69
	A&K	256	316	8	580	1,20	1,66	3,66

Observa-se que a diferença das relações foi de 6,84, 9,49 e 20,91, respectivamente para VdV, MR_f e MR_c . Se desconsiderarmos o método de Steph para Cisalhamento Direto temos a diferença das relações muda para 1,01, 1,39 e 3,07, respectivamente para VdV, MR_f e MR_c .

Nas FIG. 6.47 e 6.48, podemos observar todos os métodos de Capacidades Individuais em função dos parâmetros do solo obtidos dos ensaios de compressão simples, subestimaram a capacidade de carga, enquanto em função dos ensaios de cisalhamento direto todos os métodos superestimaram a capacidade de carga.

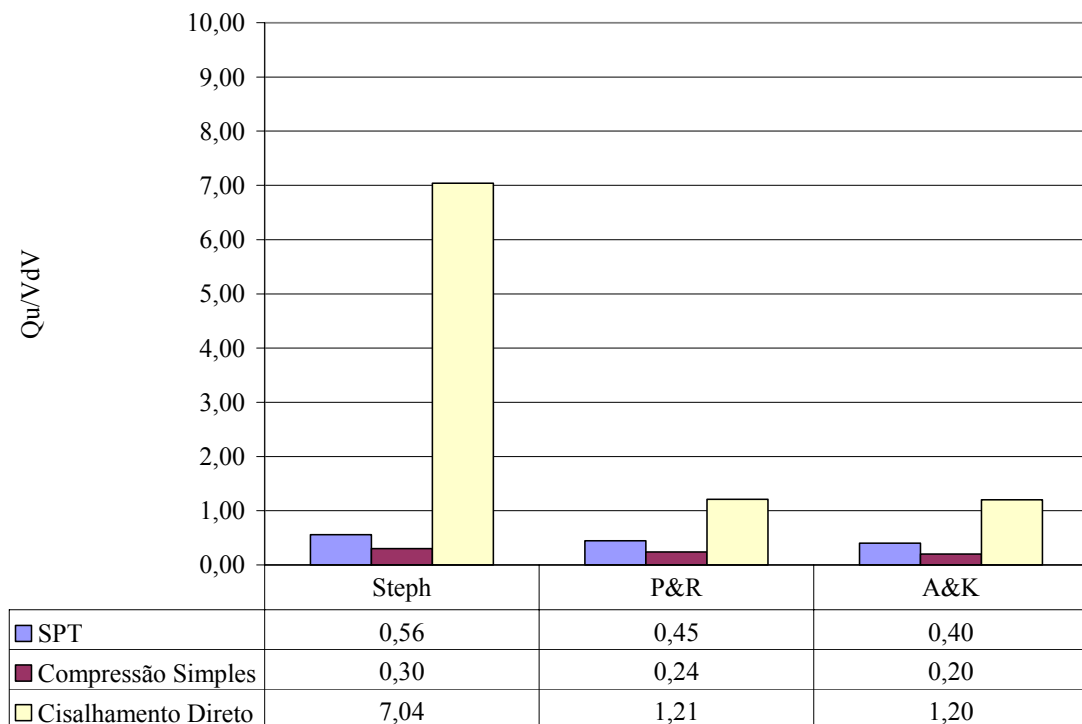


FIGURA 6.47 Comparação das relações entre a capacidade de carga à compressão de cada método de Capacidades Individuais e a extrapolação de VdV.

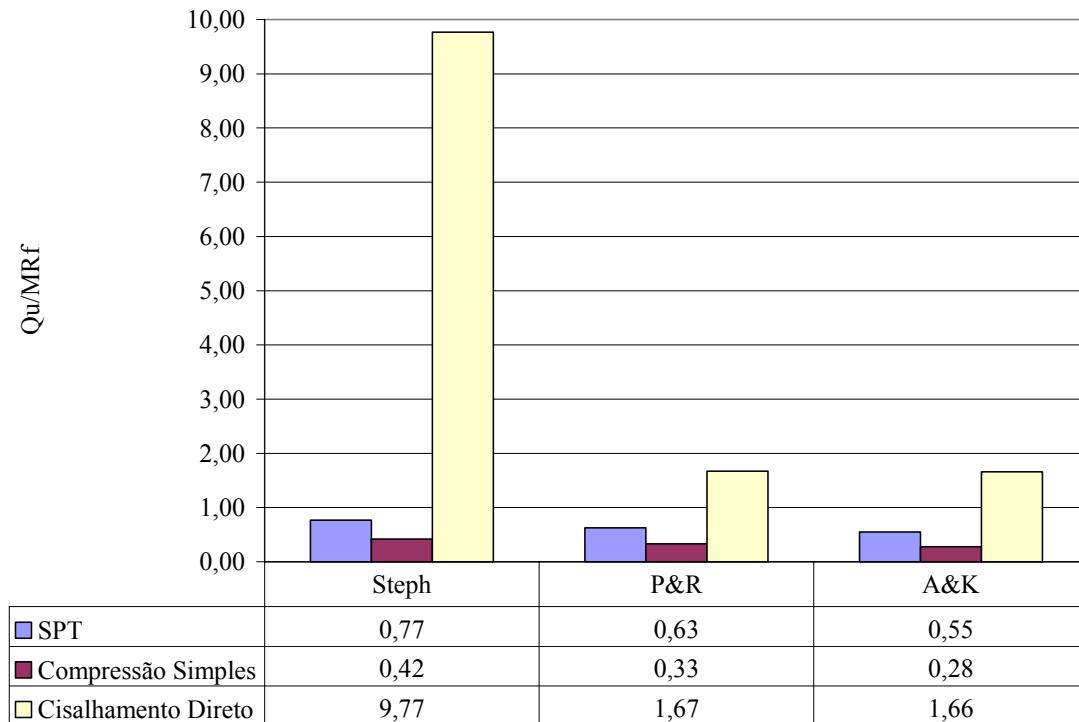


FIGURA 6.48 Comparação das relações entre a capacidade de carga à compressão de cada método de Capacidades Individuais e a extrapolação de MR_f .

6.8 COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS TEÓRICOS E SEMI-EMPÍRICOS COM RELAÇÃO À TRANSFERÊNCIA DE CARGA

Fez-se uma comparação dos resultados à tração, de cada parcela dos métodos teóricos e semi-empíricos com a carga obtida no último estágio de carregamento, apresentada na transferência de carga, TAB. 6.67.

TABELA 6.67 Carga do último estágio de carregamento, segundo a extensometria para comparação com os métodos de cálculo à tração.

Seção	Profundidade (m)	Carga (kN)
S7	-0,23	175
S6	0,86	162
S3	2,24	100
S1	2,83	0

Para os métodos em que não é considerada a resistência de adesão do solo ao fuste, a esta parcela da transferência de carga, foi somada os valores da resistência da primeira hélice, TAB. 6.68.

TABELA 6.68 Resistência das seções em relação à transferência de carga à tração.

	Métodos com Q_s (kN)	Métodos sem Q_s (kN)
Transf-s	13	0
Transf-1	62	75
Transf-2	100	100

6.8.1 CILINDRO DE CISALHAMENTO

Comparados os resultados à tração de cada parcela de contribuição dos métodos de Cilindro de Cisalhamento, com os valores encontrados na transferência de carga, TAB. 6.69 e FIG. 6.49, observa-se que, para os valores em função do N_{SPT} , a resistência da primeira hélice, Q_p , teve uma variação de 1,16 a 1,89. A variação da resistência do cilindro de solo entre as hélices, Q_f , foi de 1,26 a 1,37 e para a resistência de adesão ao fuste, Q_s , a variação foi de 1,41 a 2,62. A capacidade de carga calculada, Q_u , com a carga da transferência de carga, teve uma variação de 1,28 a 1,65.

Quando comparada a variação da capacidade de carga à tração, calculada considerando os parâmetros de solo obtidos dos ensaios de compressão simples, em relação aos resultados da transferência de carga, temos 0,42 a 0,68 para a resistência da primeira hélice, Q_p , 1,09 a 1,19 para a resistência do cilindro de solo entre as hélices, Q_f , e 0,49 a 0,91 para a adesão ao fuste, Q_u . Enquanto a relação com a capacidade de carga, Q_u , variou de 0,86 a 0,98. Assim, observa-se que a resistência da primeira hélice, não teve uma boa relação com a transferência de carga.

Para os métodos de cálculo à tração em função do cisalhamento direto, temos a resistência da primeira hélice, Q_p , variando de 3,27 a 5,06, a resistência do cilindro de solo entre as hélices, Q_f , variando de 0,67 a 0,85 e a resistência de adesão ao fuste, Q_s , com uma variação de 1,48, enquanto a variação da capacidade de carga variou de 1,75 a

2,55. Assim, observa-se que os valores de cálculo da primeira hélice são superestimados.

Todos estes resultados à tração, demonstram que a resistência da primeira hélice é o elemento de cálculo que causa a maior dispersão dos resultados.

TABELA 6.69 Parcelas de contribuição dos métodos de Cilindro de Cisalhamento e relação com a transferência de carga à tração.

	Método	Q_p (kN)	$\frac{Q_p}{Transf - 1}$	Q_f (kN)	$\frac{Q_f}{Transf - 2}$	Q_s (kN)	$\frac{Q_s}{Transf - s}$	$\frac{Q_u}{Transf}$
SPT-T	MA&C	117	1,89	137	1,37	34	2,62	1,65
	P&R	87	1,16	137	1,37	-	-	1,28
	RPS&J	103	1,66	137	1,37	34	2,62	1,57
	Das	78	1,26	137	1,37	34	2,62	1,43
	RP&V	116	1,86	126	1,26	18	1,41	1,48
	EC	116	1,54	137	1,37	-	-	1,45
Compressão Simples	MA&C	41	0,66	119	1,19	12	0,91	0,98
	P&R	32	0,42	119	1,19	-	-	0,86
	RPS&J	36	0,58	119	1,19	12	0,91	0,95
	Das	29	0,47	119	1,19	12	0,91	0,91
	RP&V	42	0,68	109	1,09	6	0,49	0,90
	EC	42	0,56	119	1,19	-	-	0,92
Cisalhamento Direto	MA&C	203	3,27	85	0,85	19	1,48	1,75
	P&R	380	5,06	67	0,67	-	-	2,55

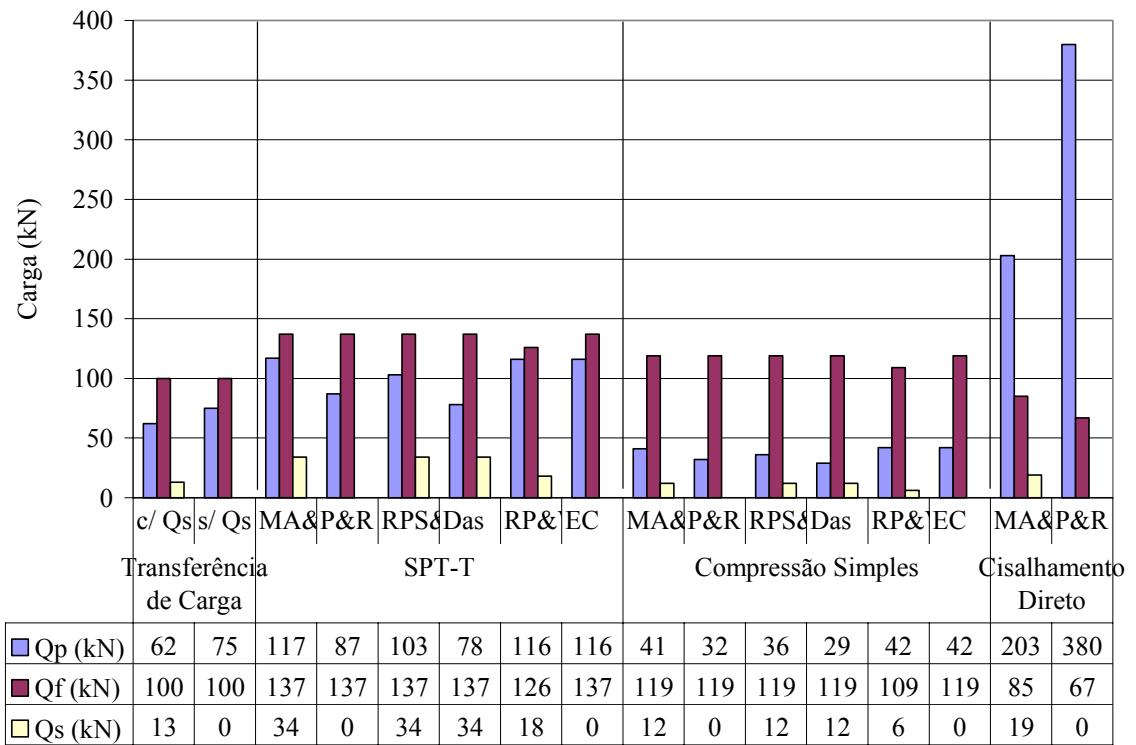


FIGURA 6.49 Parcelas de carga dos resultados teóricos, semi-empíricos e transferência de carga para os métodos de Cilindro de Cisalhamento.

6.8.2 CAPACIDADES INDIVIDUAIS

Na TAB. 6.70, são comparados os resultados à tração de cada parcela de contribuição dos métodos de Capacidades Individuais com os valores encontrados na transferência de carga.

TABELA 6.70 Parcelas de contribuição dos métodos à tração de Capacidades Individuais e relação com a transferência de carga.

	Método	Q ₁ (kN)	$\frac{Q_1}{Transf - 1}$	Q ₂ (kN)	$\frac{Q_2}{Transf - 2}$	Q _s (kN)	$\frac{Q_s}{Transf - s}$	$\frac{Q_u}{Transf}$
SPT-T	ABC	114	1,52	98	0,98	-	-	1,21
	Steph	116	1,54	99	0,99	-	-	1,23
	P&R	148	1,97	126	1,26	-	-	1,56
	EC	116	1,54	99	0,99	-	-	1,23
	A&K	112	1,81	96	0,96	34	2,62	1,38
	RP&V	116	1,86	99	0,99	18	1,41	1,33
Compressão Simples	ABC	41	0,54	49	0,49	-	-	0,51
	Steph	42	0,56	50	0,50	-	-	0,53
	P&R	52	0,70	63	0,63	-	-	0,66
	EC	42	0,56	50	0,50	-	-	0,53
	A&K	39	0,63	47	0,47	12	0,91	0,56
	RP&V	42	0,68	50	0,50	6	0,49	0,56
Cisalhamento Direto	ABC	256	3,42	249	2,49	-	-	3,27
	Steph	184	2,45	176	1,76	-	-	2,35
	P&R	264	3,52	254	2,54	-	-	3,34
	EC	366	4,88	343	3,43	-	-	4,51
	A&K	256	4,14	249	2,49	22	1,68	3,39

Observa-se que, para a capacidade de carga à tração, em função do N_{SPT} , a relação da resistência da primeira hélice, Q_1 , com a transferência de carga, teve uma variação de 1,52 a 1,86, a em relação à resistência da segunda hélice, Q_2 , a variação foi de 0,96 a 1,26, em relação à resistência de adesão ao fuste, Q_s , a variação foi de 1,41 a 2,62, enquanto a relação da capacidade de carga calculada, Q_u , com a carga da transferência de carga, teve uma variação de 1,21 a 1,56. Assim, observa-se que a resistência da primeira hélice, é o elemento de cálculo que tem maior divergência dos resultados da transferência de carga.

Quando se avalia, a relação da transferência de carga à tração, com os resultados dos métodos de cálculo, considerando os parâmetros de solo obtidos dos ensaios de compressão simples, temos 0,54 a 0,70 para a resistência da primeira hélice, Q_1 , 0,47 a 0,63 para a resistência da segunda hélice, Q_2 , e 0,49 a 0,91 para a adesão ao fuste, Q_s , enquanto a relação com a capacidade de carga, Q_u , variou de 0,51 a 0,66. Assim,

observa-se que todos os resultados foram subestimados em relação aos resultados da transferência de carga.

Para os métodos de cálculo em função do cisalhamento direto, temos a relação da transferência de carga com a resistência da primeira hélice, $Q_1/Transf-1$, variando de 2,45 a 4,88, com a resistência da segunda hélice, $Q_2/Transf-2$, variando de 2,49 a 3,43, enquanto com a variação da capacidade de carga, $Q_u/Transf$, variou de 2,35 a 4,51. Assim, observa-se que os valores são muito superestimados.

Na FIG. 6.50, observa-se as parcelas de carga dos resultados teóricos, semi-empíricos e transferência de carga para os métodos de Capacidades Individuais.

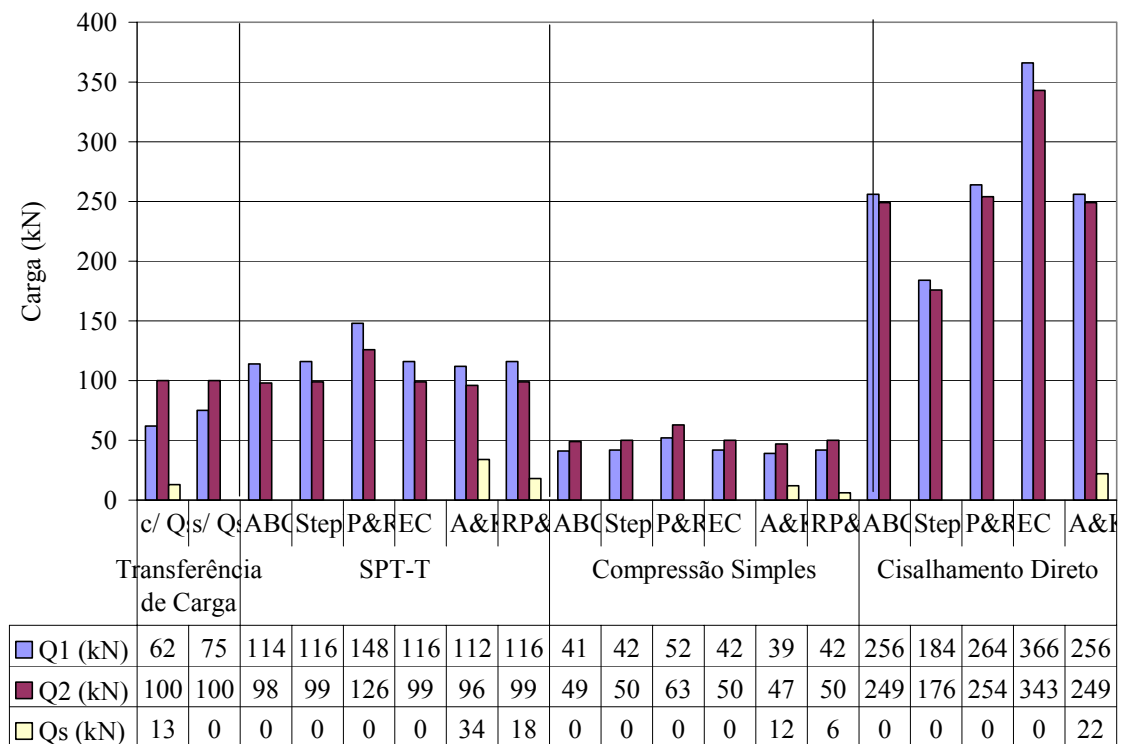


FIGURA 6.50 Parcelas de carga dos resultados teóricos, semi-empíricos e transferência de carga para os métodos de Capacidades Individuais.

6.9 COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS TEÓRICOS, SEMI-EMPÍRICOS E EMPÍRICOS

Para uma comparação entre os resultados à tração dos métodos teóricos, semi-empíricos e empíricos, foram traçadas as FIG. 6.51 e 6.52, em que são mostradas as variações dos resultados das relações entre a capacidade de carga, Q_u , as extrapolações das provas de carga e o número de métodos. Onde: o primeiro índice referencia os métodos de cálculo (CI = capacidades individuais, CC = cilindro de cisalhamento e T = torque), e o segundo índice, referencia o método de obtenção dos parâmetros do solo (SPT = sondagens, CS = compressão simples e CD = cisalhamento direto).

Nas FIG. 6.51 e 6.52, observa-se que a dispersão dos métodos que utilizam os resultados dos ensaios de compressão simples, varia de 0,46 a 0,59 em relação aos métodos CI e 0,77 a 0,88 em relação aos métodos CC, considerando a extrapolação de VdV, e 0,42 a 0,54 em relação aos métodos CI e 0,71 a 0,81 em relação aos métodos CC, considerando a extrapolação de MR_f , sugerindo que um ajuste dos cálculos para a utilização destes métodos pode resultar em bons resultados. Em relação ao SPT, estão superestimados e com dispersão variando de 1,08 a 1,40 para os métodos CI e 1,15 a 1,48 para os métodos CC, considerando a extrapolação de VdV, e 0,99 a 1,29 em relação aos métodos CI e 1,05 a 1,36 em relação aos métodos CC, considerando a extrapolação de MR_f . Os resultados do cisalhamento direto, não representam o comportamento da estaca por terem uma grande dispersão e serem muito superestimados, 2,11 a 4,05 para os métodos CI e 1,57 a 2,29 para os métodos CC, considerando a extrapolação de VdV, e 1,94 a 3,71 em relação aos métodos CI e 1,44 a 2,10 em relação aos métodos CC, considerando a extrapolação de MR_f . Os métodos de torque apresentam a maior dispersão, 0,22 a 1,91 em relação a extrapolação de VdV e 0,20 a 1,76 em relação a extrapolação de MR_f , ocorrendo entre valores subestimados e superestimados, mas é o que tem maior número de métodos.

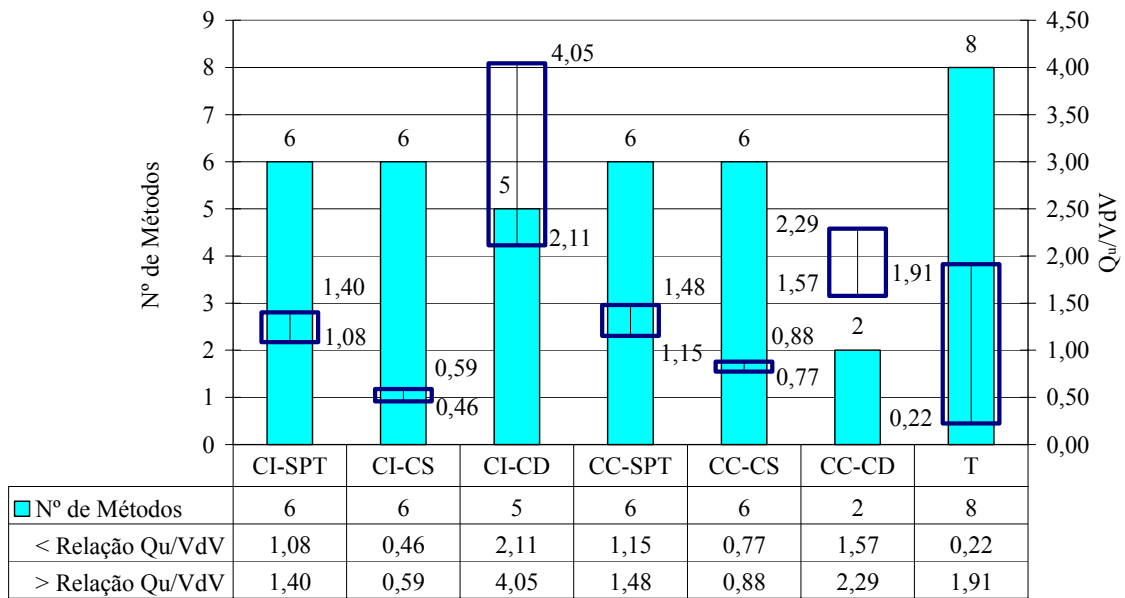


FIGURA 6.51 Comparação das relações entre a capacidade de carga de cada método e a extrapolação, pelo método de Van der Veen, à tração.

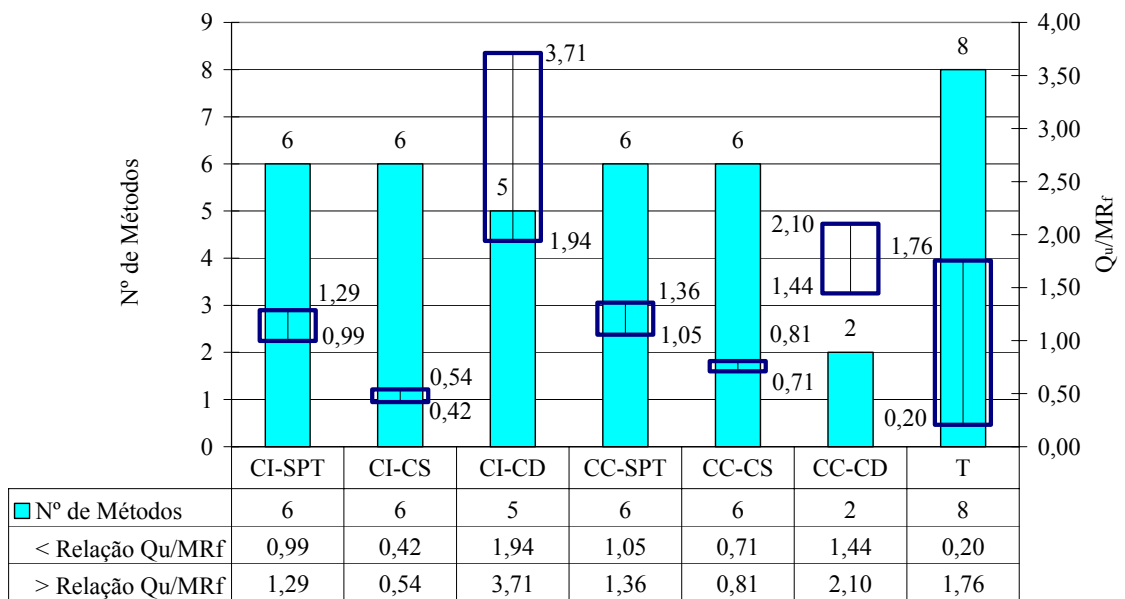


FIGURA 6.52 Comparação das relações entre a capacidade de carga de cada método e a extrapolação, pelo Método da Rigidez Física, à tração.

6.10 COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DE TRAÇÃO E COMPRESSÃO

A FIG. 6.53, apresenta as curvas carga x deslocamento, das provas de carga à tração e à compressão juntos.

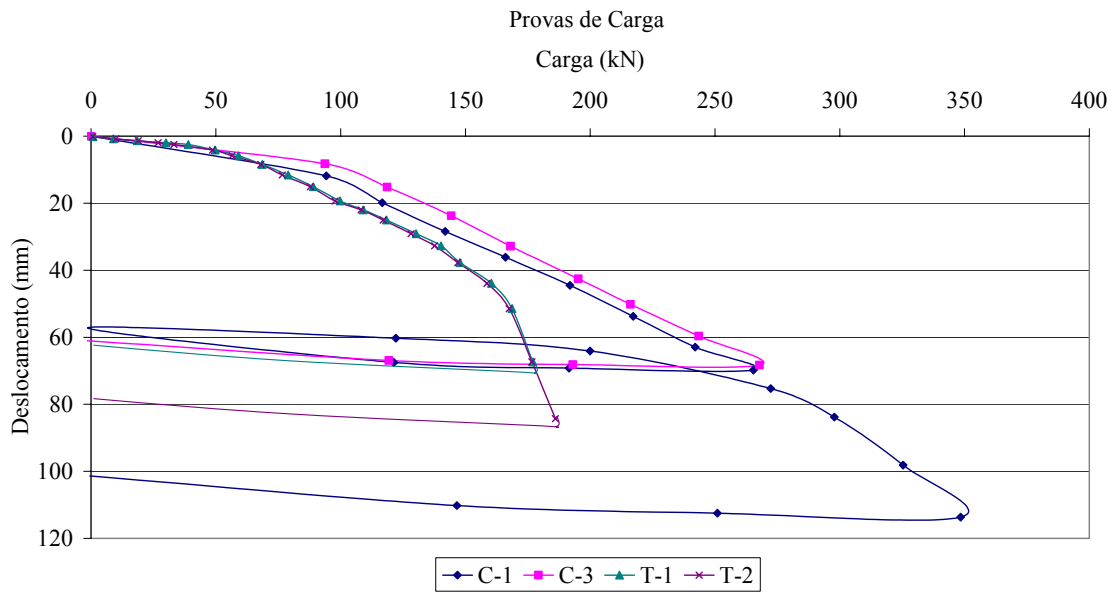


FIGURA 6.53 Provas de carga à tração e à compressão.

O comportamento inicial, tanto na tração como na compressão, é o mesmo. Mas as estacas sujeitas à tração, iniciam a perda da capacidade de carga, mudam de inclinação antes das estacas sujeitas à compressão. É visível também, que após o primeiro ponto de variação da inclinação da curva de carga x deslocamento, 60 kN à tração e 90 kN à compressão, as curvas de tração e compressão ficam paralelas. O ponto em que as estacas à tração, variam novamente a inclinação, 165 kN, determina a grande diferença entre as provas de carga, já que a inclinação das provas de carga à compressão não se altera. Esta segunda variação da inclinação da prova de carga à tração, representa a carga de ruptura, aproximadamente 180 kN. O que não pode ser representado nas provas de carga à compressão.

6.11 ANÁLISE GERAL

6.11.1 DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

I- PROVAS DE CARGA

- Tração
 - As curvas carga x deslocamento das duas provas de carga à tração, apresentaram cargas máximas de 177 kN e 186 kN. As cargas de ruptura, obtidas pelas extrapolações de Van der Veen, do método da rigidez física e convencional apresentaram, para cada prova carga, valores de 194 kN e 196 kN, 208 kN e 217 kN, e 129 kN e 136 kN, respectivamente.
 - Nas provas de carga à tração, o sistema estaca-solo apresentou um comportamento dividido em três etapas: a primeira etapa linear, com pequenos deslocamentos, influenciada pela resistência da primeira hélice e da adesão ao fuste; a segunda etapa, também linear, com deslocamentos maiores que na primeira etapa, influenciada pela segunda hélice e pelo cilindro de solo entre as hélices; na terceira etapa, é caracterizada a ruptura do sistema estaca-solo.
- Compressão
 - As curvas carga x deslocamento das duas provas de carga à compressão, apresentaram cargas máximas de 349 kN e 268 kN. As cargas de ruptura, obtidas pelas extrapolações de Van der Veen, do método da rigidez física e convencional apresentaram, para cada prova carga, valores de 475 kN e 495 kN, 378 kN e 321 kN, e 152 kN e 165 kN, respectivamente.

- O comportamento à compressão, não apresentou uma ruptura do sistema estaca-solo, mas, foi possível definir a existência de duas etapas: a primeira etapa linear, com pequenos deslocamentos, influenciada pela resistência da primeira hélice e da adesão ao fuste; a segunda etapa, também linear, com deslocamentos maiores que na primeira etapa, que é influenciada pela segunda hélice e pelo cilindro de solo entre as hélices.

II- MÉTODOS TEÓRICOS

II-1) CONSIDERANDO OS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES

- Tração

- A capacidade de carga à tração, do sistema estaca-solo, foi subestimada em média 18 % e 21 %, respectivamente em relação às extrapolações de Van der Veen e do método da rigidez física, e superestimada em média 21 %, em relação à extrapolação do método da rigidez convencional, pelos métodos teóricos de Cilindro de Cisalhamento, utilizando os parâmetros de resistência do solo, obtidos por ensaios de compressão simples.
- A capacidade de carga à tração do sistema estaca-solo, foi subestimada em média 50 %, 54 % e 26 %, respectivamente, em relação às extrapolações de Van der Veen, do método da rigidez física e convencional, pelos métodos teóricos de Capacidades Individuais, utilizando os parâmetros de resistência do solo obtidos por ensaios de compressão simples.

- Compressão

- A capacidade de carga do sistema estaca-solo à compressão, é subestimada em média 63 % e 50 %, respectivamente em relação às extrapolações de Van der Veen e do método da rigidez física, e superestimada em média 12 %, em relação à extrapolação do método da rigidez convencional, para os métodos de Cilindro de Cisalhamento, utilizando os parâmetros de resistência do solo, obtidos por ensaios de compressão simples.
- A capacidade de carga do sistema estaca-solo à compressão, é subestimada em média 75 %, 66 % e 24 %, respectivamente em relação às extrapolações de Van der Veen, do método da rigidez física e convencional, para os métodos de Capacidades Individuais, utilizando os parâmetros de resistência do solo, obtidos por ensaios de compressão simples.

II-2) CONSIDERANDO OS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

- Tração

- A capacidade de carga à tração do sistema estaca-solo, foi superestimada em média 93 %, 77 % e 185 %, respectivamente, em relação às extrapolações de Van der Veen, do método da rigidez física e convencional, pelos métodos teóricos de Cilindro de Cisalhamento, utilizando os parâmetros de resistência do solo, obtidos dos ensaios de cisalhamento direto. Analisados os métodos de cálculo, percebe-se que se for utilizado somente o ângulo de atrito interno do solo, a variação da capacidade de carga cai para 13 % e 4 %, respectivamente, em relação às extrapolações de Van der Veen e do método da rigidez física.

- A capacidade de carga à tração do sistema estaca-solo, foi superestimada em de 203 %, 178 % e 346 %, respectivamente, em relação às extrapolações de Van der Veen, do método da rigidez física e convencional, pelos métodos teóricos de Capacidades Individuais, utilizando os parâmetros de resistência do solo, obtidos dos ensaios de cisalhamento direto.
- Compressão
 - A capacidade de carga à compressão do sistema estaca-solo, foi subestimada em média 93 %, 77 % e 185 %, respectivamente, em relação às extrapolações de Van der Veen, do método da rigidez física e convencional, pelos métodos teóricos de Cilindro de Cisalhamento, utilizando os parâmetros de resistência do solo, obtidos dos ensaios de cisalhamento direto. Analisados os métodos de cálculo, percebe-se que se for utilizado somente o ângulo de atrito interno do solo, a variação da capacidade de carga cai para 13 % e 4 %, respectivamente, em relação às extrapolações de Van der Veen e do método da rigidez física.
 - A capacidade de carga à compressão, foi subestimada em média 18 % quando comparada à extrapolação de Van der Veen, e superestimada em média 14% e 151 %, respectivamente, em relação à extrapolação do método da rigidez física e convencional, para os métodos de Capacidades Individuais, utilizando os parâmetros de resistência do solo, obtidos dos ensaios de cisalhamento direto. Percebe-se, que os parâmetros de resistência, do solo apresentam uma diferença entre 15 % e 60 % entre as contribuições do ângulo de atrito interno e da coesão.
 - A capacidade de carga à compressão, apresentou resultados superestimados, variando em média 21 %, 67 % e 267 %, respectivamente em relação às extrapolações de Van der Veen, do método da rigidez física e convencional, quando não considerado o

método de Steph, que apresentou resultados extremamente exagerados, 2053 %.

III- MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

- Tração

- A capacidade de carga do sistema estaca-solo, é superestimada, em média, 32 %, 21 % e 95 %, respectivamente, em relação às extrapolações de Van der Veen, do método da rigidez física e convencional para os métodos semi-empíricos de Cilindro de Cisalhamento à tração.

- A capacidade de carga do sistema estaca-solo, apresenta resultados entre valores superestimados e subestimados, com variação média de 19 %, 9 % e 75 %, respectivamente, em relação às extrapolações de Van der Veen, do método da rigidez física e convencional, para os métodos de Capacidades Individuais à tração.

- Compressão

- A capacidade de carga do sistema estaca-solo é subestimada, em média, 57 % e 41 %, respectivamente, em relação às extrapolações de Van der Veen e do método da rigidez física, e superestimada em média 30 % em relação à extrapolação do método da rigidez convencional, para os métodos semi-empíricos de Cilindro de Cisalhamento à compressão.

- A capacidade de carga do sistema estaca-solo é subestimada, em média, 53 % e 35 %, respectivamente, em relação às extrapolações de Van der Veen e do método da rigidez física, e superestimada em média 43 % em relação à extrapolação do método da rigidez convencional, para os métodos semi-empíricos de Capacidades Individuais à compressão.

IV- MÉTODOS EMPÍRICOS DO TORQUE

- A capacidade de carga obtida pelos métodos empíricos, utilizando o torque de instalação da estaca, variou entre valores subestimados e superestimados. Os métodos que utilizaram o fator empírico de K_t e o método G (1995), apresentaram uma relação de 16 % com a carga de ruptura.
- O fator empírico que relaciona o torque de instalação da estaca, com a capacidade de carga do sistema estaca-solo, K_t , apresentou para as provas de carga valores de 25 m^{-1} , 27 m^{-1} e 17 m^{-1} para a tração, e de 49 m^{-1} , 36 m^{-1} e 16 m^{-1} para a compressão, respectivamente, em relação às extrapolações de Van der Veen, do método da rigidez física e convencional.
- Sugere-se um fator $K_{\text{SPT-T}}$, variando de 1026, 1121 e 700, respectivamente, em relação às extrapolações de Van der Veen, do método da rigidez física e convencional, que relaciona a capacidade de carga à tração, com o $T_{\text{SPT-T}}$ entre as hélices.
- Sugere-se um fator K_N variando de 14 kN, 15 kN e 10 kN, respectivamente, em relação às extrapolações de Van der Veen, do método da rigidez física e convencional, que relaciona a capacidade de carga à tração com o N_{SPT} entre as hélices.

6.11.2 COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS

- As cargas de ruptura, obtidas pelas extrapolações das provas de carga à compressão, apresentaram uma variação maior que na tração, quando comparados com os resultados das provas de carga, devido ao fato de não ter sido efetivamente atingida a ruptura durante as provas de carga.

- A capacidade de carga do sistema estaca-solo nas provas de carga à tração é duas vezes menor do que à compressão.
- Quando comparados os resultados teóricos, semi-empíricos e empíricos, observou-se que os resultados teóricos, utilizando os parâmetros do solo obtidos dos ensaios de cisalhamento direto, não foram bons por terem uma dispersão, muito grande e serem em sua maioria superestimados. A menor dispersão ocorreu com os resultados obtidos com os parâmetros de solo da compressão simples, mas foram todos subestimados. Os resultados calculados pelos parâmetros do solo, obtidos das sondagens de simples reconhecimento, tiveram uma pequena dispersão, mas sempre estiveram próximos da carga de ruptura. Os resultados dos métodos de torque tiveram grande dispersão, variando entre valores superestimados e subestimados de capacidade de carga.
- A carga de ruptura na tração, para estacas metálicas helicoidais é a situação de solicitação crítica, quando comparada com a compressão, já que as estacas metálicas helicoidais suportam maior carga à compressão.

6.11.3 TRANSFERÊNCIA DE CARGA

- A obtenção da transferência de carga em estacas metálicas helicoidais, por meio de instrumentação com strain gages é difícil, já que a estaca é instalada no solo por aplicação de torque, o que danifica a extensometria. Em uma única prova de carga à tração, foi possível obter resultados de transferência de carga, a qual demonstrou que somente a primeira hélice e o fuste resistem às cargas aplicadas inicialmente. Em seguida, inicia-se a contribuição da segunda hélice e nos estágios finais, próximos da ruptura, a hélice inferior apresenta maior resistência.

- A transferência de carga neste caso, mostrou que realmente, existe contribuições separadas para cada hélice.

- Quando comparadas as cargas de cada seção da estaca, obtidas no último estágio de carregamento com os parâmetros de resistência do fuste, Q_s , da primeira hélice, Q_p , e do cilindro de cisalhamento, Q_f , dos métodos de Cilindro de Cisalhamento, utilizando os resultados das sondagens do tipo SPT, percebe-se que todos os valores superestimaram a resistência de cada seção, resultando em uma variação média de 48 % da capacidade de carga. Já, utilizando os parâmetros do solo dos ensaios de compressão simples, os valores da resistência da primeira hélice foram subestimados, enquanto do fuste e do cilindro de cisalhamento, foram superestimados. Mesmo assim, a capacidade de carga teve uma variação subestimada em 8 %. Para os parâmetros de solo, obtidos dos ensaios de cisalhamento direto, a resistência da primeira hélice e do fuste foi superestimada, e do cilindro de cisalhamento foram subestimados. A capacidade de carga, apresentou uma variação de 115 %.

- Quando comparadas as cargas de cada seção da estaca, obtidos no último estágio de carregamento com os parâmetros de resistência do fuste, Q_s , da primeira hélice, Q_1 , e da segunda hélice, Q_2 , dos métodos de Capacidades Individuais, utilizando os resultados das sondagens do tipo SPT, percebe-se que os valores da resistência da primeira hélice foram superestimados, enquanto os da resistência da segunda hélice variaram entre valores sub e superestimados, resultando em uma variação superestimada média de 32 % da capacidade de carga. Já, utilizando os parâmetros do solo dos ensaios de compressão simples, todos os valores da resistência foram subestimados, resultando uma capacidade de carga com variação média de 44 %. Para os parâmetros de solo obtidos dos ensaios de cisalhamento direto, todos valores de resistência foram superestimados, resultando em uma variação de 237 % em relação a capacidade de carga.

7

CONCLUSÕES

7.1 CONCLUSÕES

- ✓ As provas de carga à tração apresentam um comportamento dividido em três etapas;
- ✓ A carga de ruptura calculada pelos métodos de Cilindro de Cisalhamento apresenta resultados melhores que os de Capacidade Individuais para o parâmetro de solo obtido dos ensaios de compressão simples;
- ✓ Todos os métodos apresentaram valores de capacidade de carga muito superestimados para os parâmetros de solo obtidos dos ensaios de cisalhamento direto;
- ✓ A carga de ruptura calculada pelos métodos de Capacidades Individuais apresenta resultados melhores que os de Cilindro de Cisalhamento para os parâmetros de solo estimados utilizando os resultados das sondagens;

- ✓ Os métodos empíricos do torque que utilizam o fator k_t e o método G(1995) foram os que apresentaram resultados mais próximos da carga de ruptura à tração;
- ✓ A carga de ruptura de Van der Veen e do método da rigidez na compressão é pelo menos 1,5 maior que à tração;
- ✓ A transferência de carga demonstra:
 - ✓ Que inicialmente somente a primeira hélice é solicitada;
 - ✓ O ganho de resistência pela utilização de mais de uma hélice;

7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Propõe-se realizar medidas de torque e das deformações longitudinais ao longo do fuste durante a instalação da estaca por meio de instrumentação por extensometria.
- Propõe-se também a realização de provas de carga em solos arenosos e argilosos homogêneos e em solos estratificados de forma a determinar o comportamento do sistema estaca-solo e a capacidade de carga.
- Para o estudo da influência do número de hélices e da distância entre elas na capacidade de carga sugere-se a realização de provas de carga com estacas variando o número de hélices e a distância entre elas em um campo experimental com solo homogêneo.

8

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICA

A.B. CHANCE *Helical Pier Foundation Systems – Technical Manual*. A.B. Chance, 1994. 10 p.;

A.B.CHANCE *Instant Foundation Systems for Residential and Commercial Construction and Repairs*. A.B.Chance, Bulletin 01-9901, Rev. 6, 2004. 12 p;

A.B.CHANCE *Tieback Anchors*. A.B.Chance, Bulletin 31-9601, Rev. 6, 2004. 8 p;

A.B. CHANCE *Encyclopedia of Anchoring – Section D*. A.B. Chance, 2004. 10 p.;

ADAMS, J.I.; KLYM, T.W. *A Study of Anchorages for Transmission Tower Foundations*. Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, Canada, Vol. 9, nº 1, p. 89-104, junho de 1972;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “*NBR-6122: Projeto e execução de fundações*”, Rio de Janeiro, ABNT, (04/1996);

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “*NBR-6484: Sondagens de simples reconhecimento com SPT*”, Rio de Janeiro, ABNT, (02/2001);

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “*NBR-6459: Solo – Determinação do Limite de Liquidez*”, Rio de Janeiro, ABNT, (10/1984);

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “*NBR-7180: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade*”, Rio de Janeiro, ABNT, (10/1984);

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “*NBR-7181: Solo – Análise Granulométrica*”, Rio de Janeiro, ABNT, (12/1984);

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “*NBR-6508: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica*”, Rio de Janeiro, ABNT, (10/1984);

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “*NBR-12131: Estacas – Prova de Carga Estática*”, Rio de Janeiro, ABNT, (04/1996);

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “*NBR-12770: Solo Coesivo – Determinação da resistência à compressão não confinada*”, Rio de Janeiro, ABNT, (10/1992);

ALONSO, U.R. *Previsão e Controle das Fundações*, Edit. Edgard Blucher Ltda, São Paulo/SP, 1991. 142p.;

DÉCOURT, L. *Parâmetros do solo para projetos de Fundações*, In: SEFE V, 5, 2004, São Paulo. Vol. 2, São Paulo: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 2004, p. 319-329;

CINTRA, J.C.A.; AOKI, N. *Carga Admissível em Fundações Profundas*, EESC-USP, São Carlos/SP, 1999. 61 p.;

CLEMENCE, S.P.; CROUCH, L.K.; STEPHENSON, R.W. *Prediction of Uplift Capacity for Helical Anchors in Sand*. In: Second Geotechnical Engineering Conference, 2, 1994, Cairo. Vol. 1, Cairo: Proceedings of the Second Geotechnical Engineering Conference, 1994, p. 332-343;

CLEMENCE, S.P.; PEPE JR., F.D. *Measurement of Lateral Stress Around Multihelix Anchors in Sand*. Geotechnical Testing Journal, Vol. 7, nº 3, p. 145-152, setembro de 1984;

DAS, B.M. *Earth Anchors*. Developments in Geotechnical Engineering, nº 50. New York: Elsevier, 1990. 242 p.;

DAS, B.M. *Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlement Anchors*. CRC Press, Boca Raton, 1999. 366 p.;

GHALY, A.M. *Drivability and Pullout Resistance of Helical Units In Saturated Sands*. Journal of Soils and Foundations, Tokyo, Japão, Vol. 35, nº 2, p. 61-66, junho de 1995;

GHALY, A.M.; HANNA, A.M. *Experimental and Theoretical Studies on Installation Torque of Screw Anchors*. Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, Canadá, Vol. 28, p. 353-364, fevereiro de 1991;

GHALY, A.M.; HANNA, A.M. *Model Investigation of The Performance of Single and Group of Anchors*. Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, Canadá, Vol. 31, p. 273-284, novembro de 1993;

GHALY, A.M.; HANNA, A.M.; HANNA, M.S. *Uplift Behavior of Screw Anchors in Sand. I: Dry Sand*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, nº 5, p. 773-793, maio de 1991a;

GHALY, A.M.; HANNA, A.M.; HANNA, M.S. *Uplift Behavior of Screw Anchors in Sand. II: Hydrostatic and Flow Conditions*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, nº 5, p. 773-793, maio de 1991b;

GHALY, A.M.; HANNA, A.M.; HANNA, M.S. *Installation Torque of Screw Anchors in Dry Sand*. Journal of Soils and Foundations, Tokyo, Japão, Vol. 31, nº 2, p. 77-92, junho de 1991c;

HACHICH, W.; FALCONI, F.F.; SAES, J.L.; FROTA, R.G.O.; CARVALHO, C.S.; NIYAMA, S. *Fundações: Teoria e Prática*, Brasil, 2002, 758p.;

HOYT, R.M.; CLEMENCE, S.P. *Uplift Capacity of Helical Anchors in Soil*. In: XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 12., 1989, Rio de Janeiro. Vol. 2, Rio de Janeiro: Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1989. p. 1019-1022;

KULHAWY, F.H. *Uplift Behavior of Shallow Soil Anchors – An Overview*. In: Uplift Behavior of Anchor Foundations in Soil, 1985, Detroit. Detroit: Proceedings of a session sponsored by the Geotechnical Engineering Division of the American Society of Civil Engineers, 1985, p. 1-25;

MEYERHOF, G.G. – “*Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations*”. Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, pp. 197-228, 1976;

MITSCH, M.P.; CLEMENCE, S.P. *The Uplift Capacity of Helix Anchors In Sand*. In: Uplift Behavior of Anchor Foundations in Soil, 1985, Detroit. Detroit: Proceedings of a session sponsored by the Geotechnical Engineering Division of the American Society of Civil Engineers, 1985, p. 1-25;

MOONEY, J.S.; ADAMCZAK JR., S.; CLEMENCE, S.P. *Uplift Capacity of Helical Anchors In Clay and Silt*. In: Uplift Behavior of Anchor Foundations in Soil, 1985,

Detroit. Detroit: Proceedings of a session sponsored by the Geotechnical Engineering Division of the American Society of Civil Engineers, 1985, p. 48-72;

PERKO, H.A.; RUIPER, S.J. *Helix Pier Engineering – Handbook 2000*. Ingal Precision Foundation INC, 2000. 40 p.;

PERKO, H.A.; RUIPER, S.J. *Energy Method for Predicting Installation Torque of Helical Foundations and Anchors*. Proceedings of GeoDenver, 2000. Geotechnical Special Publication, ASCE, Reston, VA, 2000. 11 p.;

PERKO, H.A. *Lateral Capacity and Buckling Resistance of Helix Pier Foundations*. In: Foundations Technology Seminar - Helical Foundations and Tiebacks, Deep Foundation Institute, Helical Pile Committee, University of Cincinnati, Cincinnati, OH, agosto de 2003.

RAO, N.S.; PRASAD, Y.V.S.N.; SHETTY, M.D.; JOSHI, V.V. *Uplift Capacity of Screw Pile Anchors*. Geotechnical Engineering, Vol. 20, nº 2, p. 139-159, dezembro de 1989;

RAO, N.S.; PRASAD, Y.V.S.N.; SHETTY, M.D. *The Behavior of Model Screw Piles In Cohesive Soils*. Journal of Soils and Foundations, Tokyo, Japão, Vol. 31, nº 2, p. 35-50, junho de 1991;

RAO, N.S.; PRASAD, Y.V.S.N. *Estimation of Uplift Capacity of Helical Anchors In Clays*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 119, nº 2, p. 352-357, fevereiro de 1993;

RAO, N.S.; PRASAD, Y.V.S.N.; VEERESH, C. *Behavior of Embedded Model Screw Anchors In Soft Clays*. Geotechnique, Londres, Inglaterra, Vol. 43, nº 4, p. 605-614, dezembro de 1993;

STEPHENSON, R.W. *Helical Foundation and Tie Backs – State of the Art*. University of Missouri-Rolla, junho de 1997, 43 p.;

STEPHENSON, R.W. – *Design and Installation of Torque Anchors for Tiebacks and Foundations*. University of Missouri-Rolla, 2003;

TEIXEIRA, A.H., GODOY, N.S. *Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas. Fundações: Teoria e Prática*. Hachich et al. editores. Ed. Pini, São Paulo, 1996. p. 227-264.

TROFIMENKOV, J.G.; MARIUPOLSKII, L.G. *Screw Piles Used for Mast and Tower Foundations*. In: Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 6, vol. II, 1965, Montreal. Montreal: Proceedings of the Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1965, p. 328-332;

VAN DER VEEN, C. *The Bearing Capacity of a Pile*, In: Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. II, 1953, Switzerland. Switzerland: Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1953, p. 84-90.



Carta Geológica – Belo Horizonte SE.23-Z-C-VI, Escala 1:100.000-CPRM-2000, IBGE, Disponível em: <http://www.etg.ufmg.br/tim2/mapageologicobh.pdf>

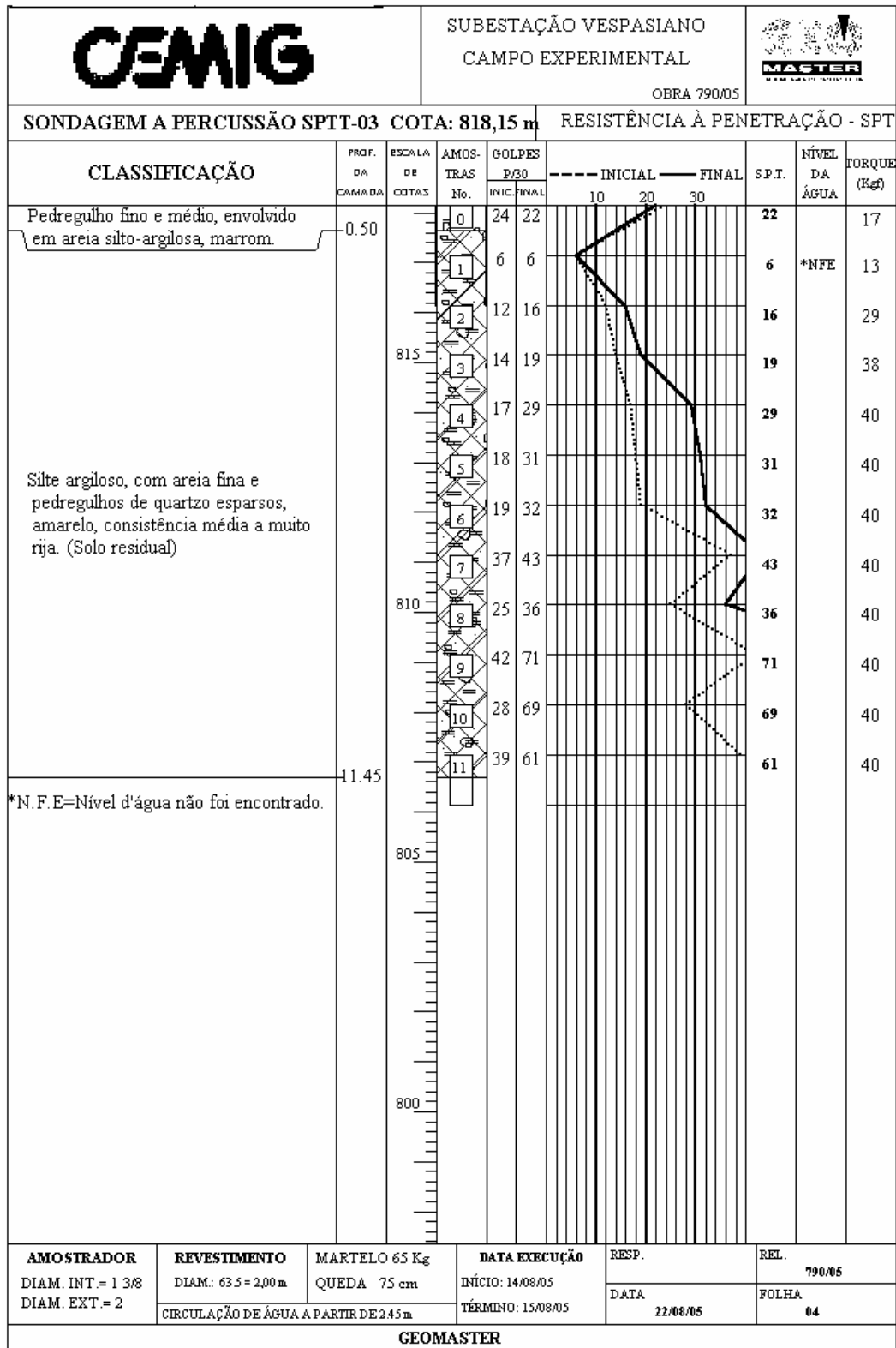
ANEXO A

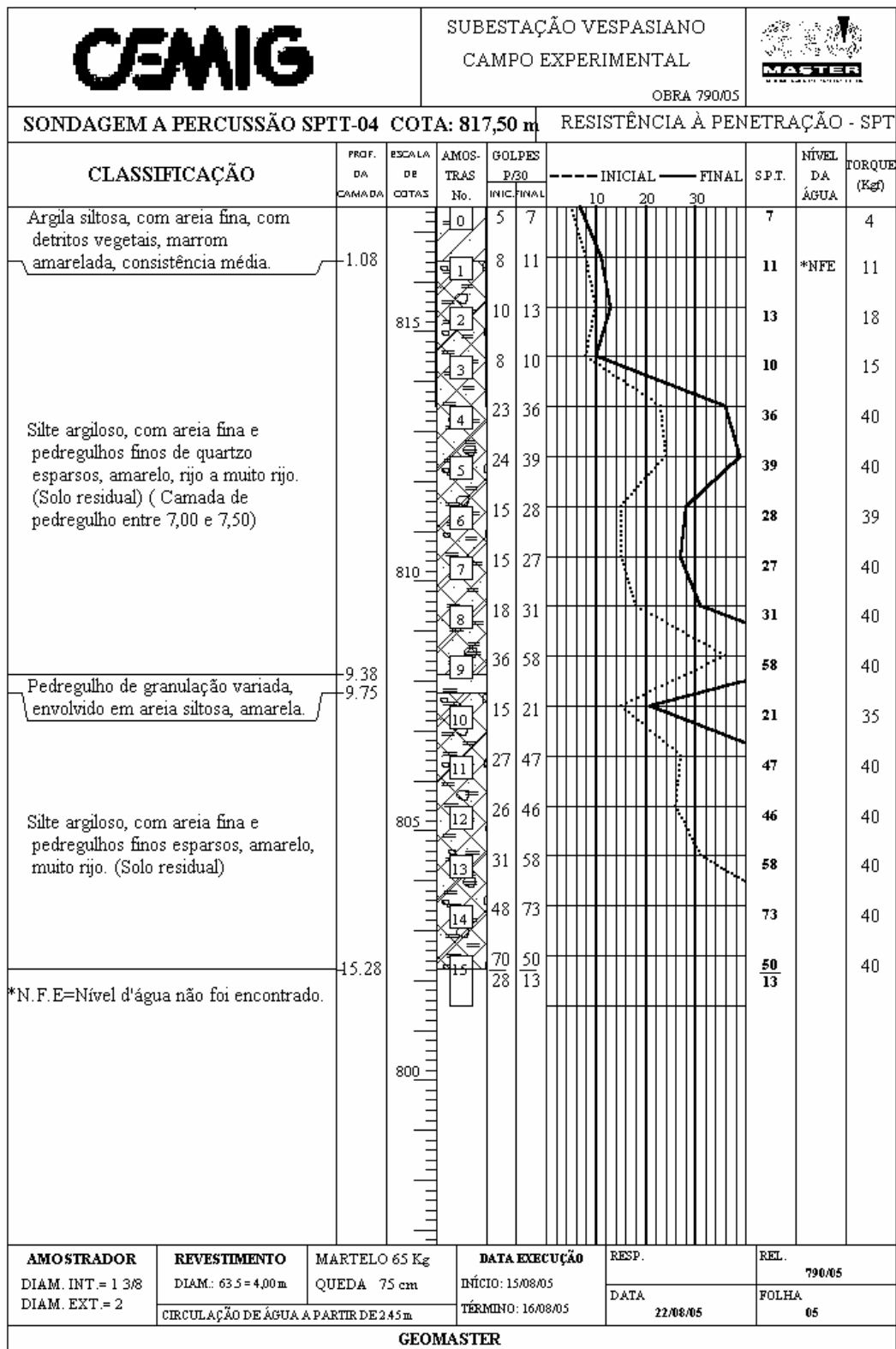
Sondagens a percussão SPT-T e poço de inspeção


CLASSIFICAÇÃO		PROF. DA CAMADA	ESCALA DE COTAS	AMOSTRAS No.	GOLPES P/30		RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO - SPT			S.P.T.	NÍVEL DA ÁGUA	TORQUE (Kg)		
					INIC.	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL				FINAL	
Argila siltosa, com areia fina, marrom, rija.		0.80	815	0	12	11						8		
SÍLITE argiloso, com areia fina, amarelo, rijo.				1	9	12							*NFE	17
		3.00	815	2	14	16						21		
				3	25	33							40	
SÍLITE argiloso, com areia fina e pedregulhos de quartzo, amarelo, muito rijo.		8.32	810	4	30	38						40		
				5	31	38							40	
				6	48	31								40
				7	30	39								40
				8	43	36								40
				8	43	17								
*N.F.E=Nível d'água não foi encontrado.														
AMOSTRADOR DIAM. INT = 1 3/8 DIAM. EXT = 2	REVESTIMENTO DIAM.: 63.5 = 2.00 m	MARTELO 65 Kg QUEDA 75 cm	DATA EXECUÇÃO INÍCIO: 12/08/05 TÉRMINO: 13/08/05		RESP.		REL. 790/05		FOLHA 02					
CIRCULAÇÃO DE ÁGUA A PARTIR DE 2.45 m					DATA 22/08/05									
GEOMASTER														

p.;

		SUBESTAÇÃO VESPASIANO CAMPO EXPERIMENTAL OBRA 790/05											
								SONDAGEM A PERCUSSÃO SPT-02 COTA: 817,60 m		RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO - SPT			
CLASSIFICAÇÃO	PROF. DA CAMADA	ESCALA DE COTAS	AMOS-TRAS No.	GOLPES P/50		---			S.P.T.	NÍVEL DA ÁGUA	TORQUE (Kg)		
				INICIAL	FINAL	10	20	30					
Argila silto-arenosa, com pedregulhos finos e médios, marrom, consistência média. Silte argiloso, com areia fina, amarelo, muito rijo.	2.00	815	0	17	11					11		15	
			1	8	9						9	*NFE	8
			2	22	28						28		35
			3	20	27						27		40
			4	21	23						23		38
			5	16	23						23		40
			6	32	38						38		40
			7	20	30						30		40
			8	35	35						35		40
			9	24	32						32		40
			10	31	39						39		40
			11	39	35						35		40
*N. F. E.=Nível d'água não foi encontrado.	12.33	805	12	41	35				35		40		
					18				18				
AMOSTRADOR DIAM. INT. = 1 3/8 DIAM. EXT. = 2	REVESTIMENTO DIAM.: 63.5 = 2,00m CIRCULAÇÃO DE ÁGUA A PARTIR DE 2.45m	MARTELO 65 Kg QUEDA 75 cm	DATA EXECUÇÃO INÍCIO: 13/08/05 TÉRMINO: 14/08/05		RESP. DATA 22/08/05	REL. 790/05 FOLHA 03							
GEOMASTER													





CEMIG		SUBESTAÇÃO VESPASIANO CAMPO EXPERIMENTAL OBRA 790/05			
POÇO DE INSPEÇÃO		PI-01 COTA: 818,00 m			
CLASSIFICAÇÃO		PROF. DA CAMADA	ESCALA DE COTAS	NÍVEL DA ÁGUA	DIÂMETRO DE PERFURAÇÃO
Silte argiloso, com areia fina, marrom. Pedregulho de quartzo.		0.25 0.32		*NFE	
Silte argiloso, com areia fina, amarelo com variações. (Veios de pedregulhos grosseiros de quartzo a 5,10m)			815		30"
*N.F.E=Nível d'água não foi encontrado.		5.20			5,20
			810		
			805		
			800		
AMOSTRADOR DIAM. INT. = 1 3/8 DIAM. EXT. = 2	REVESTIMENTO DIAM.: 63.5 CIRCULAÇÃO DE ÁGUA A PARTIR DE 0 m	MARTELO 65 Kg QUEDA 75 cm	DATA EXECUÇÃO INÍCIO: 16/08/05 TÉRMINO: 17/08/05	RESP. DATA 22/08/05	REL. 790/05 FOLHA 06
GEOMASTER					