

JOSÉ ALBERTO SORIA GALVARRO ONTIVEROS

**ESTUDO DE CARGA LATERAL E DE PONTA EM ESTACAS MOLDADAS
“IN LOCO” VIA METODOLOGIA ALTERNATIVA DE PROVA DE CARGA**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

VIÇOSA
MINAS GERAIS – BRASIL
2012

**Ficha catalográfica preparada pela Seção de Catalogação e
Classificação da Biblioteca Central da UFV**

T

S714e
2012 Soria Galvarro Ontiveros, José Alberto, 1955-
Estudo de carga lateral e de ponta em estacas moldadas "in
loco" via metodologia alternativa de prova de carga / José
Alberto Soria Galvarro Ontiveros. – Viçosa, MG, 2012.
xvii, 187 f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Orientador: Enivaldo Minette.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa.

Inclui bibliografia.

1. Fundações (Engenharia). 2. Teste de esforço. 3. Atrito.
4. Aspereza de superfície. 5. Movimentos mecânicos.
6. Hidráulica. 7. Metodologia. I. Universidade Federal de
Viçosa. Departamento de Engenharia Civil. Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil. II. Título.

CDD 22. ed. 624.15

JOSÉ ALBERTO SORIA GALVARRO ONTIVEROS

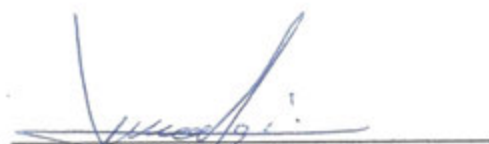
**ESTUDO DE CARGA LATERAL E DE PONTA EM ESTACAS MOLDADAS
“IN LOCO” VIA METODOLOGIA ALTERNATIVA DE PROVA DE CARGA**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

APROVADA: 20 de dezembro de 2012.



Luís Otávio Rigueira Santiago
(Coorientador)



Leandro Neves Duarte



Enivaldo Minette
(Orientador)

INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

A informação solicitada nem sempre é a informação necessária.

A informação necessária nem sempre pode ser obtida.

A informação obtida nem sempre é suficiente.

A informação suficiente nem sempre é economicamente viável.

Fernando Schnaid

DEDICO

*Ao meu avo e pai, Martin e Ascencio Soria Galvarro,
(in memoriam) que sempre estiveram e estarão ao me lado.*

*A minha mãe, Leonor Ontiveros, (in memoriam),
irmãos Eduardo, Jaime, Oscar, Lourdes e Rosario,
abnegação ao afastamento e apoio incondicional.*

AGRADECIMENTOS

A minha esposa, Dulcineia, (*in memoriam*) e nossas filhas Svetlana e Skarlen, continuação da vida, apoio e companheirismo.

A minha esposa Maria del Pilar e filhos, Alan e Stephanie, pela paciência e compreensão.

Ao Prof. Dr. Enivaldo Minette, pela confiança, infinita disponibilidade, por todos os ensinamentos e maior incentivador deste trabalho.

Á ARCOS Engenharia de Solos, ao Engenheiro Pedro Elísio da Silva, por disponibilizar e permitir a coleta de dados no canteiro de obras para realização desta pesquisa e, principalmente, o corpo técnico de Engenheiros Alysson Santos Resende, Edmilson Freitas e operários presentes durante as provas de carga.

Ao Professor Leandro Neves Duarte e Engenheiro Luís Otávio Rigueira Santiago pela colaboração inestimável.

BIOGRAFIA

JOSÉ ALBERTO SORIA GALVARRO ONTIVEROS, filho de Ascencio Soria Galvarro Saavedra e Leonor Ontiveros Moron, natural de Cochabamba Bolívia.

Em agosto de 1987, concluiu o curso de Engenharia Civil pela Universidade Federal de Viçosa (UFV).

Iniciou, em agosto de 2009, o Curso de Mestrado em Engenharia Civil, na área de concentração em Geotecnia, na Universidade Federal de Viçosa, em Viçosa, MG, concluindo-o em dezembro de 2012.

SUMÁRIO

LISTA DE TABELAS	ix
LISTA DE FIGURAS	xi
LISTA DE GRÁFICOS	xiii
RESUMO	xvi
ABSTRACT	xvii
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Objetivos	3
1.2. Organização da dissertação	4
2. REVISÃO DE LITERATURA	5
2.1. Considerações iniciais	5
2.2. Fundações	5
2.2.1. Fundações superficiais	6
2.2.2. Fundações profundas	6
2.2.3. Fundações mistas	7
2.3. Estaca hélice contínua	7
2.3.1. Definição	7
2.3.2. Histórico	7
2.3.3. Vantagens e desvantagens	9
2.3.4. Aplicações	10
2.3.5. Metodologia executiva	11
2.3.5.1. Perfuração	11
2.3.5.2. Concretagem	12
2.3.5.3. Colocação da armadura	14
2.3.6. Aspectos quanto ao tipo de terreno	15
2.3.7. Sistemas de monitoração	16

2.4. Métodos de previsão de carga admissível ou carga resistente de projeto ABNT NBR 6122:2010.....	16
2.4.1. Previsão da capacidade de carga através dos métodos semi-empíricos.....	17
2.4.1.1. Método estatístico de Aoki-Velloso.....	19
2.4.1.2. Método estatístico de Décourt-Quaresma.....	21
2.4.1.3. Método Décourt e Quaresma estendido.....	23
2.4.2. Previsão da capacidade de carga através de prova de carga estática.....	24
3. DADOS EXPERIMENTAIS	28
3.1. Informações gerais	28
3.2. Relação dos dados experimentais.....	29
3.3. Perfil geotécnico e esquema de montagem da célula.....	30
3.4. Materiais e equipamentos.....	30
3.4.1. Concreto.....	30
3.4.2. Equipamentos e dispositivos de aplicação de carga e medição dos deslocamentos	30
3.5. Componentes da prova de carga.....	31
3.5.1. Sistema de transmissão de carregamento	31
3.5.2. Controle de injeção de carga.....	35
3.5.3. Sistema de reação.....	35
3.5.4. Sistema de referência.....	35
3.5.5. Sistema de referência.....	37
3.6. Carga máxima.....	39
3.7. Interpretação de resultados	40
3.7.1. Interpretação com base dos trechos de fuste e ponta.....	40
3.8. Sondagem de simples reconhecimento (SPT).....	41
3.9. Execução da prova de carga	41
4. RESULTADOS E DISCUSSÃO	43

4.1. Prova de carga semi-empírico	43
4.1.1. PCSE 01: método semi-empírico.....	44
4.1.2. PCSE 02: método semi-empírico.....	45
4.1.3. PCSE 03: método semi-empírico.....	46
4.1.4. PCSE 04: método semi-empírico.....	46
4.1.5. PCSE 05: método semi-empírico.....	47
4.1.6. PCSE 06: método semi-empírico.....	48
4.2. Método prova de carga experimental: prova de carga estática com célula expansiva hidrodinâmica (rápida)	49
4.3. Referência aos dispositivos de aplicação de carga e medição dos deslocamentos.....	50
4.3.1. PCE 01	57
4.3.2. PCE 02	67
4.3.3. PCE 03	80
4.3.4. PCE 04	90
4.3.5. PCE 05	102
4.3.6. PCE 06	115
5. ANÁLISE DOS RESULTADOS	127
5.1. Carga última ou carga de ruptura (PR)	127
5.1.1. Carga de ruptura segundo a Norma NBR 6122:2010.....	128
5.1.2. Módulo de elasticidade do concreto	129
5.1.3. Estimativa de carga última para as provas de carga experimentais	129
5.1.4. Carga de ruptura (PR) para cargas (métodos semi-empíricos)	136
6. CONCLUSÕES	142
REFERÊNCIAS.....	144
APÊNDICE - DADOS, FIGURAS E GRÁFICOS (MÉTODO EXPERIMENTAL)	147

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores de F_1 e F_2 (Aoki-Velloso)	20
Tabela 2 - Valores de K e α (Aoki-Velloso)	21
Tabela 3 - Valores de K (Décourt-Quaresma).....	23
Tabela 4 - Valores de β_p e β_s (Décourt-Quaresma estendido).....	24
Tabela 5 - Relação de provas de carga estáticas	43
Tabela 6 - Principais resultados obtidos na prova de carga estática executada	57
Tabela 7 - Carregamento PCE 01	59
Tabela 8 - Descarregamento PCE 01	61
Tabela 9 - Curva carga x recalque interpolada	65
Tabela 10 - Principais resultados obtidos na prova de carga estática executada	68
Tabela 11 - Carregamento PCE 02.....	70
Tabela 12 - Descarregamento PCE 02	73
Tabela 13 - Curva carga x recalque interpolada	77
Tabela 14 - Principais resultados obtidos na prova de carga estática executada	80
Tabela 15 - Carregamento PCE 03.....	82
Tabela 16 - Descarregamento PCE 03	84
Tabela 17 - Curva carga x deslocamento interpolada.....	88
Tabela 18 - Principais resultados obtidos na prova de carga estática executada	91
Tabela 19 - Carregamento PCE 04.....	93
Tabela 20 - Descarregamento PCE 04	96
Tabela 21 - Curva carga x deslocamento (estaca inteira).....	100
Tabela 22 - Principais resultados obtidos na prova de carga estática executada	103
Tabela 23 - Carregamento PCE 05.....	105

Tabela 24 - Descarregamento PCE 05	107
Tabela 25 - Curva carga x deslocamento (estaca inteira).....	111
Tabela 26 - Principais resultados obtidos na prova de carga estática executada	115
Tabela 27 - Carregamento PCE 06.....	117
Tabela 28 - Descarregamento PCE 06	120
Tabela 29 - Curva carga x deslocamento (estaca inteira).....	124
Tabela 30 - Tabela geral de dimensionamento inteira	129
Tabela 31 - Carga de Ruptura: Método Van Der Veen	137
Tabela 32 - Classificação do solo	149
Tabela 33 - Classificação do solo	153
Tabela 34 - Classificação do solo	158
Tabela 35 - Classificação do solo	163
Tabela 36 - Classificação do solo	169
Tabela 37 - Classificação do solo	175
Tabela 38 - Cálculo PC SE 01: método Aoki-Velloso.....	177
Tabela 39 - Cálculo PCE 02: método Aoki-Velloso	178
Tabela 40 - Cálculo PCE 03: método Aoki-Velloso	179
Tabela 41 - Cálculo PCE 04: método Aoki-Velloso	180
Tabela 42 - Cálculo PCE 06: método Aoki-Velloso	181
Tabela 43 - Cálculo PCE 01: método Decourt-Quaresma	182
Tabela 44 - Cálculo PCE 02: método Decourt-Quaresma	183
Tabela 45 - Cálculo PCE 03: método Decourt-Quaresma	184
Tabela 46 - Cálculo PCE 04: método Decourt-Quaresma	185
Tabela 47 - Cálculo PCE 05: método Decourt-Quaresma	186
Tabela 48 - Cálculo PCE 06: método Decourt-Quaresma	187

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Célula acoplada à gaiola armada.	32
Figura 2 - Célula acoplada à gaiola armada.	32
Figura 3 - Parte superior da gaiola detalhe dos três tubos tamponados, para instrumentação da célula, um metálico e dois de PVC.	33
Figura 4 - Detalhe dos tubos tamponados, fixados na célula.....	33
Figura 5 - Detalhe da gaiola armada mergulhado no concreto fresco, três tubos interligados com a célula e a fixação de um quarto tubo em PVC, na superfície do fuste em aproximadamente um metro.....	34
Figura 6 - Detalhe mergulho do conjunto, gaiola armada e célula, na estaca (concreto fresco).	34
Figura 7 - Detalhe da expansão da célula pela carga hidráulica, quebra do concreto da estaca, entre o trecho de fuste e ponta.	36
Figura 8 - Detalhe da haste no tubo rígido direito, fixada no parafuso soldado, na base da célula.	36
Figura 9 - Detalhe do sistema de referência localizada no topo da estaca.	37
Figura 10 - Detalhe dos deflectômetros fixados na barra rígida (sistema de referencia).....	38
Figura 11 - Detalhe de montagem do manômetro.....	38
Figura 12 - Célula expansiva hidrodinâmica.	51
Figura 13 - Esquema de montagem do sistema de carga na superfície.	51
Figura 14 - Esquema de montagem (armadura célula).....	52
Figura 15 - Içamento da célula implantada na armadura da estaca, para colocação no furo escavado e concretado.....	52
Figura 16 - Célula implantada na armadura da estaca.	53
Figura 17 - Célula hidrodinâmica expansiva.	53
Figura 18 - Célula implantada na armadura da estaca.	54
Figura 19 - Célula sendo implantada na armadura da estaca.....	54
Figura 20 - Estaca concretada.	55
Figura 21 - Fixação dos quatro tubos do sistema de reação.	55

Figura 22 - Célula em expansão.	56
Figura 23 - Fracionamento do concreto entre o fuste e ponta.	56
Figura 24 - Parafuso fixação da haste de comunicação da base e o deflectômetro na superfície.	57
Figura 25 - SPT: PCE 01.	58
Figura 26 - SPT: PCE 02.	69
Figura 27 - SPT: PCE 03.	81
Figura 28 - SPT: PCE 04.	92
Figura 29 - SPT: PCE 05.	104
Figura 30 - SPT: PCE 06.	116
Figura 31 - SPT no qual se apresenta o índice N de resistência à penetração durante os últimos 30 cm do ensaio.	150
Figura 32 - SPT: PCE 02.	155
Figura 33 - PCE 03: SPT.	159
Figura 34 - SPT: índice N de resistência à penetração durante os últimos 30 cm do ensaio.	163
Figura 35 - PCE 04: SPT.	165
Figura 36 - SPT.	170
Figura 37 - SPT.	171
Figura 38 - PCE 06: SPT.	176

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - PCSE 01: resistência admissível e N_{pst} x profundidade.....	44
Gráfico 2 - PCSE 02: resistência admissível e N_{pst} x profundidade.....	45
Gráfico 3 - PCSE 03: resistência admissível e N_{pst} x profundidade.....	46
Gráfico 4 - PCSE 04: resistência admissível e N_{pst} x profundidade.....	47
Gráfico 5 - PCSE 05: resistência admissível e N_{pst} x profundidade.....	48
Gráfico 6 - PCSE 06: resistência admissível e N_{pst} x profundidade.....	49
Gráfico 7 - PCE 01/01: curva carga x deslocamento (ponta).	62
Gráfico 8 - PCE 01/02: curva carga x deslocamento (fuste).	63
Gráfico 9 - PCE 01/03: curva atrito lateral x deslocamento (fuste).....	63
Gráfico 10 - PCE 01/04: curva carga total x deslocamento total.	64
Gráfico 11 - PCE 01/05: deslocamento total, ponta, fuste x carga.....	65
Gráfico 12 - PCE 01/06: curva carga x deslocamento interpolada (estaca inteira).	66
Gráfico 13 - PCE 01/10: resistência x deslocamento.	67
Gráfico 14 - PCE 02/01: curva carga x deslocamento (ponta).	74
Gráfico 15 - PCE 02/02: curva carga x deslocamento (fuste).	75
Gráfico 16 - PCE 02/03: curva atrito lateral x deslocamento (fuste).....	75
Gráfico 17 - PCE 02/04: curva total x deslocamento total.	76
Gráfico 18 - PCE 02/05: deslocamento total, ponta, fuste x carga.....	77
Gráfico 19 - PCE 02/06: curva carga x recalque interpolada (estaca inteira)...	78
Gráfico 20 - PCE 02/10: resistência x deslocamento.	79
Gráfico 21 - PCE 03/01: curva carga x recalque (ponta).....	85
Gráfico 22 - PCE 03/02: curva carga x deslocamento (fuste).	86
Gráfico 23 - PCE 03/03: curva atrito lateral x deslocamento (fuste).....	86
Gráfico 24 - PCE 03/04: carga total x deslocamento total.....	87
Gráfico 25 - PCE 03/05: deslocamento total, ponta, fuste x carga.....	88

Gráfico 26 - PCE 03/06: curva carga x deslocamento interpolada (estaca inteira).....	89
Gráfico 27 - PCE 03/10: resistência x deslocamento.....	90
Gráfico 28 - PCE 04/01: curva carga x deslocamento (ponta).....	97
Gráfico 29 - PCE 04/02: curva carga x deslocamento (fuste).....	98
Gráfico 30 - PCE 04/03: curva atrito lateral x deslocamento (fuste).....	98
Gráfico 31 - PCE 04/04: curva carga total x deslocamento total.....	99
Gráfico 32 - PCE 04/05: carga total, ponta, fuste x deslocamento.....	100
Gráfico 33 - PCE 04/06: curva carga x deslocamento interpolada (estaca inteira).....	101
Gráfico 34 - PCE 04/10: resistência x deslocamento.....	102
Gráfico 35 - PCE 05/01: curva carga x deslocamento (ponta).....	108
Gráfico 36 - PCE 05/02: curva carga x deslocamento (fuste).....	109
Gráfico 37 - PCE 05/03: curva atrito lateral x deslocamento (fuste).....	109
Gráfico 38 - PCE 05/04: curva carga total x deslocamento total.....	110
Gráfico 39 - PCE 05/05: deslocamento total, ponta, fuste x carga.....	111
Gráfico 40 - PCE 05/06: curva carga x deslocamento interpolada (estaca inteira).....	112
Gráfico 41 - PCE 05/07: curva deslocamento e carga x duração do ensaio (ponta).....	113
Gráfico 42 - PCE 05/10: resistência x deslocamento.....	114
Gráfico 43 - PCE 06/01: curva carga x deslocamento (ponta).....	121
Gráfico 44 - PCE 06/02: carga x deslocamento (fuste).....	122
Gráfico 45 - PCE 06/03: curva atrito lateral x deslocamento (fuste).....	122
Gráfico 46 - PCE 06/04: curva carga total x deslocamento total.....	123
Gráfico 47 - PCE 06/05: deslocamento total, ponta, fuste x carga.....	123
Gráfico 48 - PCE 06/06: curva carga x deslocamento interpolada (estaca inteira).....	125
Gráfico 49 - PCE 06/10: resistência x deslocamento.....	126

Gráfico 50 – Gráfico de Carga x Recalque – Carga de Ruptura PCE-1	130
Gráfico 51 - Gráfico de Carga x Recalque – Carga de Ruptura PCE-2	131
Gráfico 52 - Gráfico de Carga x Recalque – Carga de Ruptura PCE-3	132
Gráfico 53 - Gráfico de Carga x Recalque – Carga de Ruptura PCE-4	133
Gráfico 54 - Gráfico de Carga x Recalque – Carga de Ruptura PCE-5	134
Gráfico 55 - Gráfico de Carga x Recalque – Carga de Ruptura PCE-6.	135
Gráfico 56 - Gráfico de Carga x Recalque – (Van Der Veen) Ruptura PCE-1.	138
Gráfico 57 - Gráfico de Carga x Recalque (Van Der Veen) Ruptura PCE-2. .	138
Gráfico 58 - Gráfico de Carga x Recalque (Van Der Veen) Ruptura PCE-3. .	139
Gráfico 59 - Gráfico de Carga x Recalque (Van Der Veen) Ruptura PCE-4. .	139
Gráfico 60 - Gráfico de Carga x Recalque (Van Der Veen) Ruptura PCE-5. .	140
Gráfico 61 - Gráfico de Carga x Recalque (Van Der Veen) Ruptura PCE-6. .	141
Gráfico 62 - SPT: PCE 01.	148
Gráfico 63 - SPT: no qual se apresenta o índice N de resistência à penetração.	152
Gráfico 64 - SPT: no qual se apresenta o índice N de resistência à penetração.	157
Gráfico 65 - PCE 04: SPT do ensaio feito no presente trabalho.	162
Gráfico 66 - PCE 05: SPT do ensaio feito no presente trabalho.	168
Gráfico 67 - PCE 06: SPT do ensaio feito no presente trabalho.	174

RESUMO

SORIA GALVARRO ONTIVEROS, José Alberto M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, dezembro de 2012. **Estudo de carga lateral e de ponta em estacas moldadas “*in loco*” via metodologia alternativa de prova de carga.** Orientador: Enivaldo Minette. Coorientador: Luis Otávio Rigueira Santiago.

O presente trabalho trata do estudo da carga admissível ou da carga resistente de projeto por meio do ensaio de Prova de Carga Estática em fundação profunda, tal ensaio se difere dos demais através de um sistema de reação (macaco hidráulico), implantado no interior do elemento estrutural, em profundidade conveniente, ou seja, parte da estaca funcionada como elemento de reação, excluindo a necessidade de um sistema externo. O macaco hidráulico é denominado Célula Expansiva Hidrodinâmica e o seu uso tem a finalidade de obter parâmetros geotécnicos, através de curvas de carga x deslocamento, que evidenciam a evolução do equilíbrio do sistema com a carga aplicada. Os parâmetros registrados propiciaram a análise comparativa dos dados obtidos através da análise das curvas das provas de carga com os parâmetros da estimativa da capacidade de carga do maciço de solo, obtidos por meio dos métodos semi-empíricos da engenharia de fundações. Concluiu-se que mesmo com as adequações dos métodos semi-empíricos, a carga admissível calculada por tais métodos foi sobre dimensionada, quando comparada com a obtida através da análise das curvas carga x deslocamento, também verificou-se que a metodologia apresentada de prova de carga é de fácil execução e tem boa eficiência para elaboração do ensaio de prova de carga estática.

ABSTRACT

SORIA GALVARRO ONTIVEROS, José Alberto M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, December, 2012. **Checking the load capacity of bored piles through new methodology for load test.** Adviser: Enivaldo Minette. Co-adviser: Luis Otávio Rigueira Santiago.

This paper deals with the study of the permissible load or load-resistant design through testing Static Load Test on deep foundation, this test differs from the other through a system of reaction (hydraulic jack), implanted inside the element structural convenient depth, ie run as part of the cutting element of reaction, precluding the need for an external system. The hydraulic jack is called Expansiva cell hydrodynamics and their use is intended to obtain geotechnical parameters by means of load versus displacement curves, which show the evolution of the equilibrium of the system under the applied load. The recorded parameters enabled the comparative analysis of the data obtained by analyzing the curves of load tests with the parameters of the estimated carrying capacity of the soil mass, obtained by means of semi-empirical methods of foundation engineering. It was concluded that even with the adjustments of the semi-empirical methods, the permissible load is calculated by such methods over dimensioned compared with that obtained by analysis of load versus displacement curves also verified that the methodology presented proof load is easy to perform and has good efficiency for development of the test static load test.

1. INTRODUÇÃO

O crescimento da população tem levado ao aumento das construções verticalizadas, uma vez que um maior número de pessoas busca proximidade dos centros urbanos, pela facilidade no acesso a transportes, infraestrutura e serviços, formando as cidades compactas. Paralelamente a essa demanda, houve avanço na tecnologia de equipamentos de terraplanagem, propiciando maior disponibilidade para movimentar grandes maciços de terra, a fim de criar o espaço necessário a essa maior concentração populacional. Esse novo cenário, juntamente com a especulação imobiliária, modificou o perfil naturalmente montanhoso para terrenos regularizados artificialmente.

A Engenharia Geotécnica, associada aos conhecimentos da geologia, proporciona ferramentas para realizar levantamentos e toda investigação necessária para obter a caracterização do terreno, ou seja, determinar sua composição, propriedades, estruturas, entre outros.

Para caracterização da estratigrafia do subsolo existem diversos equipamentos de investigação com diferentes tecnologias em diferentes condições do subsolo, por exemplo, os ensaios de campo Standart Penetration Test (SPT), cone, piezocone, pressiómetro, palheta e dilatômetro entre outros. O SPT é mais difundido devido a sua simplicidade de execução, rapidez, além da experiência acumulada com esse ensaio. Apesar das limitações deste teste, volume reduzido do maciço de solo que é coletado no interior do amostrador, a resistência não drenada em depósitos de argila mole, muitos engenheiros de fundações o utilizam como meio de obtenção de parâmetros geotécnicos para a elaboração de pré-projeto. Tais parâmetros são importantes na compreensão da complexidade do solo, uma vez que este é o material de construção, sobre o qual estará toda a carga da estrutura.

As estacas Hélice Contínua tiveram seu início na década de 1950 nos Estados Unidos, no emprego de estacas executadas com trado hélice contínua, constituído com mecanismos simples entre guindastes, torre e mesa perfuradora com diâmetro da perfuratriz de 27,5 cm, 30 cm e 40 cm. Na década de 1970 se espalhou pela Europa e Japão, na década de 1980 as estacas Hélice Contínua tiveram maior desenvolvimento nestes países, principalmente

por que foram produzidos equipamentos apropriados e específicos para sua execução e não mais adaptados (PENNA et al., 1999).

No Brasil o emprego de estacas executadas por meio de Hélice Contínua teve sua origem por volta de 1987, não entanto só houve grande progresso na década de 1993, com a importação de equipamentos específicos com maior força de arranque e torque, que possibilitaram estacas de até 80 cm de diâmetro e comprimento máximo de 24 metros, valores que estão sendo constantemente superados, devido a alta produtividade, elevada capacidade de carga e ausência de vibrações e ruídos na execução, tornou-se um elemento de fundação de enorme interesse comercial nos grandes centros urbanos, com grande desenvolvimento nos últimos anos, no controle de qualidade pelo procedimento monitorado durante a execução.

No Brasil estudos mais aprofundados sobre o comportamento destas estacas concentram-se em solos residuais e sedimentares do Período Terciário, não entanto são poucas as pesquisas em solos sedimentares do Período Quaternário (ALLEDI, 2004).

No presente trabalho serão analisadas as provas de carga provenientes dos relatórios da prestação de serviços da Empresa Arcos Engenharia de Solos a varias construtoras, realizadas em estacas escavadas do tipo Hélice Contínua, (com implante no interior das estacas a célula expansiva hidrodinâmica, que trabalha como macaco hidráulico), na profundidade previamente definida. Para caracterização da estratigrafia do subsolo, perfil geotécnico, será usado os ensaios de campo Standart Penetration Test (SPT), fornecidos pelas construtoras.

Para que a Prova de Carga Estática seja efetuada com o uso da Célula Hidrodinâmica é necessário o prévio implante da célula no interior da estaca teste, nesta pesquisa foram realizadas em estacas do tipo hélice contínua, onde o posicionamento da célula no interior da estaca em profundidade previamente definida, foi implantada durante a concretagem da estaca. Este implante tem como principal objetivo, utilizar o próprio elemento de fundação como sistema de reação do teste.

O posicionamento intermediário da célula na estaca torna a estaca teste bipartida, com o trecho de ponta e fuste, o comportamento ideal durante o ensaio é que o atrito lateral máximo, do trecho de fuste, seja um perfeito

sistema de reação capaz de transferir esforços que desloquem o trecho de ponta, condição necessária para a estaca atingir a capacidade de ruptura, objetivo do ensaio.

Este sistema onde é a própria estaca testada é o sistema de reação, elimina os altos custos dos sistemas convencionais (cargueiras tirantes ou estacas de reação), tornando o ensaio, econômico, ágil, livre de interferências externas e maior confiabilidade nos dados obtidos durante o ensaio.

1.1. Objetivos

O objetivo geral deste trabalho é estudar na estacas teste, tipo hélice contínua, quando solicitadas a compressão, analisar o comportamento do trecho de fuste e do trecho de ponta, durante a evolução dos deslocamentos provocado pela expansão da célula devido a carga hidráulica, monitorada, por meio da instrumentação independente em ambos trechos, em vários perfis geotécnico constituído por estratos de areia, areia argilosa, areia grossa siltosa, argila silto arenosa, do Período Terciário.

Para alcançar o objetivo geral, se estabelecem os seguintes objetivos específicos:

- Determinar experimentalmente, a capacidade de carga de estacas hélice contínua monitorada, por meio da prova de carga através da Célula Expansiva Hidrodinâmica, bipartida na profundidade conveniente, e instrumentadas de forma independente nos trechos de fuste e ponta, solicitando a estaca a carga superior a carga de trabalho.
- Determinar experimentalmente, as tensões desenvolvidas pela interação solo estaca nos deslocamento do fuste e recalque de ponta, baseado na instrumentação independente de cada trecho.
- Identificar a magnitude de contribuição de cada trecho seja ela de ponta ou de fuste no somatório total da tensão de resistência total da estaca durante o ensaio da prova de carga.
- Verificar a eficiência do sistema de Prova de Carga.

1.2. Organização da dissertação

No Capítulo 2 abordamos temas envolvidos para atendimento dos objetivos, apresentados na Revisão de Literatura.

O Capítulo 3, denominado Dados Experimentais descreve-se a origem identificação e detalhes da montagem da célula hidrodinâmica em estacas do tipo hélice contínua das seis provas de carga, realizada pela Empresa Arcos Engenharia de Solos, por meio da Célula Hidrodinâmica.

O Capítulo 4, Resultados e Discussão, os gráficos obtidos na prova de carga por meio da Célula Hidrodinâmica com processo de carregamento rápido, submetidos à carga máxima, serão interpretados e analisados por meio de gráficos em estacas do tipo hélice contínua, com diâmetros, profundidades e locais diferentes,

O Capítulo 5, apresentamos resultados obtidos na Previsão de carga pelos métodos semi-empíricos e experimental, com objetivo de identificar a carga de ruptura (PR) por dois critérios o convencionado pela norma ABNT NBR 6122:2010 e por meio do método matemático de Van Der Vee.

O Capítulo 6, Conclusões, onde são abordados os principais resultados obtidos nas estacas tipo hélice contínua, da prova de carga por meio da Célula Hidrodinâmica.

Apresenta-se, à parte, o resumo da dissertação, referências bibliográficas consultadas, relacionando-se a, anexos contendo tabelas e dados complementares.

2. REVISÃO DE LITERATURA

2.1. Considerações iniciais

Os solos, segundo o processo de formação, podem ser sedimentares, residuais ou depósitos artificiais (LAMBE; WHITMAN, 1994). Considerando o comportamento mecânico dos solos podemos supor por regra geral que os estratos que compõem o maciço de terra têm suas propriedades mecânicas acrescidas em função da profundidade, em geral um acréscimo de pressão produz no solo um incremento de resistência ao esforço cortante, diminuição de compressibilidade e uma redução de permeabilidade.

Nos solos sedimentares, a pressão continua crescendo à medida que a cota aumenta. Um elemento do solo que está em equilíbrio sobre a máxima pressão da sua história é denominada normalmente consolidado, por outro lado um solo em equilíbrio sobre uma pressão inferior à que o consolidou é denominado pré-consolidado. No caso de depósitos artificiais, existem processos construtivos que provocam um acréscimo ou redução de pressão de confinamento do solo sedimentar, em função da transição da consolidação desse solo.

Os solos residuais se originam quando os efeitos do intemperismo nas rochas, não são transportados como sedimentos e sim se acumulando *in situ*; suas propriedades mecânicas são maiores quanto mais próximas da rocha matriz.

2.2. Fundações

As fundações são agrupadas e convencionalmente separadas para sua análise em dois grupos.

- fundações superficiais (também chamadas “diretas”) e
- fundações profundas.

Esta diferenciação entre os dois tipos tem caráter arbitrário em função das manifestações de ruptura, por tanto se define como fundação profunda aquela cujo mecanismo de ruptura da base não atinge a superfície do terreno.

A norma ABNT NBR: 2010 baseia sua classificação também no mesmo critério, ou seja, sabe-se que os mecanismos de ruptura da base, acima da cota de apoio da mesma, não atingem até 2 vezes sua menor dimensão, estabelece que fundações profundas são aquelas cujas bases são implantadas a mais de 2 vezes sua menor dimensão, sendo como mínimo uma profundidade de 3 metros, ou salvo justificativa. Neste tipo de fundação, incluem-se as estacas, os tubulões e os caixões”.

2.2.1. Fundações superficiais

Os tipos de fundações superficiais são as seguintes:

- Bloco: Elemento de fundação em concreto simples, por ela não conter armadura tem sua aplicação em fundações onde a tensão de tração não ultrapasse as resistidas pelo concreto.
- Sapata: Elemento de fundação em concreto armado o que lhe confere maior resistência às tensões de tração com altura menor que o bloco.
- Vigas de fundação: Elemento de fundação geralmente de concreto armado, que recebe pilares alinhados, maiormente chamadas de vigas baldrame.
- Grelha: Elemento de fundação constituído por um conjunto de vigas que se cruzam nos pilares.
- Sapata associada: Elemento de fundação que recebe parte dos pilares da obra, sem alinhamento.
- Radier: Elemento de fundação que recebe todos os pilares da obra em uma laje contínua de concreto armado em toda a área construída.

2.2.2. Fundações profundas

Fundações profundas por estacas são recomendadas, principalmente, quando é desejável transmitir a carga da estrutura, passando pelas camadas de material de baixa capacidade de carga até atingir uma camada mais profunda com capacidade de carga apropriada.

As fundações profundas são divididas em três tipos principais.

- Estacas: Elemento de fundação que tem como principal características o uso de equipamentos de execução individual ou mista.
- Tubulão: Elemento de fundação geralmente de forma cilíndrica, que difere das estacas principalmente pelo processo executivo, a confecção da base final da estaca requer a descida de operários.
- Caixão: Elemento de fundação profunda, forma prismática, pré-moldada impermeável, concretada na superfície e instalada por escavação.

2.2.3. Fundações mistas

É o elemento de fundação que associa a fundação superficial e profunda.

2.3. Estaca hélice contínua

2.3.1. Definição

A estaca hélice contínua é uma estaca de concreto moldada "*in loco*", executada por meio da introdução, no terreno em toda a extensão da estaca, de um trado helicoidal contínuo e injeção de concreto através do tubo central na haste do trado simultaneamente a retirada do terreno perfurado. A armadura em forma de gaiola é colocada após a concretagem da estaca.

Segundo Décourt (1996), uma estaca submetida a um carregamento vertical irá resistir a essa solicitação, parcialmente pela resistência mobilizada ao longo de seu fuste e parcialmente pelas resistências normais mobilizadas geradas ao nível de sua ponta. A capacidade de carga do sistema é dada pelas cargas máximas que podem ser suportadas pelo atrito lateral e pela ponta.

2.3.2. Histórico

As estacas escavadas, com trado tipo hélice contínuas, tiveram seu início nos Estados Unidos na década de 1950. Na década de 1970 na Europa com início pela Alemanha, para posteriormente pelo Japão foram inseridas na Ásia. No Brasil, a utilização dessas estacas tem um enorme interesse

comercial nos grandes centros urbanos, em obras de grande e meio porte, principalmente no Estado de São Paulo (ALBUQUERQUE, 2001).

Penna (1999) para análise das primeiras estacas executadas com trado tipo hélice contínua comenta que a perfuração do solo se dava por rotação do trado com remoção da terra por ascensão vertical até a superfície, devido à baixa potência de torque dos equipamentos. O avanço da perfuração com este equipamento era feito com retirada de terra, aliviando o maciço de solo, provocando descompressão excessiva do solo circundante.

O mercado brasileiro foi invadido por máquinas europeias a partir da década de 90, principalmente da Itália com torque de 90 KNm a mais 200 KNm, diâmetros de hélice de até 1.000 mm, executando estacas de até 24 m de profundidade (HACHICH et al., 1998).

A Escola Politécnica da Universidade de São Paulo no ano de 1989 inicia as primeiras pesquisas sobre estacas hélice contínuas no Brasil. Nesse início os equipamentos tinham baixo controle de qualidade por o processo executivo não possuir instrumentada integral, além da baixa potência, limitações de diâmetro e comprimento. Com a importação de equipamentos especialmente projetados para executar esse tipo de estacas, com maior capacidade de torque e arranque assim como a instrumentação para um maior controle de qualidade na execução houve um incremento dessas estacas no Brasil (ALONSO, 2000).

Há um constante interesse das empresas executoras de estacas hélice contínua pela evolução dos equipamentos principalmente em incrementar maior capacidade de torque e profundidade, em função a esse interesse comercial surgem novas equipamentos superando limites.

Com o desenvolvimento desta técnica, as estacas tipo hélice contínua vêm sendo tão utilizadas quanto às pré-moldadas nos grandes centros urbanos do país, e aplicadas como simples elementos de fundação até como estrutura de contenção (ALMEIDA NETO, 2002).

A partir do desenvolvimento de equipamentos específicos para a sua execução, as estacas hélice contínua foram sofrendo mudanças em seu método executivo. Entre essas mudanças, podem-se citar as mais importantes, o uso de concreto substituindo a argamassa que era inicialmente utilizada na execução destas estacas, desenvolvimento de instrumentação permitindo a

monitoração automática da execução da estaca, crescimento nos valores de diâmetros e profundidades disponíveis para a execução destas estacas na face aumento do torque das máquinas sendo que, este aumento de torque, também permitiu a execução destas estacas para uma maior gama de tipos de solo (CAPUTO et al., 1997).

2.3.3. Vantagens e desvantagens

Na engenharia de fundações constantemente houve a preocupação de eliminar ou minimizar as vibrações e as patologias, como levantamento de estacas do agrupamento ou as mais próximas, durante a execução, pré-moldadas, por exemplo, as estacas hélice contínua e ômega podem substituir as estacas pré-moldadas por não serem tão susceptíveis a estes sintomas.

Almeida Neto (2002) destaca como as principais vantagens das estacas, quanto ao processo executivo, as seguintes:

- Elevada produtividade;
- Não causam vibrações;
- Não causam ruídos durante a execução;
- Execução monitorada eletronicamente;
- Não causam danos em fundações vizinhas, já que não causam grandes descompressões no terreno;
- Não estão sujeitas ao fenômeno de densificação das areias fofas, como pode ocorrer em estacas de deslocamento;
- Perfuração sem necessidade de revestimento ou fluido estabilizante (lama bentonítica ou polímeros) para contenção do furo, pois o solo fica contido entre as pás da hélice;
- Presença de água raramente restringe o seu uso;
- Podem ser executados em diversos tipos de solo, inclusive em solos bem resistentes e rochas brandas, e em areias compactas que normalmente oferecem dificuldades para estacas cravadas;
- Concreto injetado sobre pressão, garantindo uma melhor aderência no contato estaca-solo.

E como desvantagem, cita o seguinte:

- Dificuldade na instalação de armadura mais profunda;
- Em solo fraco, pode ocorrer um alargamento do fuste ou estreitamento do mesmo;
- Sua qualidade na execução esta sujeita à sensibilidade e experiência do operador da perfuratriz de execução da hélice;
- Dificuldade de controle de qualidade do concreto como em todas as estacas moldadas “in loco”, e de obtenção de um concreto de boa qualidade;
- Dependência de fornecimento de concreto usinado, o que muitas vezes pode levar a uma interrupção da concretagem, por atraso no fornecimento, ou o fornecimento de concreto de má qualidade;
- Produz material de descarte;
- Necessidade de pá carregadeira ou outra máquina para a retirada do material escavado.

2.3.4. Aplicações

A elevada produtividade, baixa vibração, ruído as estacas tipo hélice contínua oferecem uma solução técnica e economicamente viável nos casos seguintes:

- Fundações: Nos centros urbanos por não produzir distúrbios ou vibrações e não causar descompressão do terreno. Obras industriais e conjuntos habitacionais, onde na maioria das vezes há um grande número de estacas com mesmo diâmetro, em função a produtividade atingida. Milititsky (2005) comenta que a resistência de uma estaca varia de uma de grande diâmetro para uma de menor diâmetro, logo se tivermos muita variação de seção em uma obra, a variação de recalque proporcionará danos à estrutura.
- Estruturas de contenção: Contenção próxima a estruturas existentes, estando associadas ou não a tirantes protendidos, desde que os esforços transversais sejam compatíveis com os comprimentos de armação permitidos, respeitando a ficha mínima.
- Paredes de contenção (função tanque hidráulico): A estaca hélice contínua também chamada estaca secante, devido a sua execução uma ao lado da

outra com certa sobreposição, formando uma parede de contenção contínua estanque hidraulicamente.

O equipamento de hélice contínua pode ser usado ainda para execução de pré-furos, quando se quer implantar perfis metálicos ou estacas pré-moldadas em terrenos resistentes, onde a cravação por percussão poderia danificar a cabeça das estacas, ou criar problemas de “levantamento” de estacas já cravadas (CAPUTO; MANRUBIA, 1996).

2.3.5. Metodologia executiva

As estacas hélice contínua são executadas em três etapas que são as seguintes: perfuração, concretagem simultaneamente a extração da hélice do terreno e colocação da armadura.

2.3.5.1. Perfuração

A perfuração até a profundidade previamente definida pelo projeto é iniciada por cravação da hélice no terreno por rotação, com torque capaz de superar a resistência do solo, aplicada por meio da mesa rotativa situada no topo da hélice.

A constituição da perfuratriz é a hélice espiral, solidarizada a um tubo central, responsável pela perfuração no solo. A forma da hélice pode sofrer algumas alterações em função do tipo de solo atravessado. O tubo central ou haste tubular possui na face inferior uma tampa metálica provisória, que evita entrada de solo ou água durante a perfuração que é expulsa durante a concretagem.

A parede do furo de perfuração é sempre suportada pelo solo confinado na própria hélice do trado.

As forças atuantes sobre a hélice durante a escavação são o peso próprio, o solo nela contido e eventualmente uma força de “pull-down” é acionada, de modo geral a perfuração é possível em solos com N_{spt} máximo de 50.

Durante a escavação controla-se o avanço para retirar o menor volume de terra possível, minimizando desconfinamento do solo na interface trado-

solo, afim de não promover alívio significativo do terreno, tornando possível a sua execução tanto em solos coesivos quanto em arenosos, na presença ou não da água do lençol freático.

Segundo Penna et al. (1999), as características mais importantes do trado são, tipo e inclinação da hélice em relação a vertical. Estas características vão influir na velocidade de perfuração, na capacidade de atravessar camadas resistentes e na maior ou menor retirada de solo durante a descida do trado.

2.3.5.2. Concretagem

Com escavação na profundidade desejada, o concreto com as características especificadas no projeto procede-se a concretagem da estaca por injeção, através da pressão positiva, pelo tubo central, para retirada da tampa provisória levanta-se o trado cerca de 30 cm, iniciada a concretagem paralelamente a retirada lenta e contínua do trado, sem giro.

A velocidade da retirada da hélice está diretamente relacionada com a pressão e o sobreconsumo de concreto, e, se executado corretamente, evita a formação de vazios entre a hélice extraída e o solo, pois será todo preenchido com concreto, o que garante o não estrangulamento ou secionamento do fuste da estaca (ANTUNES; TAROZZO, 1998).

Devido a importância sobre a pressão de injeção durante a concretagem, visando garantir a continuidade e integridade do fuste da estaca, Almeida Neto (2002) detalha que pressão é positiva da ordem de 50 a 100 kPa e, para isto, observam-se dois aspectos executivos. O primeiro é garantir que a ponta do trado tenha atingido um solo que permita a formação da “bucha”, o que evita que o concreto suba pela interface solo-trado. E o segundo aspecto é controlar a velocidade de retirada do trado, para que haja um sobre consumo desejável de concreto a fim de haver maior coesão com o solo (atrito lateral) e evitar vazios de concretagem.

Durante o processo de concretagem o controle por meio do monitor instalado na cabine da máquina, o operador controla a velocidade de extração da hélice com a finalidade de manter a pressão de injeção do concreto positiva

ou próxima a zero de tal forma a existir um sobre consumo de concreto durante toda a concretagem (CAPUTO et al., 1997; PENNA et al., 1999).

Estas características do concreto visam garantir uma massa de boa trabalhabilidade, não aderente ao tubo de concretagem e de suficiente plasticidade para permitir a colocação da armadura (ALMEIDA NETO, 2002).

A ABNT NBR 6122:2010 define que o concreto deve satisfazer as seguintes exigências:

- Consumo de cimento não inferior a 400 kg/m^3 ;
- Abatimento ou *slump test* igual a (22 ± 3) cm segundo ABNT NBR NM67;
- Fator água/cimento $\leq 0,6$;
- Agregado: areia e pedrisco;
- % de argamassa em massa: $\geq 55\%$;
- Traço tipo bombeado;
- $f_{ck} \geq \text{MPa}$ conforme ABNT NBR 5738.

Os corpos de prova de concreto devem ser moldados de acordo com a ABNT NBR 5738 e ensaiados de acordo com a ABNT NBR 5739.

Podem ser utilizados aditivos plastificantes, incorporadores de ar, aceleradores e retardadores, desde que atendam às ABNT NBR 10908, ABNT NBR 11768 e ABNT NBR 12317.

É permitido o uso de agregados miúdos artificiais de acordo com a ABNT NBR 7212.

A exsudação é o principal fator de perda de desempenho de trabalhabilidade do concreto. A exsudação é definida como um fenômeno cuja manifestação externa é o aparecimento de água na superfície após o concreto ter sido lançado e adensado, porém antes da ocorrer a sua pega (MEHT; MONTEIRO, 1994).

A estaca é preenchida com concreto até a superfície de trabalho, evitando assim a queda de terra durante a colocação da armadura, para posterior corte de concreto na cabeça da estaca.

Para garantir a qualidade de concretagem na superfície da estaca, é preferível que o terreno não seja escavado muito próximo à cota de arrasamento.

ALONSO (1996) com relação ao controle executivo, que pode ou não ser monitorado além da capacidade de torque do equipamento, durante a concretagem as estacas podem ocorrer redução da secção do fuste ou até mesmo um estrangulamento provocado pela queda de solo ou entrada de água, quando o trado é levantado mais com rapidez superior à injeção do fluxo do concreto.

A manutenção do equipamento diário e apontado por VELLOSO E ALONSO (2000), ao final de um dia de trabalho, o cocho é limpo com aplicações de óleo. Antes de se começar a primeira estaca do dia seguinte à rede precisa ser “lubrificada” para permitir uma fluência do concreto. Para esta lubrificação costuma-se misturar dois sacos de cimento (de 50 kg) em cerca de 200 litros de água (calda de lubrificação) dentro do cocho. Então, a calda é lançada por meio de bombeamento do concreto, como se a estaca estivesse sendo concretada. Quando toda a calda tiver sido lançada fora e se estiver garantido de que toda a rede já está com concreto, interrompesse o lançamento do mesmo, tampa-se o trado e inicia-se a perfuração da estaca.

2.3.5.3. Colocação da armadura

A armadura é colocada após a concretagem em função do processo executivo, dificultando a instalação principalmente a cotas mais profundas.

Para estacas submetidas exclusivamente a compressão com tensão máxima de 5.0 Mpa a ABNT NBR 6122:2010 dispensa a armação. Uma boa medida é a de o uso de armadura no trecho superior da estaca, até cerca de 4,0 metros de profundidade. Dificuldade na imersão de armaduras com maior comprimento exige a necessidade um concreto suficientemente plástico que permita a colocação da armadura, por meio de pilão ou vibrador para a instalação, que garanta a profundidade e a perfeita locação e que requer cuidados especiais que garantam o cobrimento da armadura ao longo do fuste da estaca, por meio de espaçadores fixos. A menor demora entre o fim da concretagem e colocação da armadura podem facilitar a imersão no concreto.

Com o intuito de facilitar a introdução, a armadura deve ser projetada de modo a ter um comportamento de uma gaiola, com peso e rigidez compatíveis com o seu comprimento.

A instalação manual da armadura tem sido possível até 12 metros, para comprimentos maiores no Brasil a instalação da armadura é feita normalmente por meio de pilão, nos outros países é usado o vibrador.

2.3.6. Aspectos quanto ao tipo de terreno

Em solos muito resistentes, a necessidade de atingir comprimento mínimo da estaca, requer cuidados especiais com a torção durante a execução, devido à maior intensidade para quebra do atrito e promover o avanço do trado; procedimento que provoca desconfinamento do terreno, reduzindo a capacidade de carga da estaca. Solos porosos não saturados tem comportamento semelhante, mesmo com N_{spt} com valores entre 5 e 8.

CINTRA (1998) diz que a associação da estrutura porosa à presença de um agente cimentante, somado a uma sucção suficientemente elevada, estabiliza o solo na condição parcialmente saturada, conferindo-lhe uma temporária ou aparente resistência, superar esta resistência para prosseguir a perfuração é uma etapa difícil para as hélices contínua.

Nas camadas de argila mole superficial o peso próprio do equipamento pode superar a capacidade de suporte do terreno, na concretagem, para evitar desmoronamento deve atingir a superfície do terreno. A concretagem para este tipo de solo tem a pressão zero, necessário armar a estaca em toda a camada mole.

Para camadas com argila mole confinada, o maior inconveniente radica no sobre consumo de concreto, e a ruptura do solo devido à pressão do concreto.

Na ocorrência de camadas de areias puras na região da ponta, para garantir a resistência de ponta procede-se com giro lento no sentido da introdução, de modo a criar um componente ascendente e evitando a queda de grãos de areia.

Em camadas de pedregulho é o tamanho dos pedregulhos e a capacidade de torque do equipamento terá influencia direta na menor ou maior dificuldade da execução da estaca, salientando a maior influencia no desgaste do próprio trado do equipamento.

2.3.7. Sistemas de monitoração

A implantação de sistema de monitoração para o controle do processo executivo torna-se fundamental para o controle de qualidade durante a execução das estacas hélice contínua, não entanto as limitações vêm de encontro com a dependência à eficiência, sensibilidade do operador no controle dessas estacas por meio de monitoramento.

O equipamento é constituído de um computador e vários sensores que são instalados na perfuratriz através de cabos elétricos. O computador, posicionado na cabine do operador, compõe-se de um teclado e um monitor constituído por três modos de funcionamento. Cada um deles corresponde a uma imagem da tela para apresentação dos dados que são controlados pelo operador, ao mesmo tempo em que são registrados pelo sistema e armazenados, para confecção da folha de controle da estaca (PENNA et al., 1999).

2.4. Métodos de previsão de carga admissível ou carga resistente de projeto ABNT NBR 6122:2010

No projeto de fundação é preciso relacionar sempre, seja teórica ou pratica, o binômio “Estrutura-Solo”, além de satisfazer dois requisitos básicos como a de prever margens de segurança para a carga de ruptura geotécnica do solo e os recalque não ultrapassem os limites de tolerância previstos no dimensionamento da supra estrutura.

A tensão resistente de projeto da estaca deve ser obtida segundo a ABNT NBR 6122:2010 a partir da carga de ruptura, o que pode ser determinada com a utilização e interpretação de um ou mais procedimentos, como Prova de carga, Métodos estáticos, Determinação da carga admissível ou carga resistente de projeto a partir do estado limite de serviço, Métodos dinâmicos, Formulas dinâmicas e Ensaio de carregamento dinâmico.

Segundo a ABNT NBR 6122: 2010, os Métodos estáticos podem ser teóricos quando o calculo é feito de acordo com a teoria desenvolvida dentro da mecânica dos solos, ou semi-empíricos, quando são usados correlações com ensaio *in situ*.

Na análise das parcelas de resistência de ponta e atrito lateral, é necessário levar em conta a técnica executiva e as peculiaridades de cada tipo de estaca.

Carga admissível de uma estaca ou tubulão é a força adotada em projeto que, aplicada sobre as estacas isoladas atende, com coeficientes de segurança predeterminados, aos estados-limites últimos (ruptura) e de serviço (recalques, vibrações, etc.) Esta grandeza é utilizada quando se trabalha com ações em valores característicos.

Carga resistente de projeto é a carga de ruptura geotécnica dividida pelo coeficiente de minoração de resistência última. Esta grandeza é utilizada quando se trabalha com ações em valores de projeto.

Carga de trabalho da estaca é a carga efetivamente atuante na estaca em valores característicos.

Carga de ruptura de uma fundação é a carga aplicada à fundação que provoca deslocamentos que comprometem sua segurança ou desempenho.

Conforme a ABNT NBR 6122: 2010, para qualquer edificação deve ser feita uma campanha de investigação preliminar, constituída no mínimo por sondagens a percussão (com SPT), visando a determinação da estratigrafia e classificação dos solos, a posição do nível d'água e a medida do índice de resistência à penetração N_{spt} .

Neste trabalho serão avaliados somente as cargas obtidas nos métodos semi-empíricos e baseados na curva carga x deslocamento de provas de carga estática.

2.4.1. Previsão da capacidade de carga através dos métodos semi-empíricos

Métodos semi-empíricos são amplamente utilizados para estimativa de capacidade de carga. Estes resultados dão base para a elaboração dos projetos de fundações, porém tais métodos são estatísticos, o que implica que quanto maior o número de estudos inserindo novos dados maior a confiabilidade dos mesmos.

São inúmeros autores que formulam e desenvolvem teorias para a determinação de capacidade de carga em estaca. Em praticamente todos estes

métodos, cujas bases de comprovação sempre ficam identificadas com seus modelos e as regiões geográficas onde foram avaliados, a partir de testes de campo, a capacidade de carga de uma estaca é obtida a partir da seguinte expressão geral:

$$Q_u = Q_s + Q_p \quad (1)$$

em que:

Q_u = capacidade de carga de ruptura do elemento de fundação;

Q_s = capacidade de carga do fuste;

Q_p = capacidade de carga de ponta.

E ainda:

$$Q_u = q_s \cdot A_s + q_p \cdot A_p \quad (2)$$

$$Q_u = q_s \cdot U \cdot \sum \Delta L + q_p \cdot A_p \quad (3)$$

em que:

q_s = resistência limite de cisalhamento ao longo do fuste da estaca;

A_s = área lateral do fuste da estaca;

U = perímetro do fuste da estaca;

$\sum \Delta L$ = somatória de trechos do fuste da estaca ($L = \sum \Delta L \rightarrow$ comprimento da estaca);

q_p = resistência de ponta da estaca;

A_p = área da ponta da estaca.

Os valores das resistências q_s e q_p podem ser avaliados e obtidos a partir de

- Processos diretos – de natureza empírica ou semi-empírica, tem fundamentação estatística, a partir das quais as medidas de ensaios são correlacionadas diretamente ao desempenho de obra geotécnica, em que resistência lateral (q_s) e a resistência de ponta (q_p) são obtidas a partir de correlações empíricas oriundas de ensaios *in loco*;

- Processos indiretos os resultados são aplicados à previsão de propriedades constitutivas de solo, onde os dados de avaliação são obtidos a partir de ensaios in loco ou em laboratório e a capacidade de carga é determinada a partir de formulação teórica ou experimental.

A estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de métodos teóricos normalmente torna-se deficiente, não resultando em valores satisfatórios devido a vários fatores, dentre estes podem ser citados:

- Impossibilidade prática de conhecer, com certeza, o estado de carga do terreno e as condições que compõem o perfil geotécnico atravessado pela estaca onde esta se apoia;
- Dificuldade de determinar com exatidão a resistência ao cisalhamento dos solos;
- Dependência dos processos executivos das estacas;
- Falta de uma relação direta entre a resistência lateral e a resistência de ponta;
- Heterogeneidade natural do solo;
- Fatores, internos e externos, que interferem na interação solo-estaca.

Neste contexto são abordados dois métodos – muito difundidos no Brasil: o Método Aoki e Velloso (1975) – estendido por Velloso em 1991 – e o Método de Décourt e Quaresma (1978), também aprimorado posteriormente (1982, 1987, 1991, 1993, 1994 e 1995). Ambos os métodos apresentam modelos conceituais semelhante, divergindo basicamente na definição e estimativa das resistências q_s e q_p , como será observado a seguir (GIUGLIANI, 2006).

2.4.1.1. Método estatístico de Aoki-Velloso

Este método foi apresentado em contribuição ao 5.^o Congresso Pan-Americano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações realizado em Buenos Aires, 1975 (AOKI; VELLOSO, 1975). O método foi originalmente concebido a partir de correlações entre os resultados dos ensaios de penetração estática (cone, CPT) e dinâmicos (a mostrador, SPT). Os autores

partiram de correlações estabelecidas para os solos brasileiros entre o N e a resistência UNITÁRIA de ponta RP em kN/m².

Neste método, as resistências q_s e q_p da equação (4) são definidas da seguinte forma:

$$Q_u = Q_p + Q_s = q_p \cdot A_p + q_s \cdot A_s$$

$$q_p = q_c / F1 \quad (4)$$

$$q_s = \alpha \cdot q_c / F2 \quad (5)$$

em que:

q_c = resistência de ponta do ensaio de penetração de cone – CPT;

F1 e F2 = fatores que consideram as diferenças de comportamento entre os diversos tipos de estacas, indicados na Tabela 1.

Tabela 1 - Valores de F1 e F2 (Aoki-Velloso)

Tipos de estaca	F1	F2
Pré-moldadas	1,75	3,50
Metálica	1,75	3,50
Franki	2,50	5,00
Escavada*	3,50	7,00

* F1 e F2 de acordo com Aoki et al. (1975).

Na ausência de ensaio de investigação do tipo CPT, podem ser utilizados as informações obtidas a partir do ensaio SPT, para tanto as resistências ficam assim definidas, considerando: $q_c = K \cdot N_{spt}$:

$$q_p = \frac{q_c}{F_1} = \frac{K \cdot N_{spt}}{F1} \quad (6)$$

$$q_s = \frac{\alpha \cdot q_c}{F_2} = \frac{\alpha \cdot K \cdot N_{spt}}{F2} \quad (7)$$

em que K e α são coeficientes que dependem do tipo de solo e que estabelecem a correlação entre o ensaio CPT e o SPT, conforme indicado na

Tabela 2. O coeficiente α , especificamente, relaciona a resistência de ponta com a resistência lateral.

Tabela 2 - Valores de K e α (Aoki-Velloso)

Tipos de solo	K(kN/m ²)	α (%)
Areia	1000	1,40
Areia siltosa	800	2,00
Areia silto argilosa	700	2,40
Areia argilosa	600	3,00
Areia argilo-siltosa	500	2,80
Silte arenoso	550	2,20
Silte areno-argiloso	450	2,80
Silte	400	3,00
Silte argilo-arenoso	250	3,00
Silte argiloso	230	3,40
Argila arenosa argila	350	2,40
Argila silto-arenosa	330	3,00
Argila areno-siltosa	300	2,80
Argila siltosa	220	4,00
Argila	200	6,00

A utilização deste método, em que pese sua difusão e aceitação por parte dos projetistas de fundações, apresenta uma dificuldade para a sua correta aplicação devido à necessidade da perfeita caracterização do tipo de solo envolvido, o que é quase impossível ser atingido.

2.4.1.2. Método estatístico de Décourt-Quaresma

O Método Decourt & Quaresma é um processo expedito para estimativa de capacidade de carga última baseado nos valores obtidos diretamente do ensaio de investigação SPT (N_{spt}) e a partir do conceito de uma estaca padrão. Posteriormente, após vários aprimoramentos, foi adequado para outros tipos de estacas e a ensaios do tipo SPT_T, através do conceito de N_{eq} ($N_{sptequivalente}$).

Não se visou à obtenção de valores exatos, mas sim de estimativas que fossem além de bastante aproximadas, seguras e de fácil determinação.

Assim, nas expressões utilizadas para a avaliação da capacidade Inicialmente de carga do solo, podem ser utilizados os valores de N_{spt} obtidos diretamente do ensaio, assim como os correspondentes ao ensaio SPT-T, onde, considerando que o valor do torque $T(kgf.m)$ temos:

$$N_{sq} = \frac{T}{1,20} \quad (8)$$

e que a capacidade de carga da estaca é dada segundo a equação (4):

$$Q_u = Q_p + Q_s = q_p \cdot A_p + q_s \cdot A_s \quad (9)$$

Sendo que a resistência de ruptura de ponta é dada por:

$$q_p = K \cdot N_{spt, m} \quad (10)$$

em que o valor de K , definido pela Tabela 3, relaciona a resistência de ponta com o N_{spt} , m sendo N_{spt} , m a média entre os SPT na profundidade de ponta de estaca, o valor imediatamente acima e o imediatamente abaixo.

O valor da resistência lateral é dado pela expressão:

$$Q_s = 10 \left(\frac{N_{spt}}{3+1} \right) \text{ em } \frac{KN}{m^2} \text{ (ou } kPa) \quad (11)$$

Considerando-se que, de acordo com Alonso (1991):

$3 \leq N_{spt} \leq 15$ para estacas do tipo pré-moldada ou franki

$3 \leq N_{spt} \leq 50$ para estacas do tipo escavada com lama bentonítica

Tabela 3 - Valores de K (Décourt-Quaresma)

Tipos de solo	K (kN/m ²)	K (kN/m ²)*
Conforme perfil de sondagem	Estacas em geral	Estacas escavadas
Areia	400	200
Silte arenoso (solo residual)	250	140
Silte argiloso (solo residual)	200	120
Argila	120	100

2.4.1.3. Método Décourt e Quaresma estendido

Este método foi posteriormente estendido para outros tipos de estacas também muito utilizadas e mais recentemente difundidas, não indicadas inicialmente.

Para tanto, são considerados os parâmetros β_p e β_s a seguir relacionados (Tabela 4). Estes valores, de majoração ou de minoração, respectivamente para a resistência de ponta e para a resistência lateral.

Neste caso a expressão geral para a determinação da carga de ruptura da estaca é dada por:

$$Q_u = \beta_p \cdot q_p \cdot A_p + \beta_s \cdot q_s \cdot A_s \quad (12)$$

Ou ainda

$$Q_u = \beta_p \cdot k \cdot N_{spt} \cdot A_p + 10 \cdot \beta_s \cdot \sum \left[\left(\frac{N_{spt}}{3} + 1 \right) \cdot A_s \right] \quad em \frac{KN}{m^2 (kPa)} \quad (13)$$

em que N_{spt} é o número de golpes do ensaio SPT.

Tabela 4 - Valores de β_p e β_s (Décourt-Quaresma estendido)

Estaca	Cravada		Escavada		Escavada		Hélice		Raiz		Injetada	
	(estaca padrão)		(em geral)		(c/bentonita)		Contínua				Alta pressão	
Solo	βp	βs	βp	βs	βp	βs	βp	βs	βp	βs	βp	βs
Argilas	1,00*	1,00*	0,85	0,80	0,85	0,90*	0,30*	1,00*	0,85*	1,50*	1,00*	3,00*
Solos	1,00*	1,00*	0,60	0,65	0,60	0,75*	0,30*	1,00*	0,60*	1,50*	1,00*	3,00*
Areias	1,00*	1,00*	0,50	0,50	0,50	0,60*	0,30*	1,00*	0,50*	1,50*	1,00*	3,00*

+ valores para o qual a correlação foi desenvolvida.

* valores apenas indicativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

2.4.2. Previsão da capacidade de carga através de prova de carga estática

De acordo com Milititsky (1991), as provas de carga são os melhores ensaios para a determinação do comportamento de fundações profundas sob carga, sendo os únicos realmente confiáveis. A dificuldade natural de se conhecerem as propriedades do solo onde as fundações serão executadas, a alteração das condições iniciais ocasionada pela execução das estacas e o comportamento do conjunto estaca-solo, demonstram a necessidade de utilização destes ensaios.

Estas provas de carga podem prover dados para projeto, avaliar as fundações executadas em uma determinada obra ou ainda, ajudar no estudo das características de comportamento do conjunto solo-estaca. Assim sendo, o ensaio deve reproduzir as condições de funcionamento real a que a estaca estará submetida para uma melhor previsão de desempenho para projetos (GONÇALVES, 2008).

As provas de carga estáticas (ABNT NBR 12131:2005) destacam-se como um dos ensaios de campo mais importantes usados na engenharia de fundações. Segundo Aoki (1996), a prova de carga estática é um ensaio do tipo “carga x deslocamento”, realizada no solo estudado para receber solicitações, ou um elemento estrutural de fundação construído para a obra ou especialmente para ser testado. Este ensaio vem sofrendo contínua evolução para permitir sua execução da forma mais representativa da condição prevista

para entrada em operação da fundação estudada, bem como para torná-lo mais preciso, rápido e econômico.

A ABNT NBR 12131:2005 – Estacas – Prova de Carga Estática traz todas as referências quanto aos dispositivos para aplicações de carga e medições, procedimentos para a execução do ensaio e preparação da prova de carga.

A ABNT NBR 6122:2010 – Projeto e Execução de Fundações indicam a importância dada aos ensaios de prova de carga estática, uma vez que admite uma significativa redução em coeficientes de segurança a serem adotados em projetos, utilizados no cálculo de cargas admissíveis, desde que tenham sido realizadas provas de carga em quantidade adequada.

A interpretação correta dos resultados das provas de carga nos leva à identificação da carga de ruptura de uma estaca, ou carga limite. Essa carga é raramente bem definida na curva carga x recalque e, normalmente, a carga de colapso não fica claramente definida. Na literatura técnica, há uma diversidade de propostas disponíveis, que podem ser separados em quatro grupos diferentes: do recalque limite, da deformabilidade limite, da interseção das fases pseudo-elásticas e pseudo-plásticas e da forma matemática (GONÇALVES, 2008).

O método proposto pela ABNT NBR-6122:2010 está incluído dentro do primeiro grupo, onde a carga de ruptura é fixada em função de um valor de recalque máximo. Os métodos baseados em equações matemáticas ajustam a curva carga x recalque a uma curva conhecida, que pode ser uma hipérbole (CHIN, 1970), uma parábola (MAZURKIEWICZ, 1972) ou uma curva exponencial (VAN DER VEEN, 1953). Além de definirem a carga de ruptura, permite a extrapolação da curva carga recalque segundo uma forma matemática.

Segundo Cintra e Aoki (1999), a capacidade de carga de um elemento isolado de fundação é a carga que provoca a ruptura desse sistema, e seu valor é limitado pela resistência do elemento estrutural. Assim, as expressões carga de ruptura e capacidade de carga são equivalentes e referem-se indistintamente à ruptura física ou à ruptura convencional.

Velloso e Lopes (2002) afirmam que a previsão da capacidade de carga pode ser feita por métodos estáticos e dinâmicos. No método estático, a

capacidade de carga é calculada por fórmulas que estudam a estaca mobilizando toda a resistência ao cisalhamento do solo, resistência esta obtida em ensaios de laboratório ou *in situ*. Os métodos estáticos se dividem em métodos racionais ou teóricos, que utilizam soluções teóricas de capacidade de carga e parâmetros do solo, e os métodos semi-empíricos, que se baseiam em ensaios *in situ* como SPT, CPT, PMT, DMT, Vane, entre outros.

O ensaio mais eficiente na verificação do desempenho de uma fundação é o da prova de carga estática, através do qual, obtém-se a curva de carga-recalque da fundação para analisar o seu comportamento. Esse ensaio, no Brasil, é regido pela ABNT NBR-12131:2005

Niyama et al. (1996) afirmam que, dentre os ensaios de campo utilizados na engenharia de fundações, destacam-se as provas de carga estática, como um dos mais importantes. Seu emprego, no Brasil, data provavelmente de 1928, quando foi realizado o estudo das fundações do edifício Martinelli em São Paulo.

Segundo Aoki (1997), a prova de carga estática busca reproduzir a história do carregamento real de uma construção, que se realiza em estágios de carga quase sempre crescentes, ao longo do tempo, visando à avaliação da segurança que a fundação apresenta em relação ao estado último ou de ruptura.

Niyama et al. (1996) ressaltam que uma grande vantagem da prova de carga estática é o fato de consistir num ensaio que contempla o complexo comportamento do conjunto solo fundação, influenciado pela modificação provocada no solo pelos trabalhos de infra-estrutura da obra e execução das fundações e pelas incertezas decorrentes das dificuldades executivas das fundações.

Aoki (1997) afirma que a forma de aplicação de uma carga “Q” é dita estática, quando se leva um tempo infinito para se atingir o valor “Q” em incrementos infinitesimais de carga dQ . A aplicação da carga “Q” é dita instantânea, quando ela é atingida em um único estágio de carregamento, e o tempo “t” de aplicação da carga é igual a zero.

Conceito de Carga de Ruptura, segundo Décourt a carga de ruptura “é definida com sendo a carga correspondente a sua deformação de ponta (ou de topo) da estaca de 10% de seu diâmetro, no caso de estacas de deslocamento

e de estacas escavadas em argila é de 30% de seu diâmetro, no caso de estacas escavadas em solos granulares”.

Atualmente, a ABNT NBR 6122:2010 obriga a execução de prova de carga estática, em obras que tiverem um número de estacas superior a 50 para o caso de estacas com trado segmentado e para os outros tipos varia entre 75 e 100, a um número de prova de carga igual ao mínimo 1% da quantidade total de estacas, arredondando-se sempre para mais.

A referida norma considera necessária a execução de Provas de Carga em estacas com tensões medias (em termos de valores admissíveis) superiores aos definidos na Tabela 6, tabela que classifica vários tipos de estacas com suas tensões (admissíveis) máximas, independente do numero de estacas da obra.

A norma prescreve para os métodos estáticos que podem ser: teóricos (quando o cálculo é feito de acordo com teoria desenvolvida dentro da mecânica dos solos) e semi-empíricos (quando são usadas correlações com ensaios *in situ*).

Velloso e Lopes (2002) comentam que existem, também, os métodos empíricos, pelos quais a capacidade de carga é estimada com base apenas nas classificações das camadas atravessadas, porém os resultados apresentados são estimativas grosseiras.

Prova de carga pelo método estático: a capacidade de carga na ruptura de uma fundação profunda é dada pela soma de duas parcelas: atrito lateral e resistência de ponta.

A carga de trabalho segundo a ABNT NBR 6122:2010 é a carga efetivamente atuante na estaca em valores característicos.

A norma brasileira recomenda que se aplique uma compressão de até duas vezes a carga nominal de trabalho no elemento que estiver sendo testado.

A Prova de Carga Estática é um ensaio que verifica a capacidade de carga de fundações e de estruturas por meio da medida das deformações obtidas com um carregamento imposto e o equilíbrio entre a carga aplicada, o peso próprio da estaca e a resistência oferecida pelo solo.

Geralmente, o peso próprio da estaca é desprezível em face às cargas envolvidas.

3. DADOS EXPERIMENTAIS

No presente capítulo apresentaremos informações gerais referentes a Prova de Carga Estática por meio da Célula Expansiva hidrodinâmica, realizada pela Empresa Arcos Engenharia de Solos, da prestação de serviços a varias construtoras, que dão origem a os dados experimentais analisados nesta pesquisa assim como detalhamento da montagem da célula em estacas tipo hélice continua.

3.1. Informações gerais

A Empresa Arcos Engenharia de Solos sediada em Belo Horizonte Minas Gerais, retentora da Patente da Célula Hidrodinâmica, foi fundada em maio de 1969 pelos engenheiros Pedro Elísio da Silva e Ronei Filgueiras, ambos colegas de trabalho e ex-funcionários da Carpe, órgão do Governo Estadual.

Na década de 80 a empresa lança no mercado da Célula Expansiva Hidrodinâmica®. Patenteada pela Arcos, a "Expancell" é um dispositivo destinado a executar ensaios em qualquer elemento de fundação, sem limitação de cargas e atendendo as principais exigências do mercado: rapidez, segurança e preço.

Em 1994, a Arcos criou a Microestaca Tubo Injetada Arcos®, contribuição à engenharia de fundações, mostrando, em pouco tempo, uma grande eficácia no reforço de diversas estruturas, possibilitando inclusive o re-nivelamento das mesmas.

Hoje, a Arcos se apresenta como uma empresa voltada ao desenvolvimento de novas tecnologias e soluções inteligentes e criativas, respaldada na larga experiência adquirida em 43 anos de atuação na engenharia de solos (<http://www.arcos.eng.br/>).

3.2. Relação dos dados experimentais

Neste trabalho utilizou o banco de dados proveniente dos relatórios de ensaios de prova de carga estática à compressão, com o processo de carregamento rápido conforme o item 5.3.3 da ABNT NBR 12131:2006 – Estacas – Prova de Carga Estática – Método de Ensaio, por meio da célula expansiva hidrodinâmica, em estacas do tipo hélice contínua, da prestação de serviços da Empresa Arcos Engenharia de Solos, detentora da patente da referida célula, conveniada com a Universidade Federal de Viçosa, com objetivo da análise comparativa entre os métodos semi-empíricos da teoria de fundações.

As análises baseiam-se nos parâmetros fornecidos pelo ensaio do comportamento carga x recalque e da interação solo-estaca, gráficos que mostram a evolução da tensão de resistência mobilizada com o acréscimo de energia aplicada que é resultante dos deslocamentos impostos através da célula hidrodinâmica (macaco hidráulico).

Serão analisadas seis estacas do tipo Hélice Contínua através dos dados coletados durante o ensaio de prova de carga estática a compressão, com Célula Expansiva hidrodinâmica®, com o processo de carregamento rápido, conforme item 3.5.3 da norma ANBT NBR-12131:2006 (Estacas – Prova de Carga Estática – Método de Ensaio) em vários edifícios em diferentes localidades, assim relacionadas:

Referência método semi-empírico	Referência a método experimental	Tipo de estaca	Diâm (cm)	Local	Compr. (m)	
					Pont a	Fust e
PCSE-01	PCE-01	hélice contínua	40,0 0	Estaleiro Inhaúma, Bairro Caju, Rio de Janeiro, RJ	6,00	11,0 0
PCSE-02	PCE-02	hélice contínua	30,0 0	Estaleiro Inhaúma, Bairro Caju, Rio de Janeiro, RJ	5,00	12,0 0
PCSE-03	PCE-03	hélice contínua	70,0 0	Santo Antônio, Belo Horizonte, MG	3,00	6,25
PCSE-04	PCE-04	hélice contínua	50,0 0	Estaleiro Inhaúma, ETAR, Rio de Janeiro, RJ	3,50	12,5 0
PCSE-05	PCE-05	hélice contínua	40,0 0	Estaleiro Inhaúma, RJ	3,70	12,3 0
PCSE-06	PCE-06	hélice contínua	70,0 0	Site Savassi - Belo Horizonte, MG	8,50	12,5 0

A estaca PCSE-01 e PCSE-02 foram realizadas no edifício da obra no Estaleiro Inhauma, Bairro Caju, Rio de Janeiro, RJ, ambas se tem mesmo perfil geotécnico deferindo somente no seu diâmetro, a estaca PCE-04 e PEC-O5, também tem sua localização no estado do Rio de Janeiro, as estacas PCE-3 e PCE-6 estão situadas em Belo Horizonte Minas Gerais.

3.3. Perfil geotécnico e esquema de montagem da célula

O perfil geotécnico em geral tem como base os ensaios Sondagem de Simples Reconhecimento (SPT), fornecidos pelas empresas construtoras.

O esquema de montagem é projetado por meio do pré-dimensionamento da carga de trabalho da estaca, que a ABNT NBR-6122:2010 define como a carga efetiva atuante na estaca em valores característicos.

3.4. Materiais e equipamentos

3.4.1. Concreto

- Característica: Tipo bombeado.
- Classe: C20
- Fator água cimento: $a/c \leq 0,55$
- Resistência característica: $f_{ck} \geq 20$ MPa.
- Agregado: Areia e pedrisco.
- Slump: 25 cm.
- Consumo mínimo de cimento: 400 kg/m³.
- Percentagem de argamassa em massa $\geq 55\%$
- Resultados de ensaios de resistência à compressão em corpos de prova de concreto retirados da estaca testada: Não fornecido.

3.4.2. Equipamentos e dispositivos de aplicação de carga e medição dos deslocamentos

- 01 Célula Expansiva hidrodinâmica® (área interna de 254,0 cm²)
- 01 manômetro

- 02 deflectômetros (01 para base e 01 para o fuste)
- 01 bomba elétrica
- 01 bomba manual
- Perfil de aço rígido para apoio dos extensores em metal resistente.

3.5. Componentes da prova de carga

- Sistema de transmissão de carregamento (célula “macaco hidráulico”)
- Controle de injeção de carga
- Sistema de reação (atrito lateral e tensão ponta da estaca)
- Sistema de referência, Viga de referência – medidas no topo da estaca (Perfil de aço rígido)
- Equipamentos de leitura

3.5.1. Sistema de transmissão de carregamento

O sistema de carregamento tem como finalidade transferir a carga efetuada no topo da estaca pela bomba, para a célula, com capacidade superior à prevista para a estaca. Esta composto por uma bomba no topo da estaca, um tubo metálico de comprimento igual à profundidade onde se localiza a célula, e ligado hermeticamente ao eixo da célula.



Figura 1 - Célula acoplada à gaiola armada.



Figura 2 - Célula acoplada à gaiola armada.



Figura 3 - Parte superior da gaiola, detalhe dos três tubos tamponados, para instrumentação da célula, um metálico e dois de PVC.



Figura 4 - Detalhe dos tubos tamponados, fixados na célula.



Figura 5 - Detalhe da gaiola armada mergulhado no concreto fresco, três tubos interligados com a célula e a fixação de um quarto tubo em PVC, na superfície do fuste em aproximadamente um metro.



Figura 6 - Detalhe mergulho do conjunto, gaiola armada e célula, na estaca (concreto fresco).

3.5.2. Controle de injeção de carga

O controle de pressão é realizado através do manômetro, localizado na superfície entre bomba hidráulica e a célula, conectados por meio do tubo metálico central. Os deslocamentos de ponta e fuste são obtidos por meio de sensores instalados nos tubos laterais de PVC.

3.5.3. Sistema de reação

O sistema de reação é o somatório de resistência ao cisalhamento dos trechos de fuste e ponta ao se expandir a célula, pela pressão hidráulica imposta no momento de transmissão da carga.

3.5.4. Sistema de referência

Este sistema se localiza no topo da estaca, com afastamento a um raio de ação que as deformações da estaca durante o ensaio não interferem na coleta de dados. É composto por dois sistemas, que são os seguintes:

Coleta de deslocamento do trecho de ponta

É composto por deflectômetro conectado a uma haste rígida, através do tubo de PVC fixados no concreto fresco da estaca, ligado ao parafuso soldado na base da célula, onde o concreto pela expansão devido a carga hidráulica se divide nos trechos de fuste e ponta.

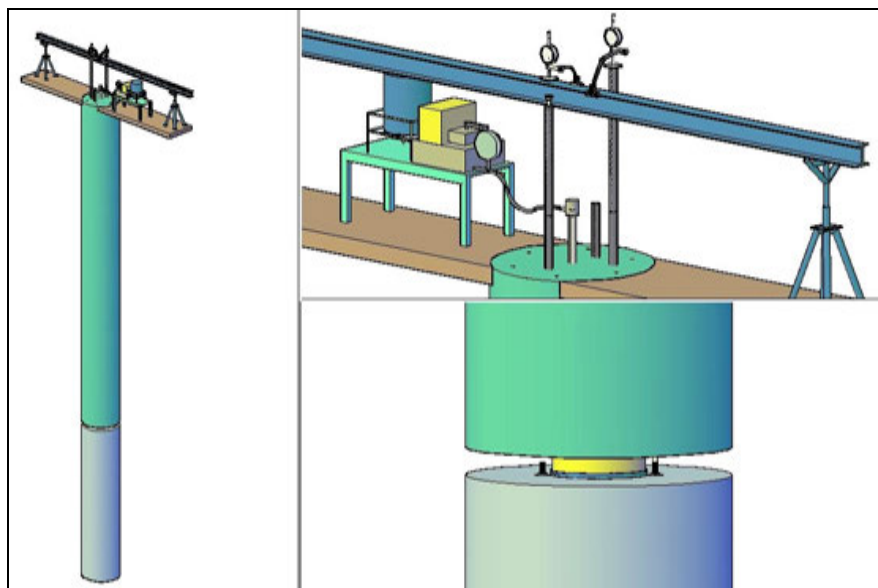


Figura 7 - Detalhe da expansão da célula pela carga hidráulica, quebra do concreto da estaca, entre o trecho de fuste e ponta.

Coleta de deslocamento do trecho de fuste

É composto por um deflectômetro conectado por uma haste rígida, interligado por meio do quarto tubo fixado em aproximadamente um metro de profundidade no topo da estaca concretada, tem por finalidade coletar as deformações do trecho de fuste no topo da estaca, por tanto este sistema não tem comunicação com a célula hidráulica.

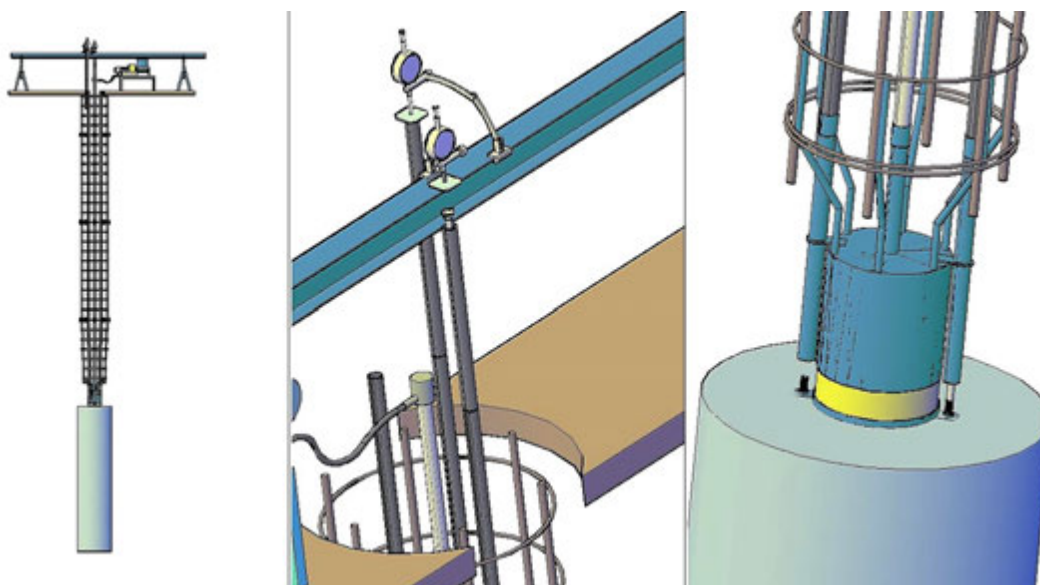


Figura 8 - Detalhe da haste no tubo rígido direito, fixada no parafuso soldado, na base da célula.

3.5.5. Sistema de referência

O sistema de referência se localiza no topo da estaca, compõe-se de uma barra rígida, dois deflectômetros e dois suportes, os suportes serão apoiados a uma distancia que não sofram nenhuma interferência por deformação da estaca durante o ensaio.

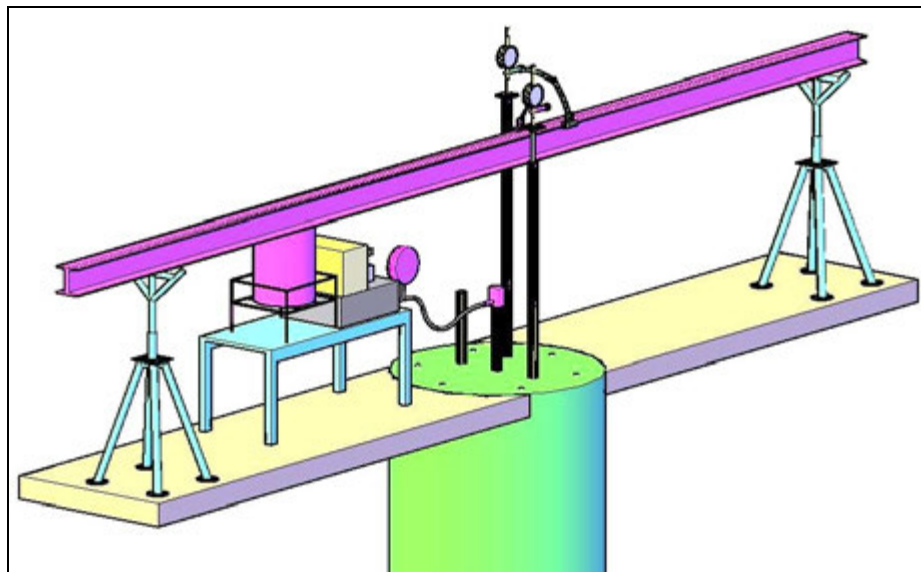


Figura 9 - Detalhe do sistema de referência localizada no topo da estaca.



Figura 10 - Detalhe dos deflectômetros fixados na barra rígida (sistema de referência).

3.5.6. Equipamentos de leitura

As leituras durante o ensaio foram coletadas através do Manômetro fixado entre a Bomba que transfere a pressão hidráulica à célula e o tubo de comunicação central com a célula, assim como os deflectômetros fixados na barra, sistema de referência.



Figura 11 - Detalhe de montagem do manômetro.

A prova de carga rápida tem seu procedimento prescrito na Norma Brasileira na forma seguinte:

- a) o carregamento deve ser executado em estágios iguais e sucessivos, observando-se que: a carga aplicada em cada estágio não deve ser superior a 10% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada; e em cada estágio a carga deve ser mantida durante 5 minutos, independentemente da estabilização dos deslocamentos;
- b) em cada estágio, os deslocamentos devem ser lidos obrigatoriamente no início e no final do estágio;
- c) atingida a carga máxima do ensaio, devem ser feitas cinco leituras: a 10, 30, 60, 90 e 120 minutos, neste estágio. A seguir procede-se ao descarregamento, que deve ser feito em cinco ou mais estágios, cada um mantido por 10 minutos, com a leitura dos respectivos deslocamentos;
- d) após 10 minutos do descarregamento total, devem ser feitas mais duas leituras adicionais aos 30 e aos 60 minutos.

Decourt (2008) comenta quanto ao número de estágios durante os ensaio de Prova de Carga, discordando com a prescrição de um número na ordem de 20% da carga admissível prevista, defende um numero superior em função ao perfil geotécnico testado estar composta por diversos trechos diferentes, como cimentações, pré-adensamentos e, ou, pré carregamentos, transferências basicamente por atrito-lateral, transferência basicamente por ponta e etc., o que leva a um contra-senso principalmente pelo objetivo de se obter a determinação da curva carga-recalque como um todo, o que leva nitidamente a um número insuficiente.

3.6. Carga máxima

Segundo a ABNT NBR 12131:2006 as provas de carga devem ser conduzidas até um valor previamente estipulado, que é função de uma carga admissível prevista pelo projetista. Decourt (2008) sugere que as provas de carga deveriam ser conduzidas até a carga máxima possível. Não em tanto concorda que a única restrição quanto ao valor da carga ser a máxima, deveria

ser aquela que poderia provocar um dano estrutural a função, para o caso de a prova de carga ser realizada em uma estaca da obra.

3.7. Instrumentação

As reações mecânicas de transferência de carga entre o elemento estrutural e o maciço de solo onde se encontra implantado, são de elevada complexidade, é necessário porá tanto a coleta de dados durante a evolução do ensaio em toda a superfície externa da estaca, isto é superfície lateral e de ponta.

A Prova de Carga por meio da Célula Expansiva Hidrodinâmica tem na sua concepção para coleta dos dados, adaptação mais fácil, através de elementos mecânicos e de interpretação direta e individual do trecho de fuste e trecho de ponta da estaca, por meio reflectômetros, localizados na superfície, respeitando a distancia mínima do raio de ação que a norma prescreve, constituído à área de referência, que fica livre da influencia da deformação do solo durante o ensaio.

A Célula Hidrodinâmica juntamente com os tubos conectados, de ponta fechada de comprimento pouco superior a armadura do trecho de fuste da estaca, é fixada no fundo da gaiola de armadura, é introduzido no concreto, imediatamente após a concretagem da estaca, numa profundidade que permita manter a ponta dos tubos fechados aflorando no topo da estaca. A dificuldade é maior quanto mais profundo for fixação a célula.

3.7. Interpretação de resultados

3.7.1. Interpretação com base dos trechos de fuste e ponta

A dificuldade da fixação da célula em maiores profundidades torna o ensaio susceptível a limitações de carga. O sistema de carga, célula hidrodinâmica, tem como princípio a 3ª Lei de Newton, ou Lei da Ação e Reação, que diz que a toda ação corresponde uma reação igual e em sentido contrário. A expansão da célula, localizada entre o trecho de fuste e ponta, torna necessário que a tensão do trecho de fuste durante o ensaio seja

superior, permitindo assim os acréscimos de carga que permitam atingir as cargas de ruptura.

A definição de carga de ruptura a partir dos resultados experimentais obtidos durante a prova de carga se traduz em gráficos de carga x recalque de difícil identificação quanto a carga de ruptura, sendo preciso definir um critério que possibilite a identificação da carga de ruptura correspondente.

3.8. Sondagem de simples reconhecimento (SPT)

A determinação das características mecânicas do maciço, onde estão implantadas as estacas analisadas, foi obtida por meio dos ensaios de penetração (SPT).

O ensaio de sondagem à percussão efetuados no Campo Experimental será realizado, seguindo-se as prescrições das normas NBR-6484/80 (Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos) e as amostras provenientes dessa sondagem, classificadas segundo a NBR-7250/82 (ABNT, 1980).

Para a execução da prova de carga estática e elaboração dos relatórios foram consultadas as normas da ABNT NBR 6122/2010 (Projeto e Execução de Fundações) e NBR 12131/2006 (Estacas – Prova de Carga Estática – Método de Ensaio) (ABNT, 2006 e 2010).

3.9. Execução da prova de carga

A prova de carga estática com Células Expansivas Hidrodinâmicas consiste basicamente na instalação da célula de carga, previamente aferida, dentro do fuste de estaca, engastada na armação. Para o esquema de montagem, busca-se o equilíbrio entre a resistência ao atrito lateral do fuste mais o peso próprio do mesmo contra o atrito lateral da ponta mais a resistência de ponta. Para a realização do ensaio, aguarda-se a cura do concreto até atingir a resistência mínima suficiente para a realização do ensaio, aproximadamente, de 7 a 15 dias. Os deslocamentos da ponta são medidos através de tell-tales, solidarizados às bases das células, previamente

instalados no fuste da estaca. Os extensômetros utilizados para medição dos deslocamentos apresentam leitura direta com precisão de 0,01 mm.

O ensaio de prova de carga é com carregamento rápido, conforme item 3.5.3, da norma ABNT 12131/2006 (Estacas – Prova de carga estática – Método de Ensaio) em estágios iguais e sucessivos, sendo as cargas transmitidas utilizando-se uma ou mais Célula Expansiva Hidrodinâmica, em função ao diâmetro da estaca a serem solicitadas simultaneamente durante o ensaio. Essa Célula Expansiva está localizada no interior da estaca da obra reagindo a ponta contra o respectivo fuste, solicitando à compressão verticalmente.

No estágio com carregamento rápido devem ser aplicados estágios iguais e sucessivos de carga, com um total de no mínimo 20 estágios, sendo que cada estágio não deve ser superior a 10% da carga de trabalho prevista para estaca ensaiada. Em cada estágio a carga deve ser mantida durante 10 minutos, independentemente da estabilização dos deslocamentos.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Serão analisados nos dados coletados durante a Prova de Carga Estática à Compressão com Célula Expansiva Hidrodinâmica, com processo de carregamento rápido conforme item 3.5.3 da norma NBR 1231 (Estacas - Prova de Carga Estática – Método de Ensaio), submetidos à carga máxima, realizados em varias regiões do país pela empresa de Engenharia de Solos ARCOS Engenharia de Solos, localizada em Belo Horizonte Minas Gerais, retentora da patente da Célula Expansiva Hidrodinâmica, em estacas do tipo hélice contínua, com diâmetros, profundidades e locais diferentes, relacionadas na Tabela 5.

Tabela 5 - Relação de provas de carga estáticas

Referência método semi- empírico	Referência método experimental	Tipo de estaca	Diâm. (cm)	Local	Compr. (m)	
					Ponta	Fuste
PCSE- 01	PCE- 01	hélice contínua	40,00	Estaleiro Inhaúma, Bairro Caju, Rio de Janeiro, RJ	6,00	11,00
PCSE-02	PCE-02	hélice contínua	30,00	Estaleiro Inhaúma, Bairro Caju, Rio de Janeiro, RJ	5,00	12,00
PCSE-03	PCE-03	hélice contínua	70,00	Santo Antônio, Belo Horizonte, MG	3,00	6,25
PCSE-04	PCE-04	hélice contínua	50,00	Estaleiro Inhaúma, ETAR, Rio de Janeiro, RJ	3,50	12,50
PCSE-05	PCE-05	hélice contínua	40,00	Estaleiro Inhaúma, RJ	3,70	12,30
PCSE-06	PCE-06	hélice contínua	70,00	Site Savassi - Belo Horizonte, MG	8,50	12,50

Fonte: Dados da pesquisa.

4.1. Prova de carga semi-empírico

Com a finalidade de obter uma estimativa preliminar da capacidade de carga da estaca hélice contínua, serão utilizados os índices de resistência à penetração N_{spt} em função à profundidade, obtidos do ensaio de SPT, à semelhança do mesmo ensaio fornecido para o ensaio experimental.

4.1.1. PCSE 01: método semi-empírico

Dados da estaca (hélice contínua): $\varnothing = 40$ cm, área = 0,1256 m² e circunferência = 1,26.

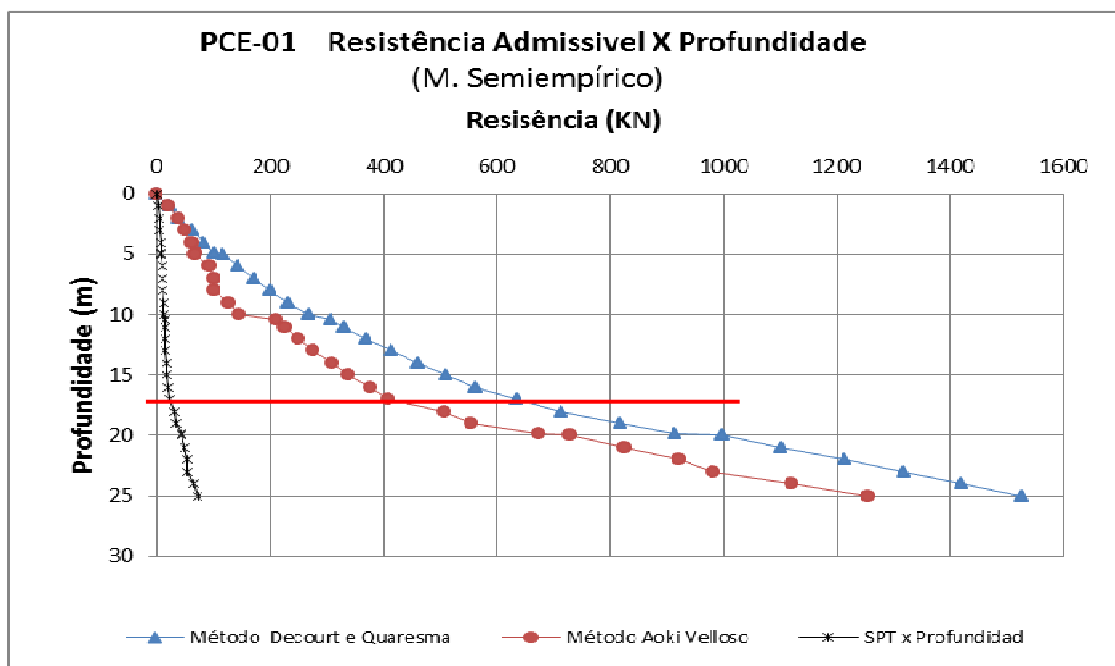


Gráfico 1 - PCSE 01: resistência admissível e Npst x profundidade.

A profundidade da estaca no ensaio experimental é de 17 m, onde a média de capacidade de carga para ambos os métodos é de 515,0 KN, não entanto a carga máxima para essa profundidade no ensaio experimental é de 1143,00 KN.

4.1.2. PCSE 02: método semi-empírico

Dados da estaca (hélice contínua): $\varnothing = 30$ cm, área = 0,0706 m² e circunferência = 0,942.

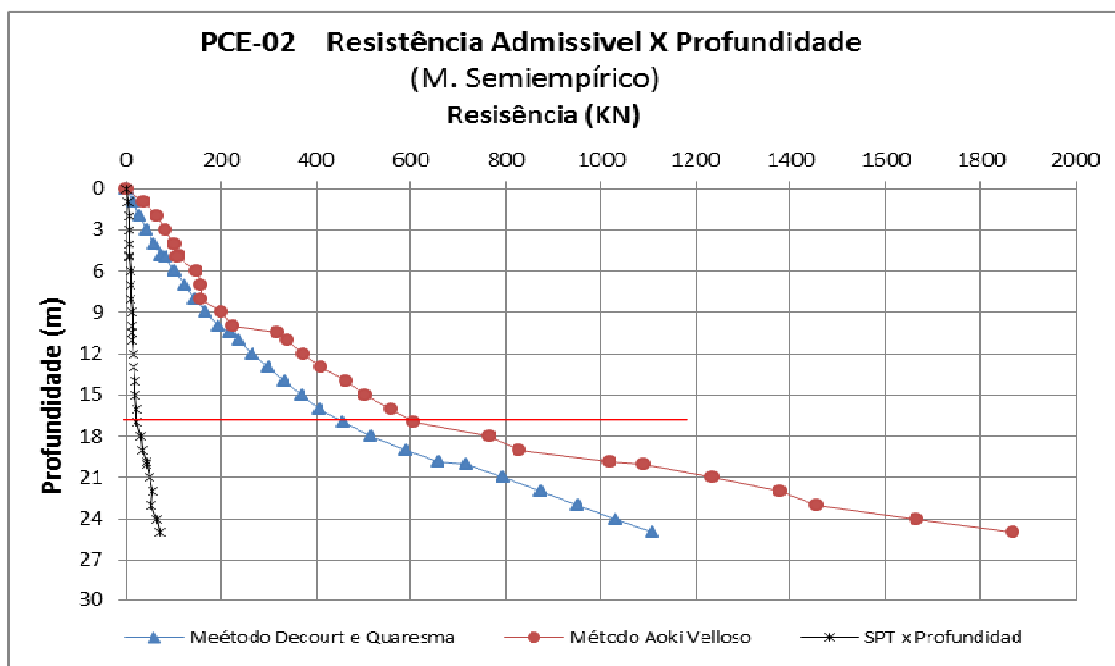


Gráfico 2 - PCSE 02: resistência admissível e Npst x profundidade.

A estaca PCSE 2 é diferente da PCSE 01 pelo diâmetro da estaca que reduz de 40 cm de diâmetro para 30 cm. A profundidade da estaca no ensaio experimental é de 17 m, onde a média de capacidade de carga para ambos os métodos é de 530,0 KN, não entanto a carga máxima para essa profundidade no ensaio experimental é de 915,60 KN.

4.1.3. PCSE 03: método semi-empírico

Dados da estaca (hélice contínua): $\varnothing = 70$ cm, área = 0,3846 m² e circunferência = 2,20 m.

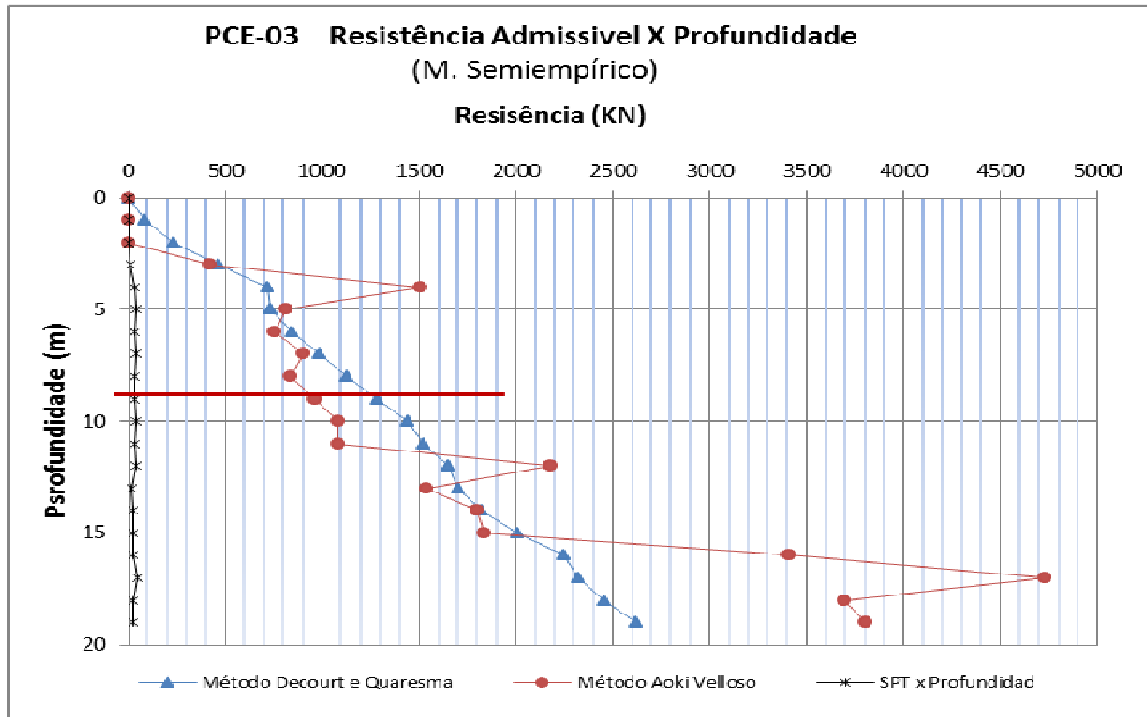


Gráfico 3 - PCSE 03: resistência admissível e Npst x profundidade.

A profundidade da estaca no ensaio experimental é de 9,25 m, onde a média de capacidade de carga para ambos os métodos é de 1125,0 KN, não entanto a carga máxima para essa profundidade no ensaio experimental é de 1175,20 KN.

4.1.4. PCSE 04: método semi-empírico

Dados da estaca (hélice contínua): $\varnothing = 50$ cm, área = 0,196 m² e circunferência = 1,57 m.

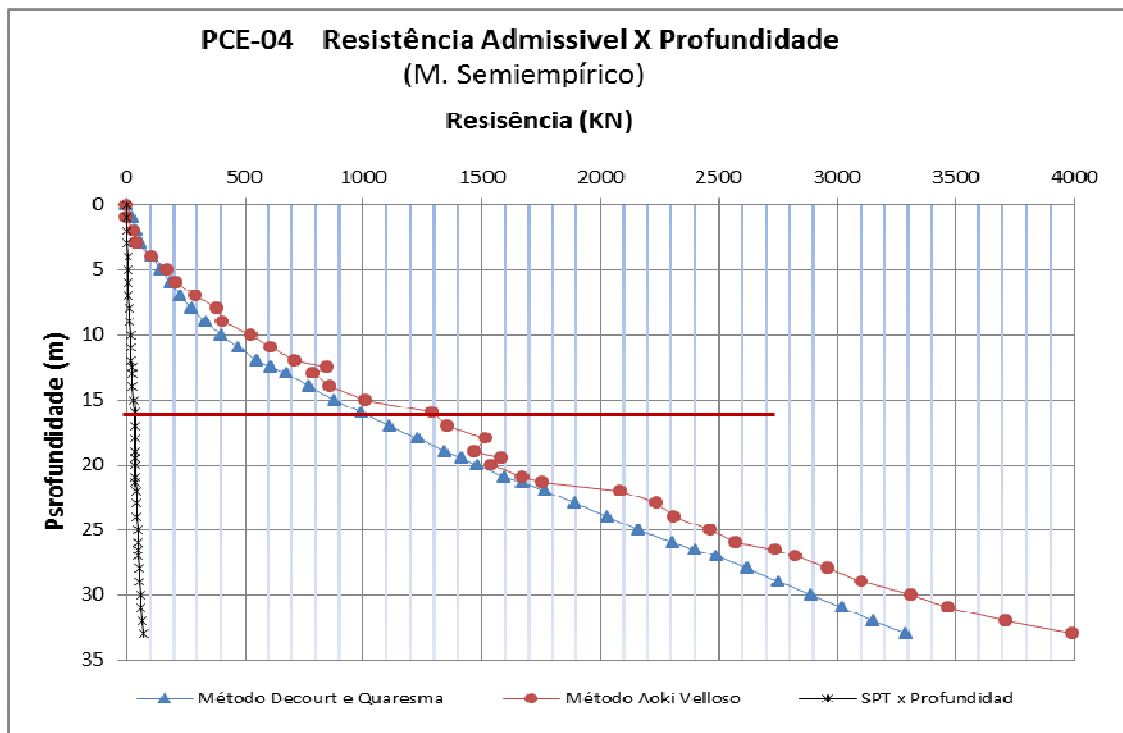


Gráfico 4 - PCSE 04: resistência admissível e N_{pst} x profundidade.

No método experimental se define que a resistência da estaca na profundidade de 16 m é de 515,00 KN como carga máxima total. No entanto, no método semi-empírico pode-se concluir que nessa profundidade de 16 m, a resistência da estaca é de 1310,00 KN, como capacidade de carga.

4.1.5. PCSE 05: método semi-empirico

Dados da estaca (hélice contínua): $\varnothing = 40$ cm, área = 0,1256 m² e circunferência = 1,26 m.

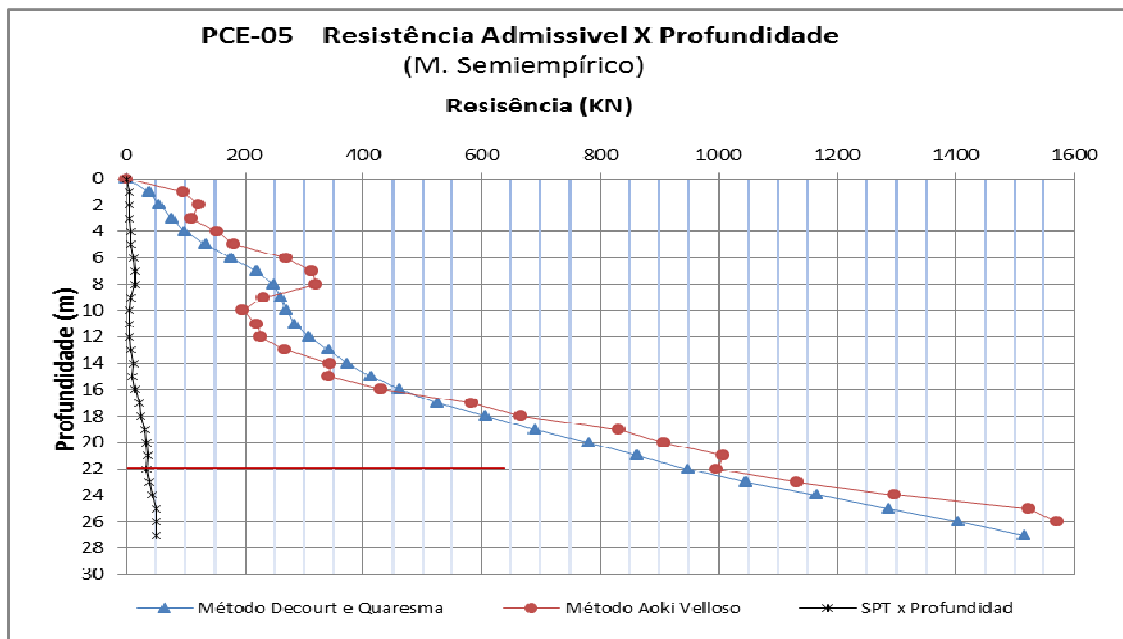


Gráfico 5 - PCSE 05: resistência admissível e Npst x profundidade.

No método experimental aos 16 m do comprimento total da estaca se obtém a capacidade de resistência máxima de 450,00 KN, entretanto, nos método semi-empírico se tem a media de 550,00 KN como capacidade de carga.

4.1.6. PCSE 06: método semi-empirico

Dados da estaca (hélice contínua): $\varnothing = 70$ cm, área = 0,38,46 m² e circunferência = 2,198 m.

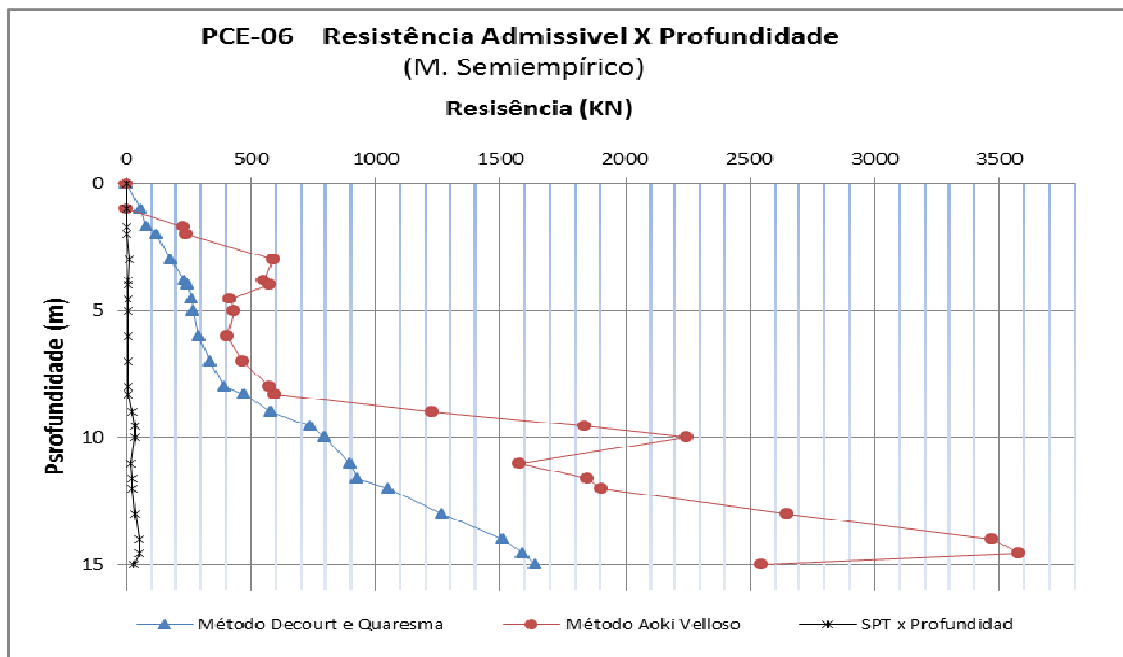


Gráfico 6 - PCSE 06: resistência admissível e N_{pst} x profundidade.

No método experimental a carga máxima no ensaio para a estaca com comprimento de 21,0 metros é de 3977,60 KN. No entanto, no método semi-empírico para a profundidade de 21 m não pode ser estimada devido a o índice de resistência à penetração do ensaio SPT não esta disponível, também se observa uma variação muito acentuada entre eles em função do comportamento mecânico entre as camadas e a proximidade da camada impenetrável.

4.2. Método prova de carga experimental: prova de carga estática com célula expansiva hidrodinâmica (rápida)

Apesar da evolução dos métodos semi-empíricos para se prever a capacidade de carga de uma estaca, o meio mais confiável para se avaliar a carga que uma determinada estaca pode suportar é a prova de carga estática.

De acordo com Velloso (1996), a prova de carga estática é o único ensaio que reproduz as condições de trabalho de uma estaca tipos de provas de carga:

Com carga controlada

- Prova de carga lenta: a carga é aplicada em estágios sucessivos somente após a estabilização da deformação do estágio anterior
- Prova de carga rápida: os incrementos de carga são aplicados após tempo preestabelecido, independente de estabilização da deformação.

Com deformação controlada

- A técnica consiste em se aplicar carga de forma que produza uma velocidade de deformação constante.

Provas de carga especiais podem

- Monitorar os deslocamentos em diferentes pontos do elemento estrutural.
- Permitir a determinação da transferência de carga do elemento estrutural ao solo.

4.3. Referência aos dispositivos de aplicação de carga e medição dos deslocamentos

- 01 Célula Expansiva hidrodinâmica® (área interna de 254,0 cm²).
- 01 manômetro Record.
- 02 defletômetros Mitutoyo (01 para base e 01 para o fuste).
- 01 bomba elétrica Eneparc.
- 01 bomba manual Eneparc.
- Perfil de aço rígido para apoio dos extensores em metal resistente.



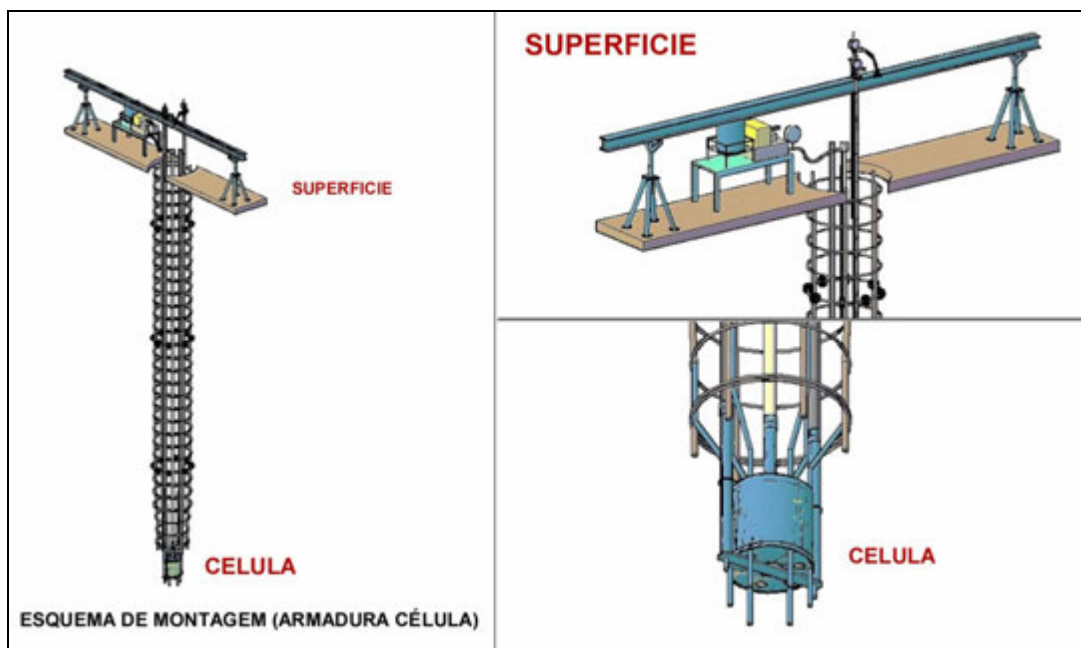
Fonte: Dados da pesquisa.

Figura 12 - Célula expansiva hidrodinâmica.



Fonte: Dados da Pesquisa.

Figura 13 - Esquema de montagem do sistema de carga na superfície.



Fonte: Dados da pesquisa.

Figura 14 - Esquema de montagem (armadura célula).



Fonte: Dados da pesquisa.

Figura 15 - Içamento da célula implantada na armadura da estaca, para colocação no furo escavado e concretado.



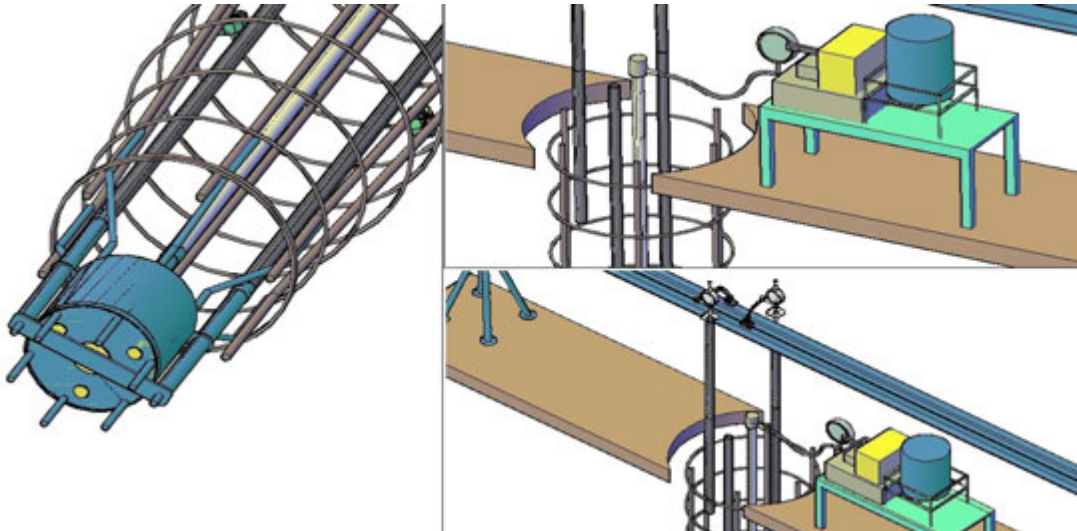
Fonte: Dados da pesquisa.

Figura 16 - Célula implantada na armadura da estaca.



Fonte: Dados da pesquisa.

Figura 17 - Célula hidrodinâmica expansiva.



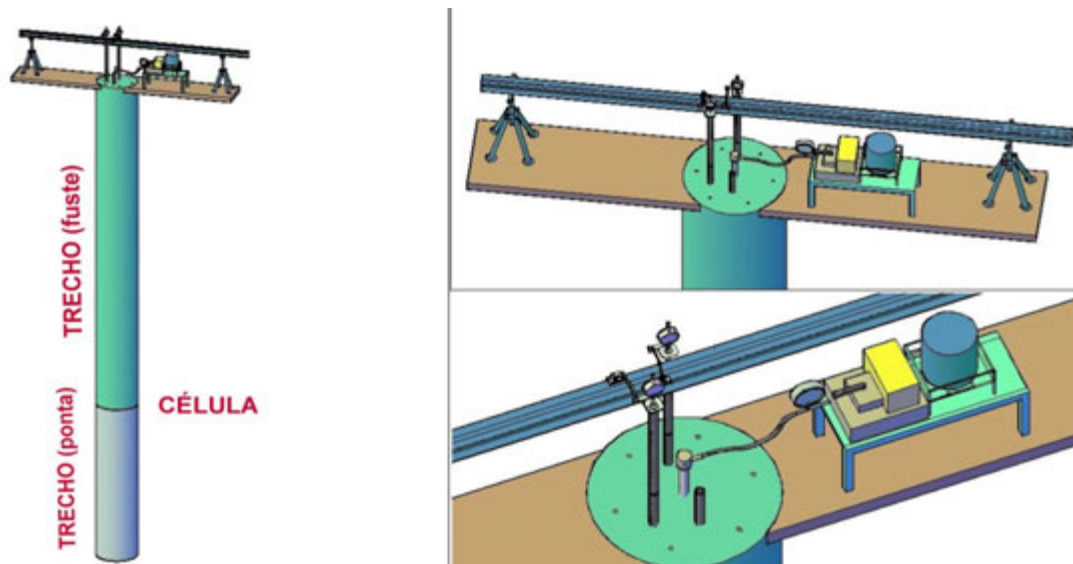
Fonte: Dados da pesquisa.

Figura 18 - Célula implantada na armadura da estaca.



Fonte: Dados da pesquisa.

Figura 19 - Célula sendo implantada na armadura da estaca.



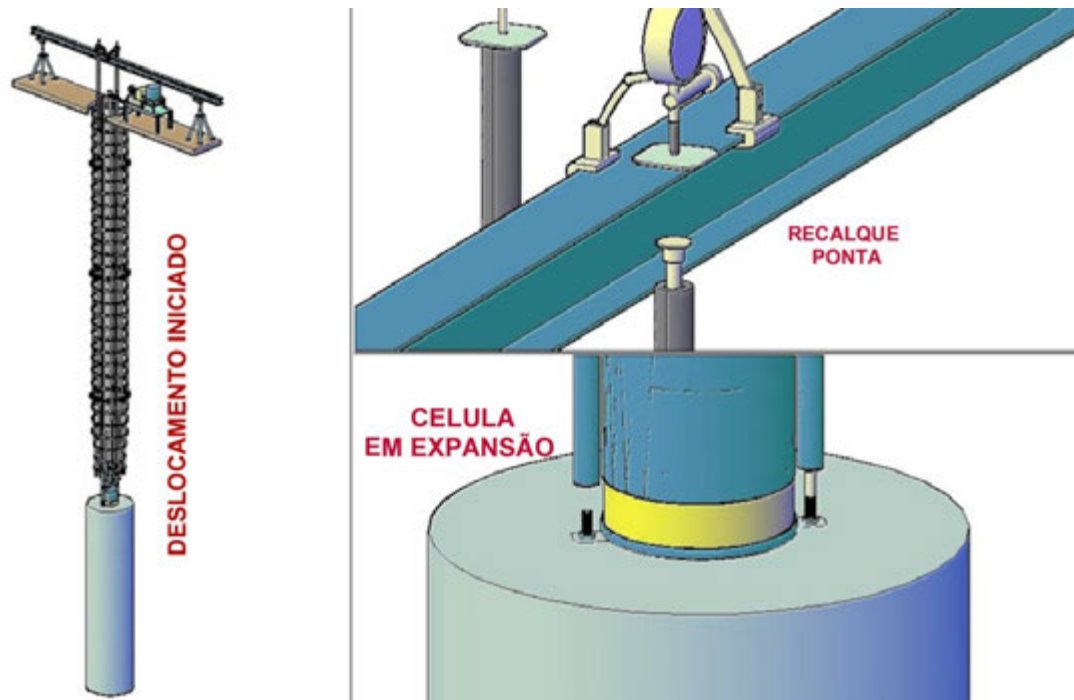
Fonte : Dados da pesquisa.

Figura 20 - Estaca concretada.



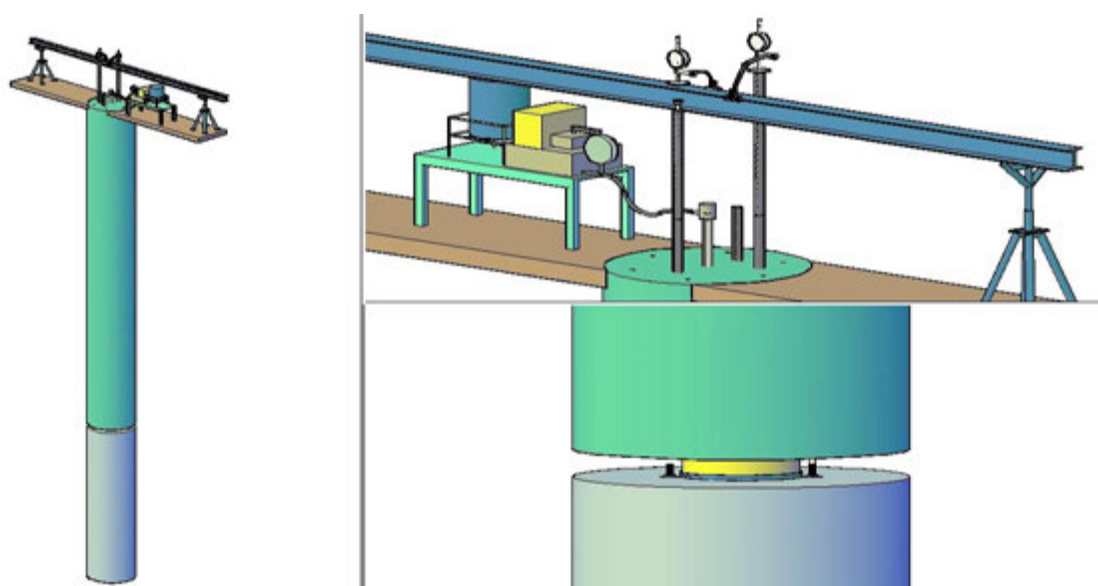
Fonte: Dados da pesquisa.

Figura 21 - Fixação dos quatro tubos do sistema de reação.



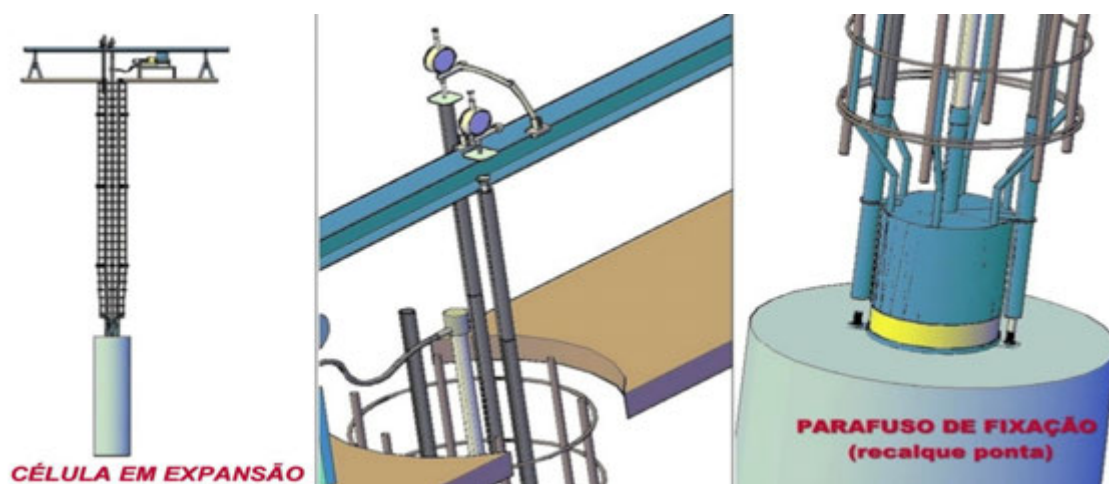
Fonte: Dados da pesquisa.

Figura 22 - Célula em expansão.



Fonte: Elaboração própria.

Figura 23 - Fracionamento do concreto entre o fuste e ponta.



Fonte: Elaboração própria.

Figura 24 - Parafuso fixação da haste de comunicação da base e o deflectômetro na superfície.

4.3.1. PCE 01

A prova de carga estática a compressão, com Célula Expansiva hidrodinâmica® foi realizada na estaca de um edifício da obra no Estaleiro Inhaúma, Bairro Caju, Rio de Janeiro, RJ.

A estaca ensaiada é do tipo Hélice Contínua diâmetro de 40 cm. A prova de carga estática foi realizada com o processo de carregamento rápido, conforme item 3.5.3 da norma NBR12131 (Estacas – Prova de Carga Estática – Método de Ensaio), com carga máxima total de 114,30 tf.

Tabela 6 - Principais resultados obtidos na prova de carga estática executada

Prova de carga	Estaca teste	Seg.	Diâmetro	Comp. conc.	Método de carregamento	Carregamento máximo (tf)	Desloc. máximo (mm)	Desloc. residual (mm)
PCE 01	E 30	FUSTE	Ø - 40	11,00	Rápido	53,69	1,82	1,15
PCE 01	E 30	PONTA	Ø - 40	6,00	Rápido	60,61	20,23	18,26

Fonte: Dados da pesquisa.

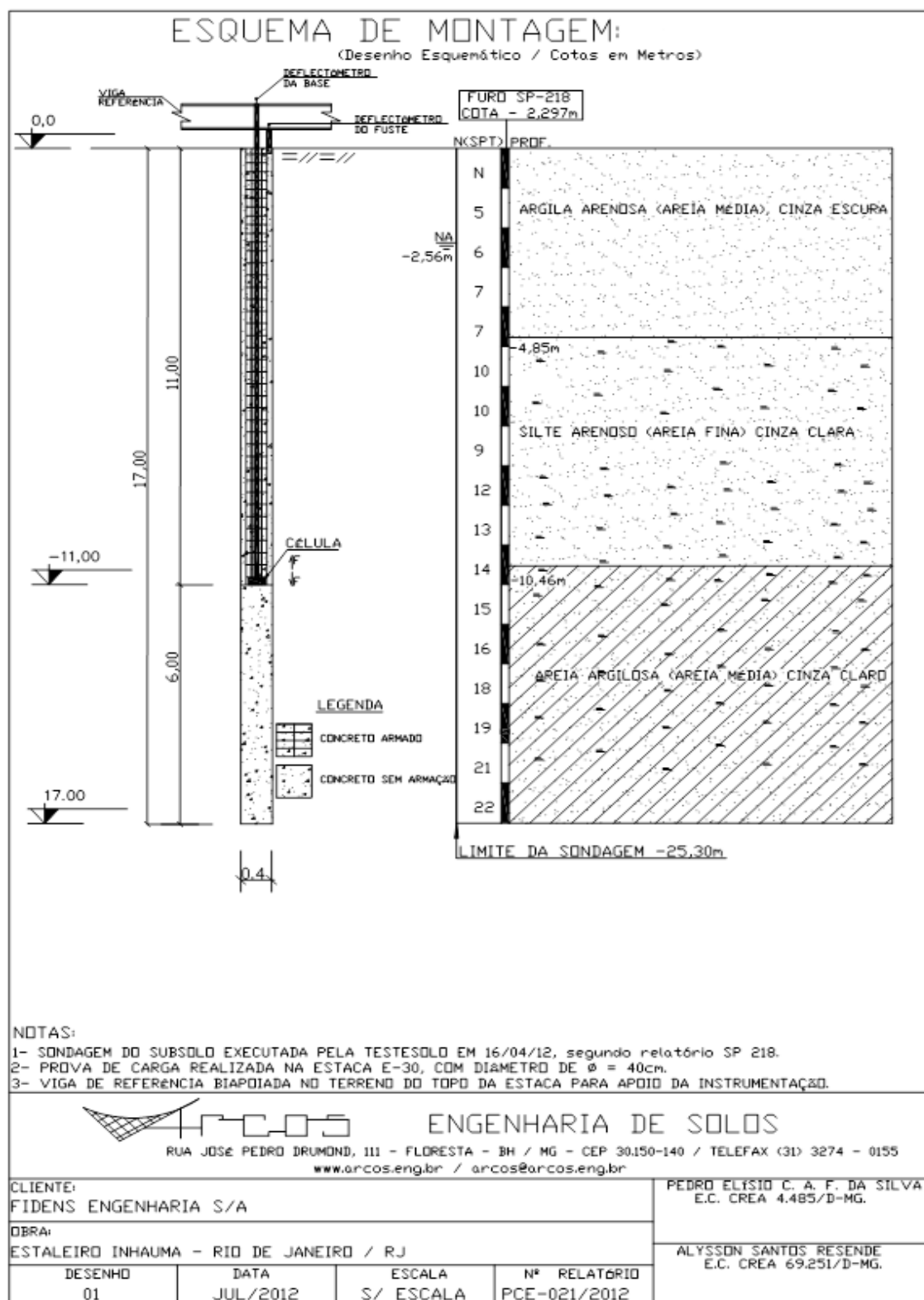


Figura 25 - SPT: PCE 01.

Tabela 7 - Carregamento PCE 01

Recalque de ruptura: NBR 6122 (mm))	Área interna célula (cm ²)	Comp. do fuste (m)	Comp. da ponta (m)	Comp. conc. (m)	Diâmetro (m)	Elemento testado	Carga de projeto (tf)
—	—	12.00	5.00	—	0.30	—	—

Tempo		Carga manômetro	Carga ponta	Carga fuste	Carga total	A.l. fuste	Leituras		Deslocamento		
							Ponta	Fuste	Ponta	Fuste	Total
Δt	(h:min)	(Kgf/cm ²)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf/m ²)	0.01 (mm)	0.01 (mm)	(mm)	(mm)	(mm)
CARREGAMENTO											
-	-	15.0	3.81	3.81	-	0.28	-	-	-	-	-
0	0:00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	4331	300	0.00	0.00	0.00
1'	0:01	15.0	7.27	0.35	7.62	0.03	4331	301	0.00	0.01	0.01
10'	0:10	15.0	7.27	0.35	7.62	0.03	4331	302	0.00	0.02	0.02
1'	0:11	30.0	11.08	4.16	15.24	0.30	4327	305	0.04	0.05	0.09
10'	0:21	30.0	11.08	4.16	15.24	0.30	4325	305	0.06	0.05	0.11
1'	0:22	45.0	14.89	7.97	22.86	0.58	4321	306	0.10	0.06	0.16
10'	0:32	45.0	14.89	7.97	22.86	0.58	4318	307	0.13	0.07	0.20
1'	0:33	60.0	18.70	11.78	30.48	0.86	4310	310	0.21	0.10	0.31
10'	0:43	60.0	18.70	11.78	30.48	0.86	4309	311	0.22	0.11	0.33
1'	0:44	75.0	22.51	15.59	38.10	1.14	4297	312	0.34	0.12	0.46
10'	0:54	75.0	22.51	15.59	38.10	1.14	4293	314	0.38	0.14	0.52
1'	0:55	90.0	26.32	19.40	45.72	1.42	4276	317	0.55	0.17	0.72

Continua...

Tabela 7, Continuação

Tempo		Carga manômetro	Carga ponta	Carga fuste	Carga total	A.l. fuste	Leituras		Deslocamento		
							Ponta	Fuste	Ponta	Fuste	Total
Δt	(h:min)	(Kgf/cm ²)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf/m ²)	0.01 (mm)	0.01 (mm)	(mm)	(mm)	(mm)
CARREGAMENTO											
10'	1:05	90.0	26.32	19.40	45.72	1.42	4273	318	0.58	0.18	0.76
1'	1:06	105.0	30.13	23.21	53.34	1.70	4255	321	0.76	0.21	0.97
10'	1:16	105.0	30.13	23.21	53.34	1.70	4251	321	0.80	0.21	1.01
1'	1:17	120.0	33.94	27.02	60.96	1.98	4230	327	1.01	0.27	1.28
10'	1:27	120.0	33.94	27.02	60.96	1.98	4217	327	1.14	0.27	1.41
1'	1:28	135.0	37.75	30.83	68.58	2.26	4199	332	1.32	0.32	1.64
10'	1:38	135.0	37.75	30.83	68.58	2.26	4185	336	1.46	0.36	1.82
1'	1:39	150.0	41.56	34.64	76.20	2.54	4165	341	1.66	0.41	2.07
10'	1:49	150.0	41.56	34.64	76.20	2.54	4148	347	1.83	0.47	2.30
1'	1:50	165.0	45.37	38.45	83.82	2.82	4123	354	2.08	0.54	2.62
10'	2:00	165.0	45.37	38.45	83.82	2.82	4095	362	2.36	0.62	2.98
1'	2:01	180.0	49.18	42.26	91.44	3.10	4068	369	2.63	0.69	3.32
10'	2:11	180.0	49.18	42.26	91.44	3.10	4041	381	2.90	0.81	3.71
1'	2:12	195.0	52.99	46.07	99.06	3.38	4009	389	3.22	0.89	4.11
10'	2:22	195.0	52.99	46.07	99.06	3.38	3970	400	3.61	1.00	4.61
1'	2:23	210.0	56.80	49.88	106.68	3.66	3538	417	7.93	1.17	9.10
10'	2:33	210.0	56.80	49.88	106.68	3.66	2913	440	14.18	1.40	15.58
1'	2:34	225.0	60.61	53.69	114.30	3.94	2500	457	18.31	1.57	19.88
10'	2:44	225.0	60.61	53.69	114.30	3.94	2308	482	20.23	1.82	22.05

Fonte: Dados da pesquisa.

Tabela 8 - Descarregamento PCE 01

Tempo		Carga manômetro	Carga ponta	Carga fuste	Carga total	A.I. fuste	Leituras		Deslocamento		
Δt	(h:min)						Ponta	Fuste	Ponta	Fuste	Total
		(Kgf/cm ²)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf/m ²)	0.01 (mm)	0.01 (mm)	(mm)	(mm)	(mm)
DESCARREGAMENTO											
-	-	45.00	11.43	11.43	-	0.82	-	-	-	-	-
0	0.00	225.00	60.61	53.69	114.30	3.88	2308	482	20.23	1.82	22.05
1'	0.01	180.00	49.18	42.26	91.44	3.06	2314	479	20.17	1.79	21.96
10'	0.10	180.00	49.18	42.26	91.44	3.06	2315	479	20.16	1.79	21.95
1'	0.11	135.00	37.75	30.83	68.58	2.24	2338	470	19.93	1.70	21.63
10'	0.21	135.00	37.75	30.83	68.58	2.24	2340	470	19.91	1.70	21.61
1'	0.22	90.00	26.32	19.40	45.72	1.42	2374	460	19.57	1.60	21.17
10'	0.32	90.00	26.32	19.40	45.72	1.42	2381	456	19.50	1.56	21.06
1'	0.33	45.00	14.89	7.97	22.86	0.60	2411	447	19.20	1.47	20.67
10'	0.43	45.00	14.89	7.97	22.86	0.60	2421	443	19.10	1.43	20.53
1'	0.44	0.00	3.46	0.00	3.46	0.00	2489	427	18.42	1.27	19.69
10'	0.43	45.00	14.89	7.97	22.86	0.60	2421	443	19.10	1.43	20.53
1'	0.44	0.00	3.46	0.00	3.46	0.00	2489	427	18.42	1.27	19.69
10'	0.54	0.00	3.46	0.00	3.46	0.00	2497	422	18.34	1.22	19.56
20'	1.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2505	415	18.26	1.15	19.41

Fonte: Dados da pesquisa.

Conforme mostrado no Gráfico 7, o deslocamento permaneceu estável até a carga na ponta de 11,08 tf, ou seja, a resistência do maciço de solo na ponta foi superada, porque houve um deslocamento de 0,01 mm na ponta. Os deslocamentos foram gradativos até atingir 53,0 tf, a partir desta carga ocorre um deslocamento mais acentuado, até atingir o fim do ensaio com a carga máxima de 60,61 tf. Além disso, nota-se que no período de descarregamento houve uma recuperação de 1,97 mm.

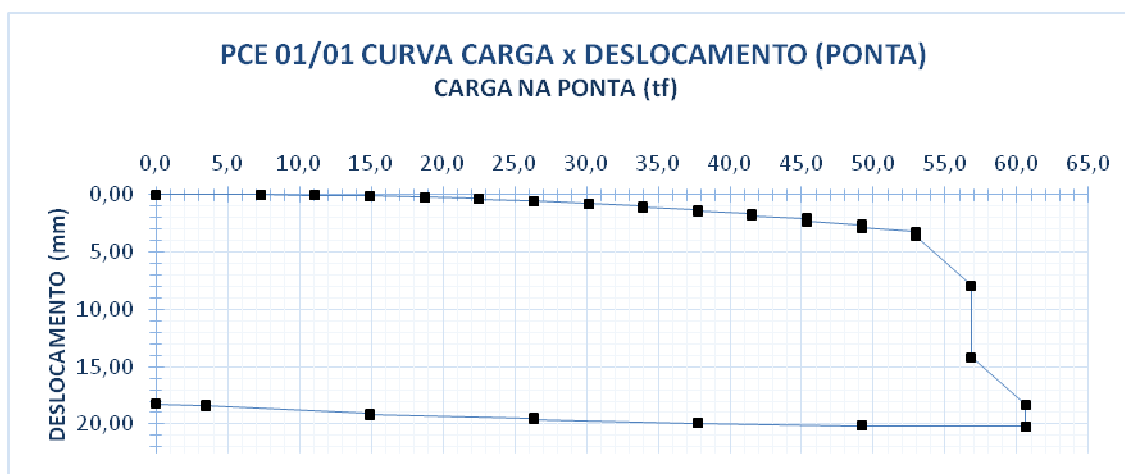


Gráfico 7 - PCE 01/01: curva carga x deslocamento (ponta).

De acordo com o Gráfico 8, o deslocamento permaneceu estável até a carga no fuste de 7,27 tf, ou seja, a resistência do atrito lateral do fuste foi superada, porque houve um deslocamento de 0,04 mm no fuste. Os deslocamentos foram gradativos até atingir 50 tf, a partir desta carga ocorre um deslocamento mais acentuado até atingir o fim do ensaio com a carga de 53,7 tf. Além disso, nota-se que no período de descarregamento houve uma recuperação de 2,64 mm.

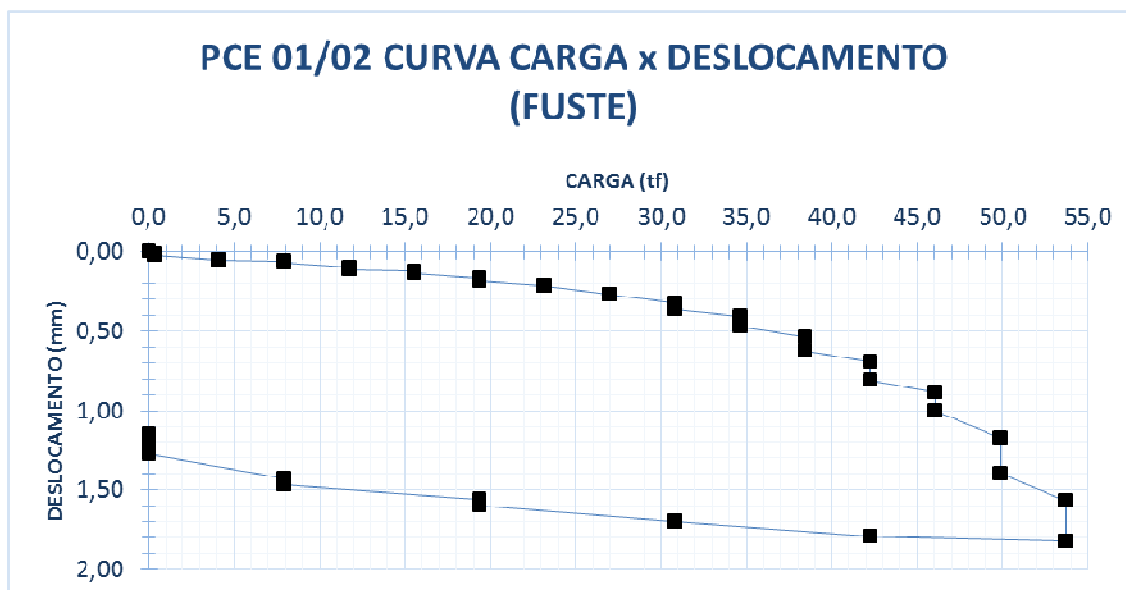


Gráfico 8 - PCE 01/02: curva carga x deslocamento (fuste).

No Gráfico 9, o que se observa é a variação da tensão do atrito lateral no fuste com um comportamento de pequena variação até 1,80 tf de tensão para uma manifestação mais acentuada até atingir a tensão máxima de 3,9 tf. Pode-se também observar que a recuperação após o descarregamento foi de 0,55 mm.

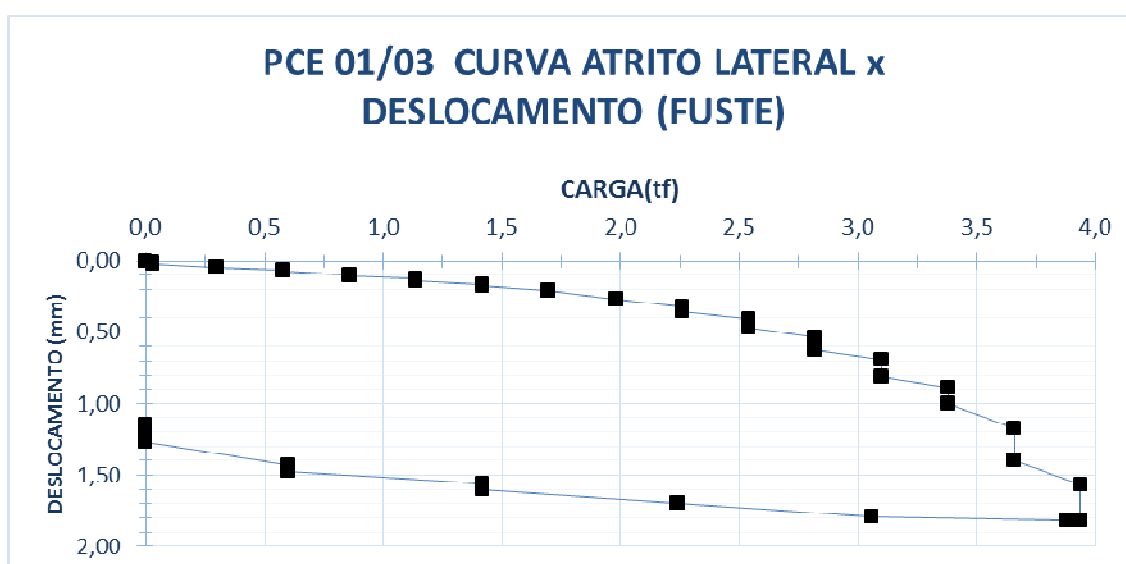


Gráfico 9 - PCE 01/03: curva atrito lateral x deslocamento (fuste).

No Gráfico 10, o deslocamento da estaca permaneceu estável até a carga de 22,9 tf, para uma manifestação mais acentuada até a carga de 99 tf, a partir desta carga ocorre uma manifestação brusca de deslocamento até atingir a carga máxima de 114,3 tf. Quanto ao descarregamento, houve uma recuperação no deslocamento de 2,64 mm.

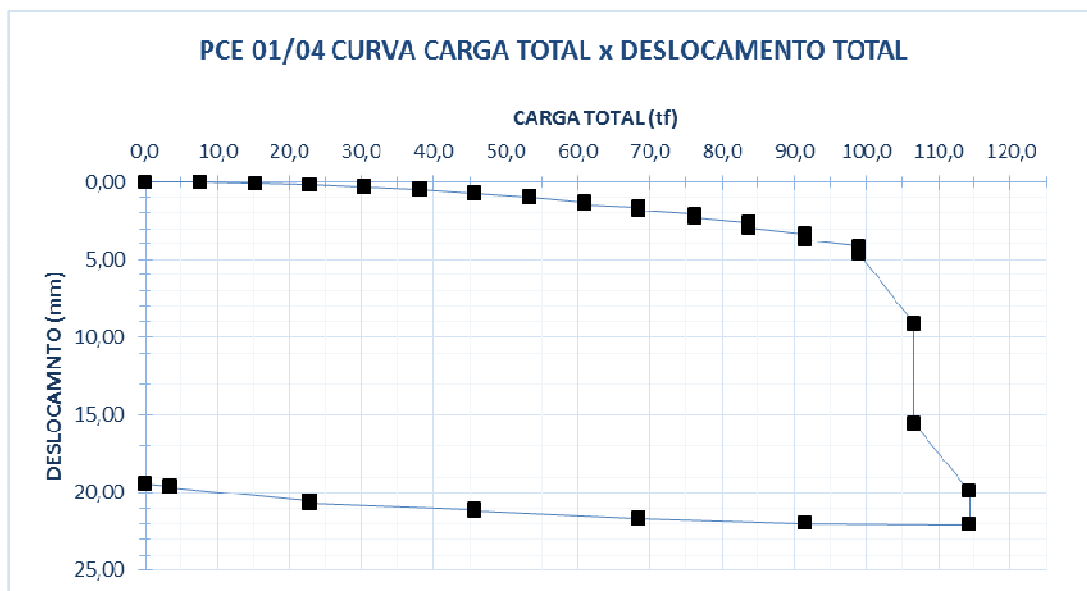


Gráfico 10 - PCE 01/04: curva carga total x deslocamento total.

No Gráfico 11, observa-se que o maior deslocamento foi experimentado pela ponta de estaca, portanto pode-se concluir que a carga de ruptura foi devida ao deslocamento da ponta. Tal situação é condição ideal para o ensaio de prova de carga, através da célula hidrodinâmica, ser eficiente.

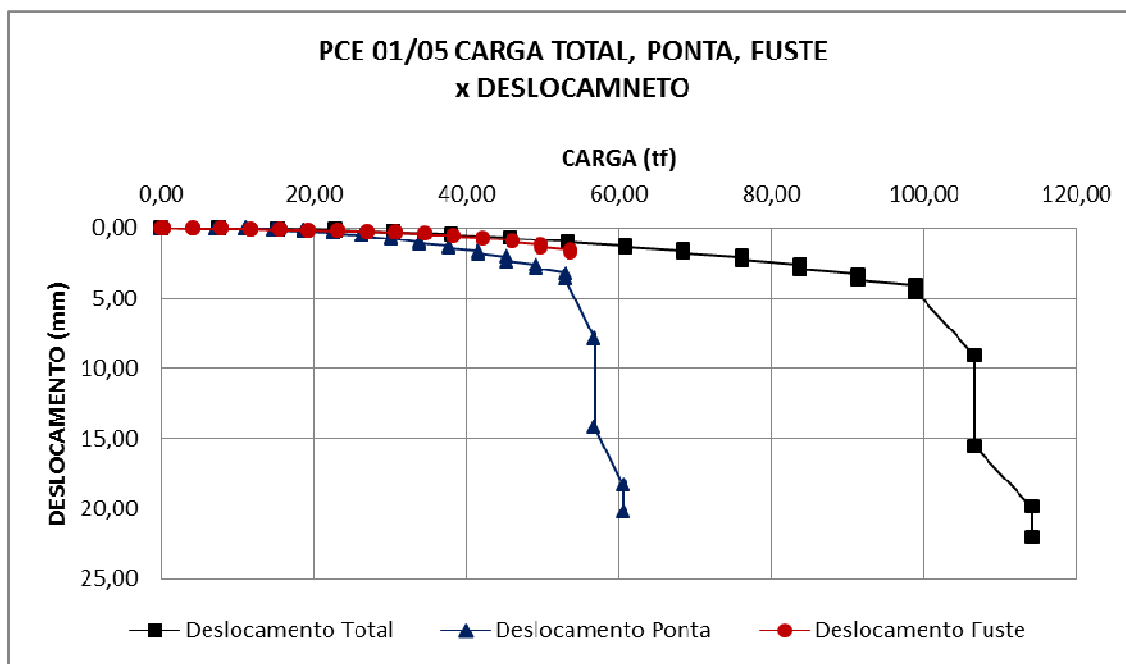


Gráfico 11 - PCE 01/05: deslocamento total, ponta, fuste x carga.

Tabela 9 - Curva carga x recalque interpolada

PCE 01 - Curva carga x deslocamento (estaca inteira)			
Deslocamento (mm)	Carga Ponta	Carga Fuste	Carga Total
0.00	0.00	0.00	0.00
0.06	11.08	7.97	19.05
0.10	14.89	11.78	26.67
0.14	16.03	15.59	31.62
0.21	18.70	23.21	41.91
0.36	22.51	30.83	53.34
0.54	25.84	38.45	64.29
0.81	30.51	42.26	72.77
1.00	33.60	46.07	79.67
1.40	36.19	49.88	86.07
1.82	41.33	53.69	95.02
2.36	45.37	53.69	99.06
2.90	49.18	53.69	102.87
3.61	52.99	53.69	106.68
14.18	56.80	53.69	110.49
20.23	60.61	53.69	114.30

Fonte: Dados da pesquisa.

O Gráfico 12 apresenta intervalos de deslocamentos pré-definidos, onde as cargas de ponta e de fuste se somam quando atingem esse mesmo intervalo de deslocamento. Observa-se que os deslocamentos têm um comportamento gradual até atingir a carga total de 106,7 tf para, posteriormente, os deslocamentos se manifestarem de forma brusca até atingir a carga máxima de 114,3 tf.

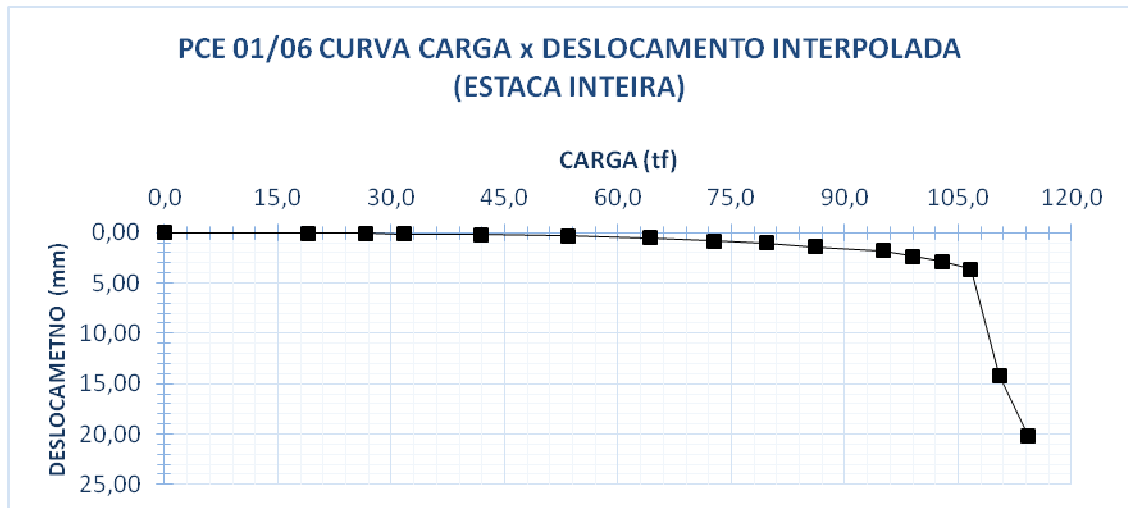


Gráfico 12 - PCE 01/06: curva carga x deslocamento interpolada (estaca inteira).

Observa-se no Gráfico 13, que a tensão lateral é superior ao da ponta já que a ponta sofreu um deslocamento acentuado, onde o deslocamento lateral permaneceu estável com um total de 1,57 mm e 53,7 tf, por outro lado o deslocamento do fuste experimentou um elevado deslocamento ultrapassando os 20,23 mm, apresentando nitidamente o seu limite de resistência em aproximadamente 60,6 tf. Conclui-se que a estaca chegou ao limite de carga de ruptura com a carga total de 114,3 tf. Isto novamente passa ser uma condição ideal para o ensaio de prova de carga, com célula hidrodinâmica, ter sua eficiência satisfeita.

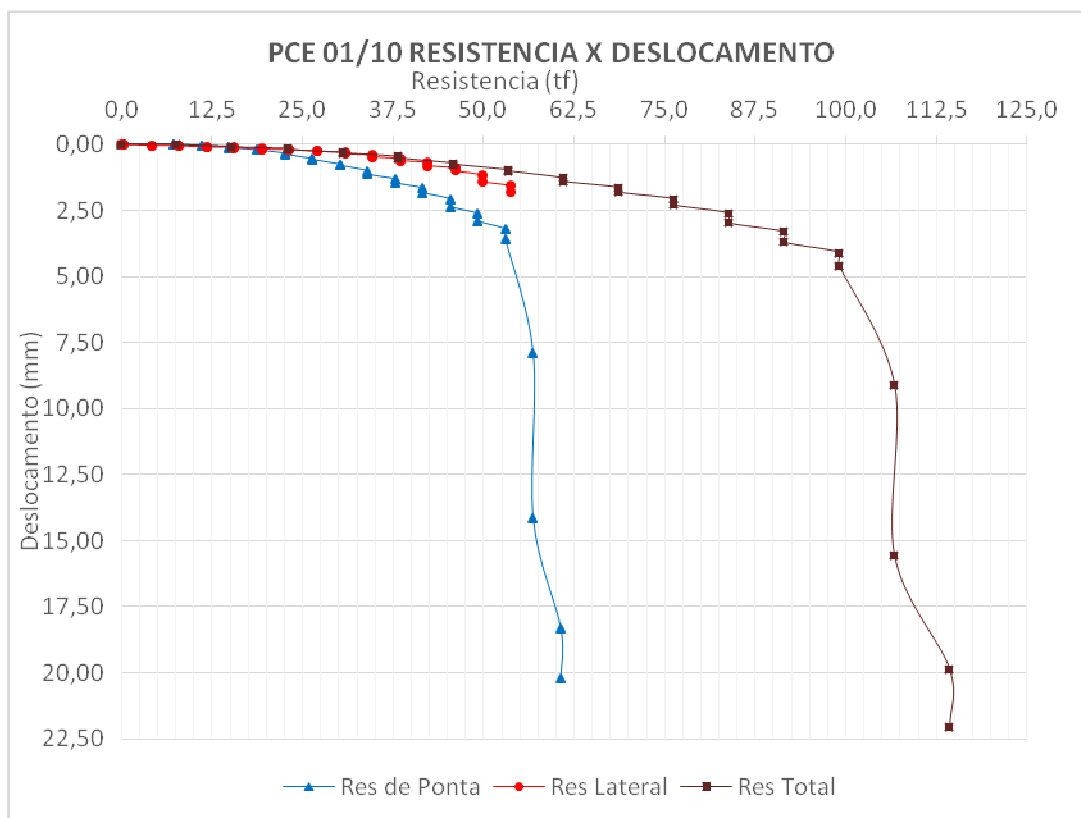


Gráfico 13 - PCE 01/10: resistência x deslocamento.

4.3.2. PCE 02

A prova de carga estática a compressão, com Célula Expansiva hidrodinâmica® foi realizada na estaca de um edifício da obra no Estaleiro Inhauma, Bairro Caju, Rio de Janeiro, RJ.

A estaca ensaiada é do tipo Hélice Contínua, de diâmetro de 30 cm. A prova de carga estática foi realizada com o processo de carregamento rápido, conforme item 3.5.3 da norma NBR12131 (Estacas – Prova de Carga Estática – Método de Ensaio), com carga máxima total de 91,56 tf.

Tabela 10 - Principais resultados obtidos na prova de carga estática executada

Prova de carga	Estaca teste	Seg.	Diâmetro	Comp. conc.	Método de carregamento	Carregamento máximo (tf)	Desloc. máximo (mm)	Desloc. residual (mm)
PCE 02	E 39	FUSTE	Ø - 30	12,00	Rápido	43,69	0,47	0,30
PCE 02	E 39	PONTA	Ø - 30	5,00	Rápido	47,90	12,41	10,99

Fonte: Dados da pesquisa.

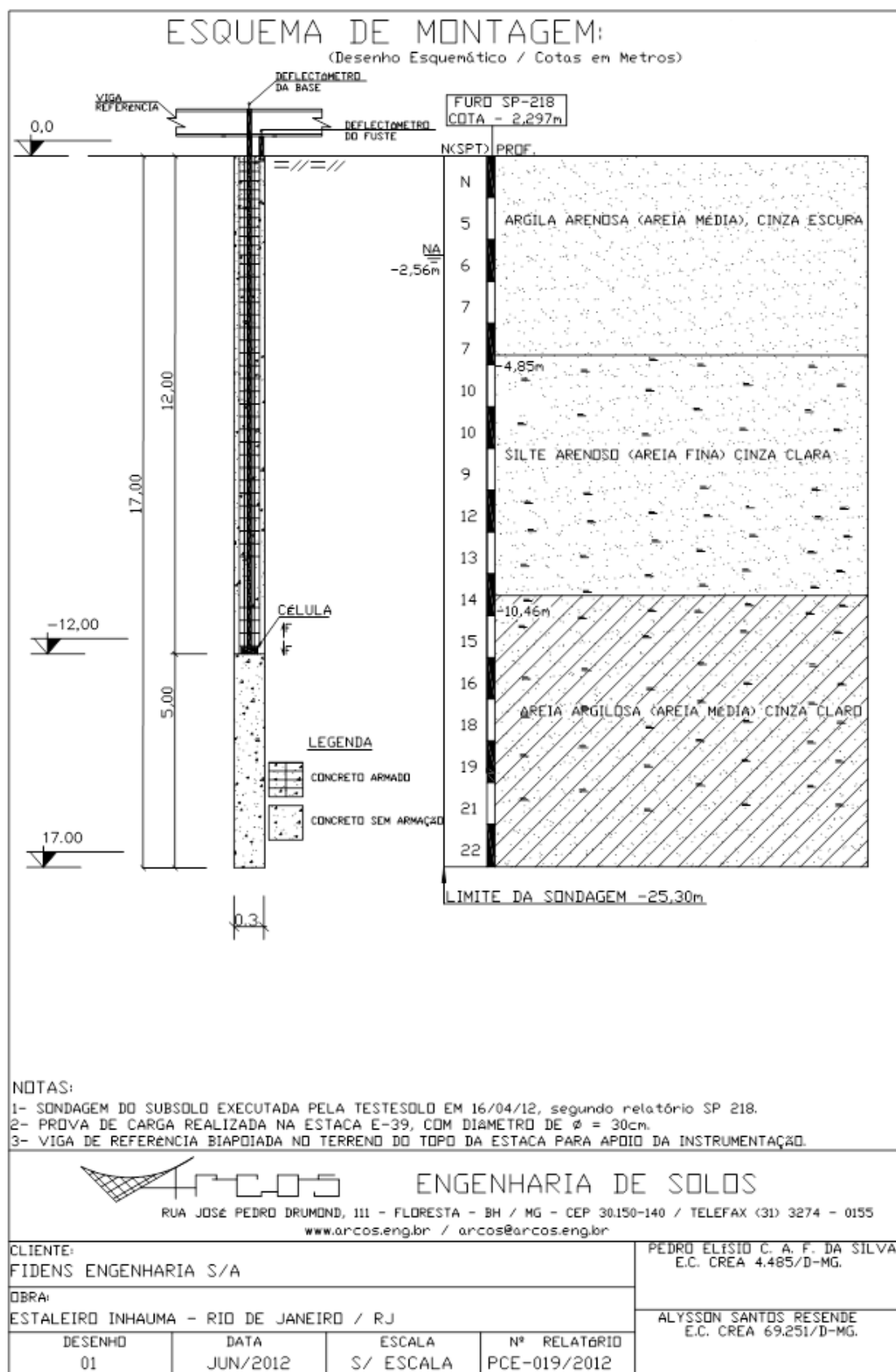


Figura 26 - SPT: PCE 02.

Tabela 11 - Carregamento PCE 02

Recalque de ruptura: NBR 6122 (mm)	Área interna célula (cm ²)	Comp. do fuste (m)	Comp. da ponta (m)	Comp. conc. (m)	Diâmetro (m)	Elemento testado	Carga de projeto (tf)
—	—	12.00	5.00	—	0.30	—	—

Tempo		Carga manômetro	Carga ponta	Carga fuste	Carga total	A.l. fuste	Leituras		Deslocamento		
							Ponta	Fuste	Ponta	Fuste	Total
Δt	(h:min)	(Kgf/cm ²)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf/m ²)	0.01 (mm)	0.01 (mm)	(mm)	(mm)	(mm)
CARREGAMENTO											
0	0:00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	4665	340	0.00	0.00	0.00
1'	0:01	15.0	4.11	0.00	4.11	0.00	4665	340	0.00	0.00	0.00
10'	0:10	15.0	4.11	0.00	4.11	0.00	4665	340	0.00	0.00	0.00
1'	0:11	30.0	6.10	1.86	7.96	0.16	4665	340	0.00	0.00	0.00
10'	0:21	30.0	6.10	1.86	7.96	0.16	4665	340	0.00	0.00	0.00
1'	0:22	45.0	8.09	3.85	11.94	0.34	4659	340	0.06	0.00	0.06
10'	0:32	45.0	8.09	3.85	11.94	0.34	4657	340	0.08	0.00	0.08
1'	0:33	60.0	10.08	5.84	15.92	0.52	4656	340	0.09	0.00	0.09
10'	0:43	60.0	10.08	5.84	15.92	0.52	4656	340	0.09	0.00	0.09
1'	0:44	75.0	12.07	7.83	19.90	0.69	4654	342	0.11	0.02	0.13
10'	0:54	75.0	12.07	7.83	19.90	0.69	4654	342	0.11	0.02	0.13
1'	0:55	90.0	14.06	9.82	23.88	0.87	4650	342	0.15	0.02	0.17
10'	1:05	90.0	14.06	9.82	23.88	0.87	4648	342	0.17	0.02	0.19

Continua...

Tabela 11, Continuação

Tempo		Carga manômetro	Carga ponta	Carga fuste	Carga total	A.l. fuste	Leituras		Deslocamento		
Δt	(h:min)						Ponta	Fuste	Ponta	Fuste	Total
		(Kgf/cm ²)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf/m ²)	0.01 (mm)	0.01 (mm)	(mm)	(mm)	(mm)
CARREGAMENTO											
1'	1:06	105.0	16.05	11.81	27.86	1.05	4647	342	0.18	0.02	0.20
10'	1:16	105.0	16.05	11.81	27.86	1.05	4645	342	0.20	0.02	0.22
1'	1:17	120.0	18.04	13.80	31.84	1.23	4640	342	0.25	0.02	0.27
10'	1:27	120.0	18.04	13.80	31.84	1.23	4637	344	0.28	0.04	0.32
1'	1:28	135.0	20.03	15.79	35.82	1.40	4631	346	0.34	0.06	0.40
10'	1:38	135.0	20.03	15.79	35.82	1.40	4628	350	0.37	0.10	0.47
1'	1:39	150.0	22.02	17.78	39.80	1.58	4621	350	0.44	0.10	0.54
10'	1:49	150.0	22.02	17.78	39.80	1.58	4618	350	0.47	0.10	0.57
1'	1:50	165.0	24.01	19.77	43.78	1.76	4613	350	0.52	0.10	0.62
10'	2:00	165.0	24.01	19.77	43.78	1.76	4608	352	0.57	0.12	0.69
1'	2:01	180.0	26.00	21.76	47.76	1.94	4600	352	0.65	0.12	0.77
10'	2:11	180.0	26.00	21.76	47.76	1.94	4595	353	0.70	0.13	0.83
1'	2:12	195.0	27.99	23.75	51.74	2.11	4589	354	0.76	0.14	0.90
10'	2:22	195.0	27.99	23.75	51.74	2.11	4583	355	0.82	0.15	0.97
1'	2:23	210.0	29.98	25.74	55.72	2.29	4568	355	0.97	0.15	1.12
10'	2:33	210.0	29.98	25.74	55.72	2.29	4555	356	1.10	0.16	1.26
1'	2:34	225.0	31.97	27.73	59.70	2.47	4520	359	1.45	0.19	1.64
10'	2:44	225.0	31.97	27.73	59.70	2.47	4468	362	1.97	0.22	2.19
1'	2:45	240.0	33.96	29.72	63.68	2.65	4395	363	2.70	0.23	2.93
10'	2:55	240.0	33.96	29.72	63.68	2.65	4293	365	3.72	0.25	3.97

Continua...

Tabela 11, Continuação

Tempo		Carga manômetro	Carga ponta	Carga fuste	Carga total	A.l. fuste	Leituras		Deslocamento		
Δt	(h:min)						Ponta	Fuste	Ponta	Fuste	Total
		(Kgf/cm ²)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf/m ²)	0.01 (mm)	0.01 (mm)	(mm)	(mm)	(mm)
CARREGAMENTO											
1'	2:56	255.0	35.95	31.71	67.66	2.82	4115	368	5.50	0.28	5.78
10'	3:06	255.0	35.95	31.71	67.66	2.82	4080	370	5.85	0.30	6.15
1'	3:07	270.0	37.94	33.70	71.64	3.00	4028	371	6.37	0.31	6.68
10'	3:17	270.0	37.94	33.70	71.64	3.00	3971	373	6.94	0.33	7.27
1'	3:18	285.0	39.93	35.69	75.62	3.18	3935	373	7.30	0.33	7.63
10'	3:28	285.0	39.93	35.69	75.62	3.18	3886	373	7.79	0.33	8.12
1'	3:29	300.0	41.92	37.68	79.60	3.36	3811	374	8.54	0.34	8.88
10'	3:39	300.0	41.92	37.68	79.60	3.36	3737	377	9.28	0.37	9.65
1'	3:40	315.0	43.91	39.67	83.58	3.53	3700	378	9.65	0.38	10.03
10'	3:50	315.0	43.91	39.67	83.58	3.53	3664	378	10.01	0.38	10.39
1'	3:51	330.0	45.90	41.66	87.56	3.71	3615	378	10.50	0.38	10.88
10'	4:01	330.0	45.90	41.66	87.56	3.71	3575	381	10.90	0.41	11.31
20'	4:21	345.0	47.90	43.66	91.56	3.89	3506	384	11.59	0.44	12.03
30'	4:51	345.0	47.90	43.66	91.56	3.89	3440	387	12.25	0.47	12.72
30'	5:21	345.0	47.90	43.66	91.56	3.89	3440	387	12.25	0.47	12.72
30'	5:51	345.0	47.90	43.66	91.56	3.89	3440	387	12.25	0.47	12.72

Fonte: Dados da pesquisa.

Tabela 12 - Descarregamento PCE 02

Tempo		Carga manômetro	Carga ponta	Carga fuste	Carga total	A.l. fuste	Leituras		Deslocamento		
Δt	(h:min)	(Kgf/cm ²)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf/m ²)	Ponta	Fuste	Ponta	Fuste	Total
							0.01 (mm)	0.01 (mm)	(mm)	(mm)	(mm)
DESCARREGAMENTO											
0	0:00	345.00	47.90	43.66	91.56	3.89	3425	382	12.40	0.52	12.92
1'	0:01	275.00	38.61	34.36	72.97	3.07	3427	382	12.38	0.52	12.90
10'	0:10	275.00	38.61	34.36	72.97	3.07	3437	380	12.28	0.50	12.78
1'	0:11	205.00	29.32	25.06	54.38	2.25	3442	380	12.23	0.50	12.73
10'	0:21	205.00	29.32	25.06	54.38	2.25	3456	377	12.09	0.47	12.56
1'	0:22	135.00	20.03	15.76	35.79	1.43	3460	377	12.05	0.47	12.52
10'	0:32	135.00	20.03	15.76	35.79	1.43	3484	374	11.81	0.44	12.25
1'	0:33	65.00	10.74	6.46	17.20	0.61	3488	373	11.77	0.43	12.20
10'	0:43	65.00	10.74	6.46	17.20	0.61	3557	368	11.08	0.38	11.46
1'	0:44	0.00	1.45	0.00	1.45	0.00	3557	366	11.08	0.36	11.44
10'	0:54	0.00	1.45	0.00	1.45	0.00	3562	365	11.03	0.35	11.38
20'	1:14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3567	365	10.98	0.35	11.33

Fonte: Dados da pesquisa.

Conforme o Gráfico 14, o deslocamento permaneceu estável até a carga na ponta de 11,4 tf, ou seja, a resistência da ponta foi superada, porque houve um deslocamento de 0,06 mm na ponta. Os deslocamentos foram gradativos até atingir 35,2 tf, a partir desta carga ocorre um deslocamento mais acentuado, até atingir o fim do ensaio com a carga máxima de 47,90 tf. Além disso, nota-se que no período de descarregamento houve uma recuperação de 1,57 mm.

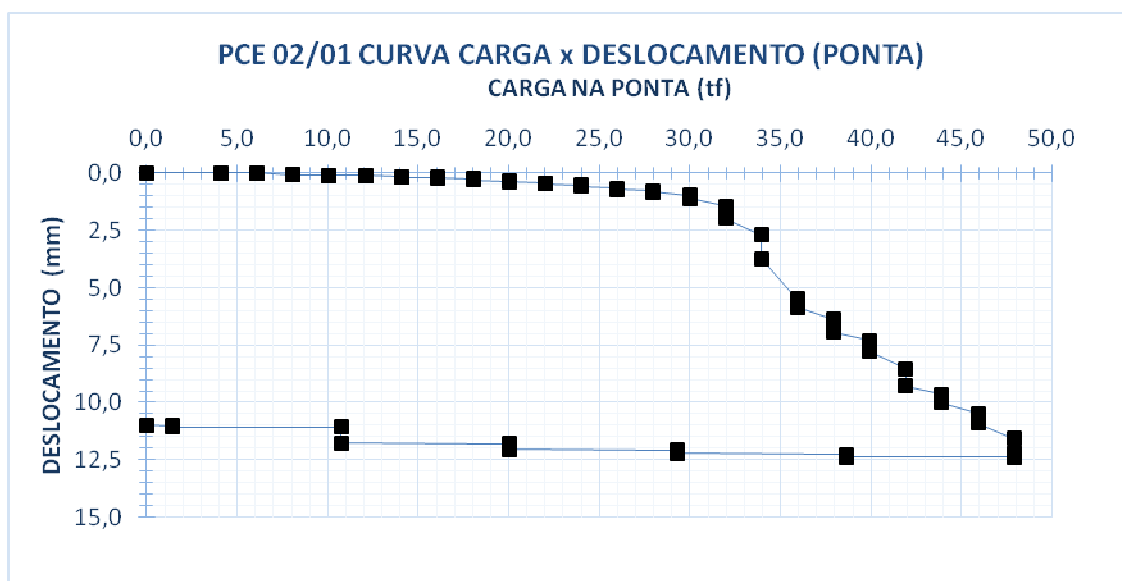


Gráfico 14 - PCE 02/01: curva carga x deslocamento (ponta).

Conforme o Gráfico 15, o deslocamento permaneceu estável até a carga no fuste de 7,83 tf, ou seja, a resistência do atrito lateral do fuste foi superada, porque houve um deslocamento de 0,20 mm no fuste. Os deslocamentos foram gradativos até atingir 15,79 tf, a partir desta carga ocorre um deslocamento mais acentuado até atingir o fim do ensaio com a carga de 43,66 tf. Além disso, nota-se que no período de descarregamento houve uma recuperação de 1,39 mm.

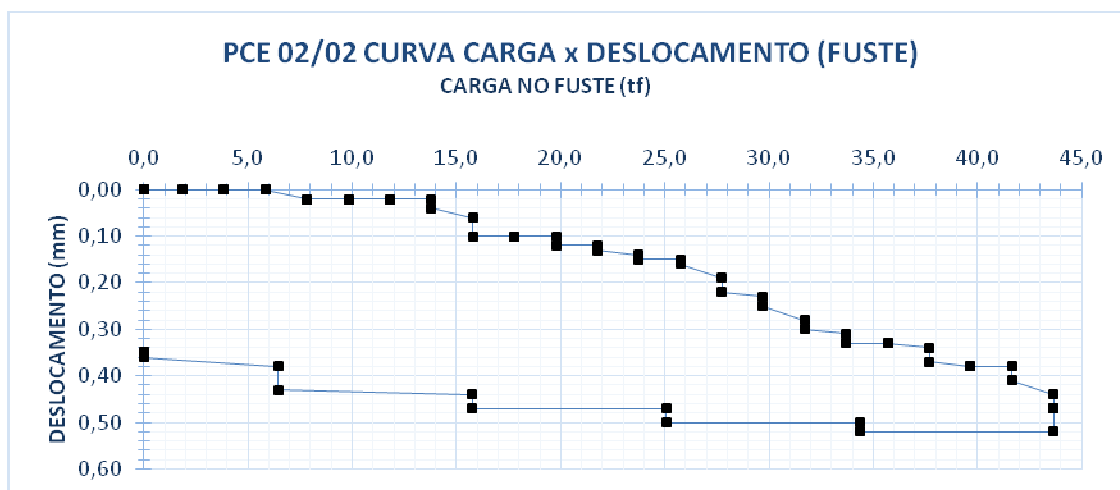


Gráfico 15 - PCE 02/02: curva carga x deslocamento (fuste).

No Gráfico 16, o que se observa é a variação da tensão do atrito lateral no fuste com um comportamento de pequena variação até 1,20 tf de tensão para uma manifestação mais acentuada até atingir a tensão máxima de 3,89 tf. Pode-se também observar que a recuperação após o descarregamento foi de 0,12 mm.

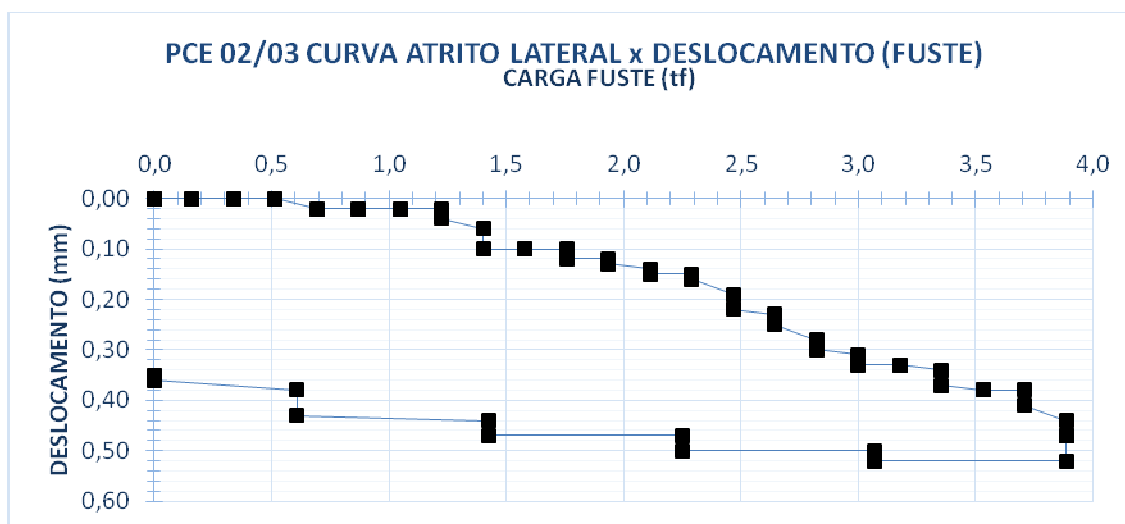


Gráfico 16 - PCE 02/03: curva atrito lateral x deslocamento (fuste).

No Gráfico 17, o deslocamento da estaca permaneceu estável até a carga de 11,94 tf, para uma manifestação mais acentuada até a carga de 63,68 tf, a partir desta carga ocorre uma manifestação brusca de deslocamento até atingir a carga máxima de 91,56 tf. Quanto ao descarregamento, houve uma recuperação no deslocamento de 1,39 mm.

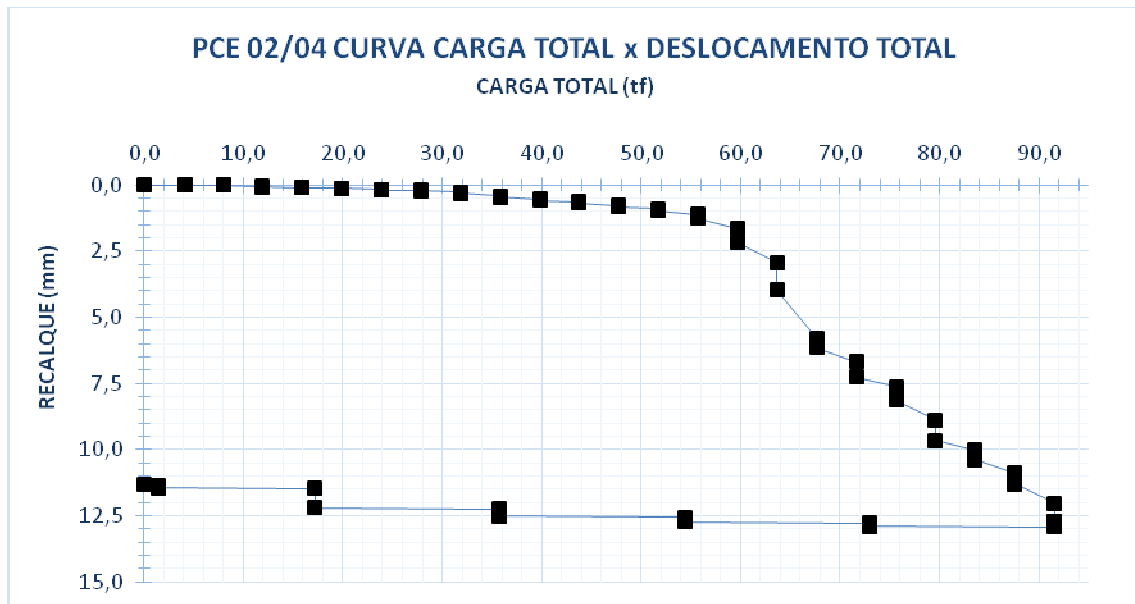


Gráfico 17 - PCE 02/04: curva total x deslocamento total.

No Gráfico 18, observa-se que o maior deslocamento foi experimentado pela ponta de estaca, portanto pode-se concluir que a limitação da capacidade de carga da estaca deve-se à ponta. Tal situação é condição ideal para o ensaio de prova de carga através da célula hidrodinâmica ser eficiente.

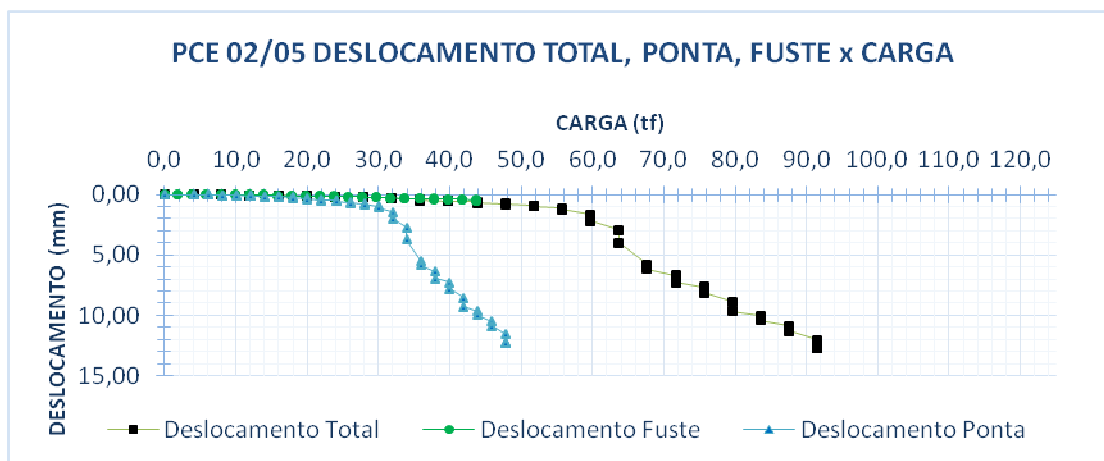


Gráfico 18 - PCE 02/05: deslocamento total, ponta, fuste x carga.

Tabela 13 - Curva carga x recalque interpolada

PCE 02 - Curva carga x deslocamento (estaca inteira)			
Deslocamento (mm)	Carga Ponta	Carga Fuste	Carga Total
0.00	0.00	0.00	0.00
0.06	8.09	15.79	23.88
0.10	11.07	19.77	30.84
0.28	18.04	31.72	49.76
0.37	20.04	37.69	57.73
0.47	22.03	43.66	65.69
0.57	24.02	43.66	67.68
0.70	26.01	43.66	69.67
0.82	28.00	43.66	71.66
1.10	29.99	43.66	73.65
1.97	31.98	43.66	75.64
3.72	33.97	43.66	77.63
5.85	35.96	43.66	79.62
6.94	37.95	43.66	81.61
7.79	39.94	43.66	83.60
9.28	41.93	43.66	85.59
10.01	43.92	43.66	87.58
10.90	45.91	43.66	89.57
12.41	47.90	43.66	91.56

No Gráfico 19, apresentam intervalos de deslocamentos pré-definidos, onde as cargas de ponta e de fuste se somam quando atingem esse deslocamento. Observa-se que os deslocamentos têm um comportamento gradual até atingir a carga total de 75,64 tf para, posteriormente, os deslocamentos se manifestarem de forma brusca até atingir a carga máxima de 91,56 tf.

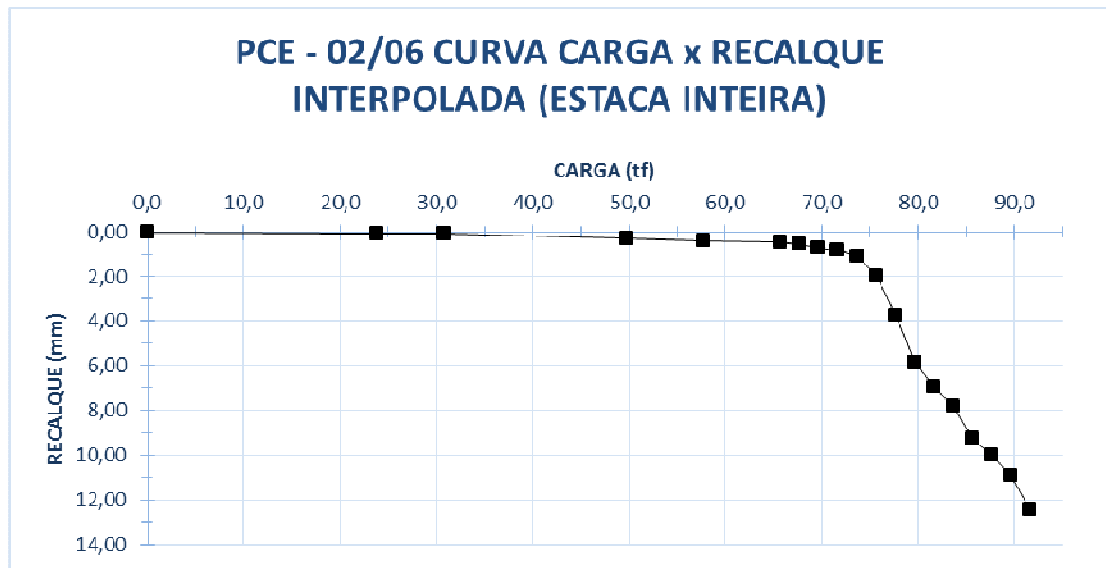


Gráfico 19 - PCE 02/06: curva carga x recalque interpolada (estaca inteira).

Observa-se no Gráfico 20 que a tensão lateral é superior ao da ponta já que a ponta sofreu um deslocamento acentuado apresentando nitidamente o seu limite de resistência em aproximadamente 47,9 tf, com um deslocamento superior a 12 mm. Conclui-se que a estaca chegou ao limite de capacidade de resistência em função do deslocamento da ponta, já que o deslocamento do fuste foi muito inferior ao experimentado pela ponta. Isto novamente passa ser uma condição ideal para o ensaio de prova de carga, com célula hidrodinâmica, ter sua eficiência satisfeita.

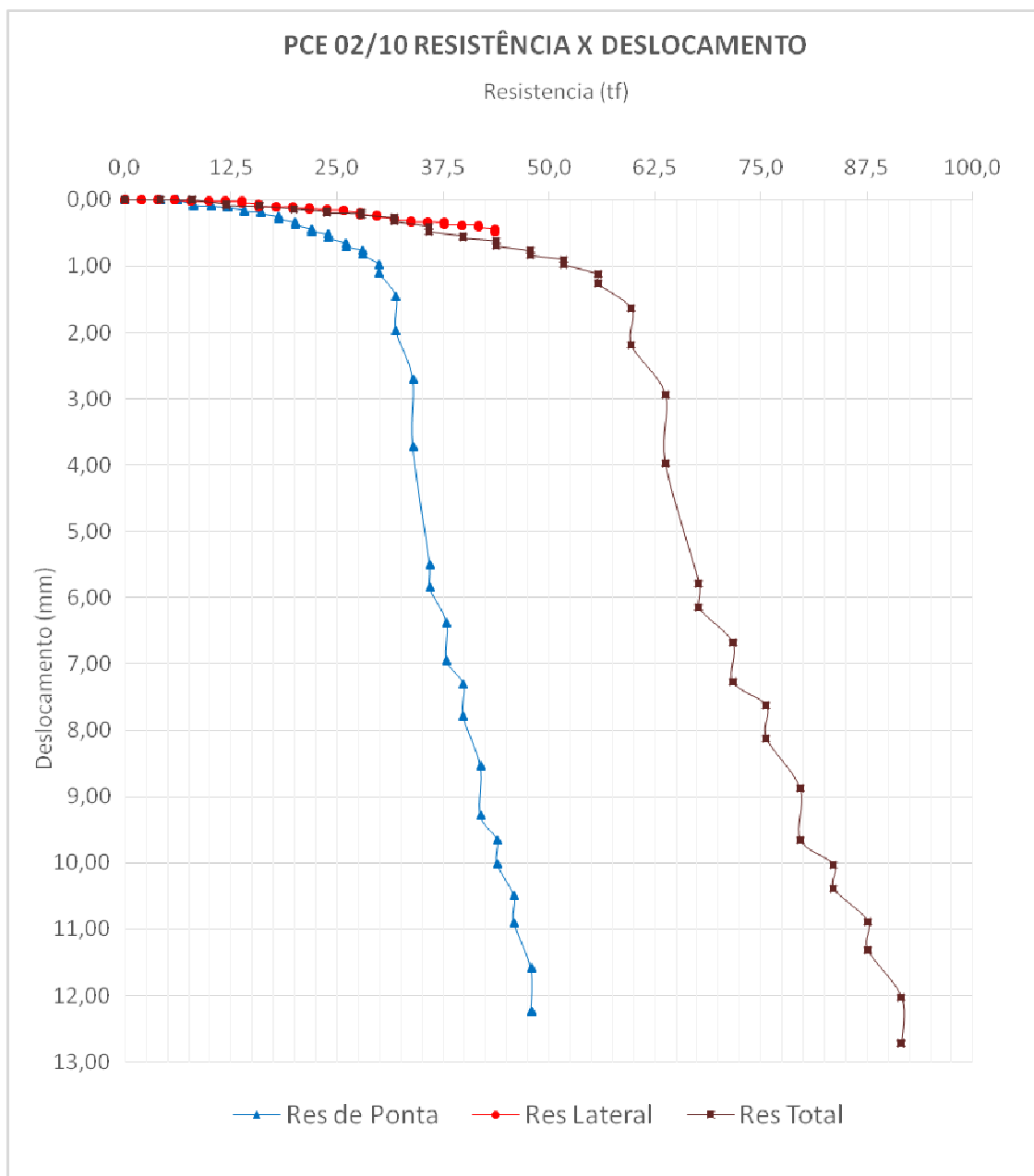


Gráfico 20 - PCE 02/10: resistência x deslocamento.

4.3.3. PCE 03

A prova de carga estática a compressão, com Célula Expansiva hidrodinâmica® foi realizada em estaca escavada em uma obra em Belo Horizonte, MG.

A estaca ensaiada é do tipo Hélice Continua, diâmetro de 700 mm. A prova de carga estática foi realizada com o processo de carregamento rápido, conforme item 3.5.3 da norma NBR 12131 (Estacas – Prova de Carga Estática – Método de Ensaio), com carga máxima total de 117,52 tf.

Tabela 14 - Principais resultados obtidos na prova de carga estática executada

Prova de carga	Estaca teste	Seg.	Diâmetro	Comp. conc.	Método de carregamento	Carregamento máximo (tf)	Desloc. máximo (mm)	Desloc. residual (mm)
PCE 03	E 3B	FUSTE	Ø - 70	6,25	Rápido	52,75	19,47	19,26
PCE 03	E 3B	PONTA	Ø - 70	3,00	Rápido	64,77	4,52	2,86

Fonte: Dados da pesquisa.

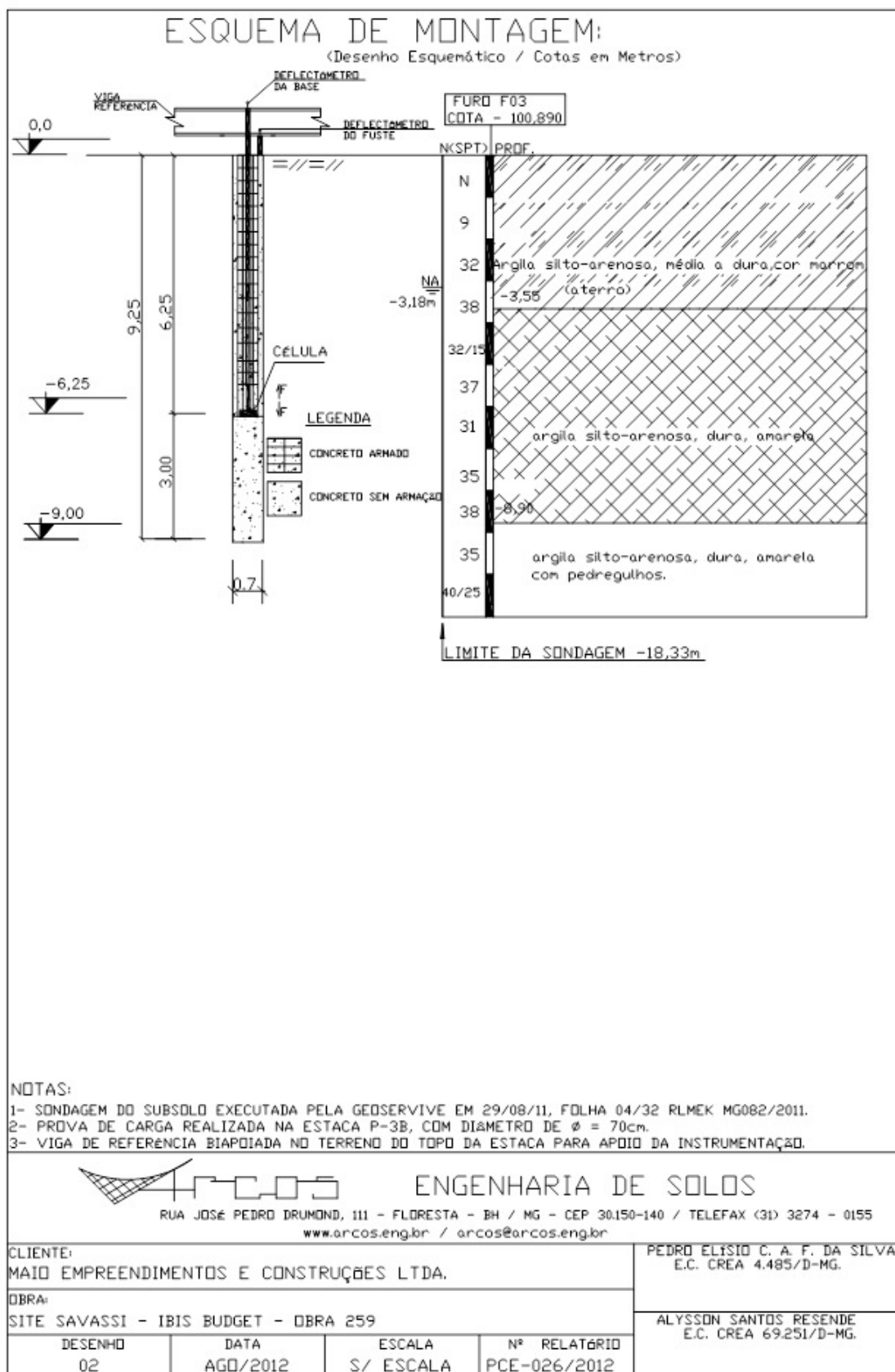


Figura 27 - SPT: PCE 03.

Tabela 15 - Carregamento PCE 03

Recalque de ruptura: NBR 6122 (mm)	Área interna célula (cm ²)	Comp. do fuste (m)	Comp. da ponta (m)	Comp. conc. (m)	Diâmetro (m)	Elemento testado	Carga de projeto (tf)
—	—	12.00	5.00	—	0.30	—	—

Tempo		Carga manômetro	Carga ponta	Carga fuste	Carga total	A.I. fuste	Leituras		Deslocamento		
							Ponta	Fuste	Ponta	Fuste	Total
Δt	(h:min)	(Kgf/cm ²)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf/m ²)	0.01 (mm)	0.01 (mm)	(mm)	(mm)	(mm)
CARREGAMENTO											
-	-	10.0	4.52	4.52	-	0.33	-	-	-	-	-
0	0:00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	4965	693	0.00	0.00	0.00
1'	0:01	10.0	10.53	0.00	10.53	0.00	4964	693	0.01	0.00	0.01
10'	0:10	10.0	10.53	0.00	10.53	0.00	4964	693	0.01	0.00	0.01
1'	0:11	20.0	15.05	3.03	18.08	0.22	4963	693	0.02	0.00	0.02
10'	0:21	20.0	15.05	3.03	18.08	0.22	4963	693	0.02	0.00	0.02
1'	0:22	30.0	19.57	7.55	27.12	0.55	4954	693	0.11	0.00	0.11
10'	0:32	30.0	19.57	7.55	27.12	0.55	4954	694	0.11	0.01	0.12
1'	0:33	40.0	24.09	12.07	36.16	0.88	4948	695	0.17	0.02	0.19
10'	0:43	40.0	24.09	12.07	36.16	0.88	4943	697	0.22	0.04	0.26
1'	0:44	50.0	28.61	16.59	45.20	1.21	4923	704	0.42	0.11	0.53

Continua...

Tabela 15, Continuação

Tempo		Carga manômetro	Carga ponta	Carga fuste	Carga total	A.l. fuste	Leituras		Deslocamento		
							Ponta	Fuste	Ponta	Fuste	Total
Δt	(h:min)	(Kgf/cm ²)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf/m ²)	0.01 (mm)	0.01 (mm)	(mm)	(mm)	(mm)
10'	0:54	50.0	28.61	16.59	45.20	1.21	4915	707	0.50	0.14	0.64
1'	0:55	60.0	33.13	21.11	54.24	1.54	4883	727	0.82	0.34	1.16
10'	1:05	60.0	33.13	21.11	54.24	1.54	4871	737	0.94	0.44	1.38
1'	1:06	70.0	37.65	25.63	63.28	1.87	4850	761	1.15	0.68	1.83
10'	1:16	70.0	37.65	25.63	63.28	1.87	4830	785	1.35	0.92	2.27
1'	1:17	80.0	42.17	30.15	72.32	2.20	4805	826	1.60	1.33	2.93
10'	1:27	80.0	42.17	30.15	72.32	2.20	4792	855	1.73	1.62	3.35
1'	1:28	90.0	46.69	34.67	81.36	2.53	4761	927	2.04	2.34	4.38
10'	1:38	90.0	46.69	34.67	81.36	2.53	4746	976	2.19	2.83	5.02
1'	1:39	100.0	51.21	39.19	90.40	2.86	4712	1100	2.53	4.07	6.60
10'	1:49	100.0	51.21	39.19	90.40	2.86	4691	1184	2.74	4.91	7.65
1'	1:50	110.0	55.73	43.71	99.44	3.19	4657	1370	3.08	6.77	9.85
10'	2:00	110.0	55.73	43.71	99.44	3.19	4645	1442	3.20	7.49	10.69
1'	2:01	120.0	60.25	48.23	108.48	3.52	4598	1795	3.67	11.02	14.69
10'	2:11	120.0	60.25	48.23	108.48	3.52	4578	1929	3.87	12.36	16.23
1'	2:12	130.0	64.77	52.75	117.52	3.85	4532	2452	4.33	17.59	21.92
10'	2:22	130.0	64.77	52.75	117.52	3.85	4513	2640	4.52	19.47	23.99

Fonte: Dados da pesquisa.

Tabela 16 - Descarregamento PCE 03

Tempo		Carga manômetro	Carga ponta	Carga fuste	Carga total	A.I. fuste	Leituras		Deslocamento		
							Ponta	Fuste	Ponta	Fuste	Total
Δt	(h:min)	(Kgf/cm ²)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf/m ²)	0.01 (mm)	0.01 (mm)	(mm)	(mm)	(mm)
DESCARREGAMENTO											
-	-	26.00	11.75	11.76	-	0.86	-	-	-	-	-
0	0:00	130.00	64.77	52.75	117.52	3.84	4513	2640	4.52	19.47	23.99
1'	0:01	104.00	53.02	40.99	94.01	2.98	4514	2640	4.51	19.47	23.98
10'	0:10	104.00	53.02	40.99	94.01	2.98	4514	2640	4.51	19.47	23.98
1'	0:11	78.00	41.27	29.23	70.50	2.12	4526	2640	4.39	19.47	23.86
10'	0:21	78.00	41.27	29.23	70.50	2.12	4529	2640	4.36	19.47	23.83
1'	0:22	52.00	29.52	17.47	46.99	1.26	4551	2640	4.14	19.47	23.61
10'	0:32	52.00	29.52	17.47	46.99	1.26	4552	2640	4.13	19.47	23.60
1'	0:33	26.00	17.77	5.71	23.48	0.40	4582	2640	3.83	19.47	23.30
10'	0:43	26.00	17.77	5.71	23.48	0.40	4584	2640	3.81	19.47	23.28
1'	0:44	0.00	6.02	0.00	6.02	0.00	4642	2627	3.23	19.34	22.57
10'	0:54	0.00	6.02	0.00	6.02	0.00	4650	2627	3.15	19.34	22.49
20'	1:14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4679	2619	2.86	19.26	22.12

Fonte: Dados da pesquisa.

Conforme o Gráfico 21, o deslocamento permaneceu estável até a carga na ponta de 10,53 tf, ou seja, a resistência da ponta foi superada, porque houve um deslocamento de 0,01 mm na ponta. Os deslocamentos foram gradativos num primeiro momento até atingir 24,09 tf, e a partir desta carga passa a ter um deslocamento mais acentuado, até atingir o fim do ensaio com a carga máxima de 64,77 tf. Além disso, nota-se que no período de descarregamento houve uma recuperação de 1,87 mm.

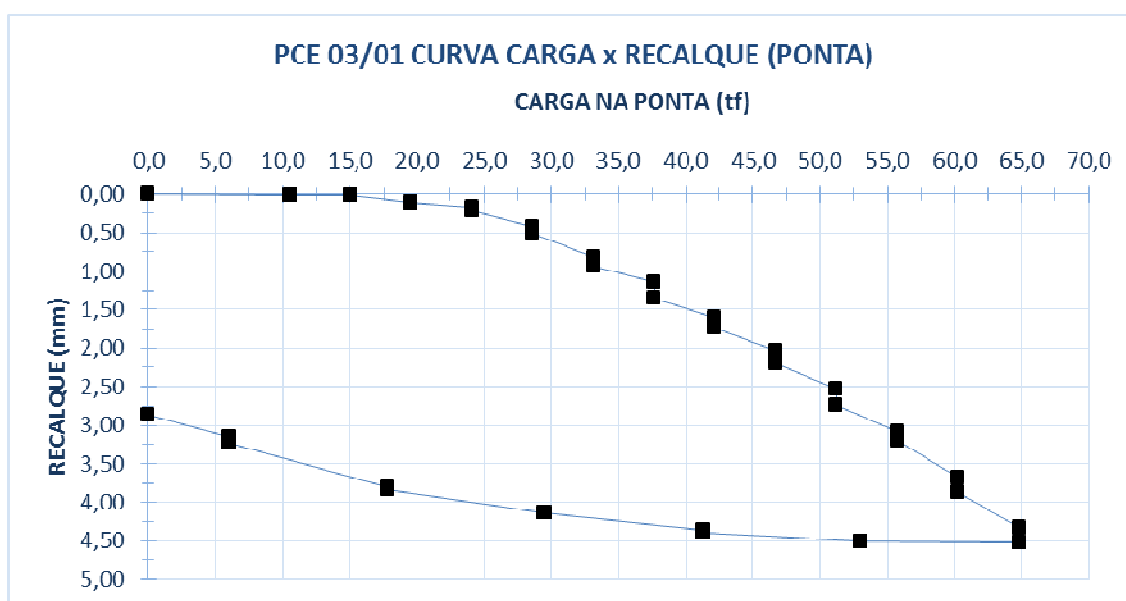


Gráfico 21 - PCE 03/01: curva carga x recalque (ponta).

Conforme o Gráfico 22, o deslocamento permaneceu estável até a carga no fuste de 7,55 tf, ou seja, a resistência do atrito lateral do fuste foi superada, porque houve um deslocamento de 0,01 mm no fuste. Os deslocamentos foram gradativos até atingir 12,07 tf, a partir desta carga ocorre um deslocamento mais acentuado até atingir o fim do ensaio com a carga máxima de 52,75 tf. Além disso, nota-se que no período de descarregamento houve uma recuperação de 1,87 mm.

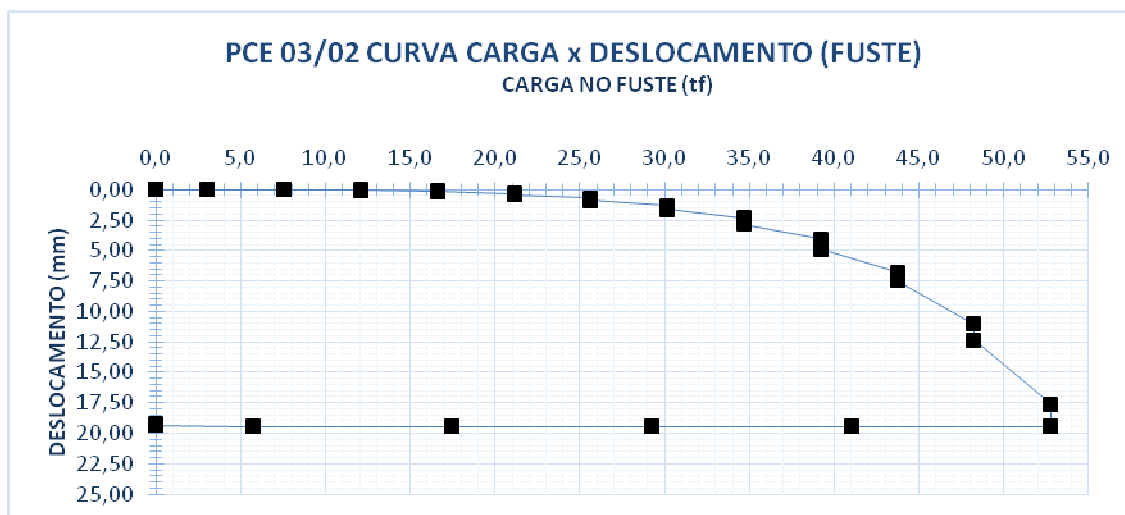


Gráfico 22 - PCE 03/02: curva carga x deslocamento (fuste).

No Gráfico 23, o que se observa é a variação da tensão do atrito lateral no fuste com um comportamento de pequena variação até 1,20 tf de tensão para uma manifestação mais acentuada até atingir a tensão máxima de 3,85 tf. Pode-se também observar que a recuperação após o descarregamento foi de 0,87 mm.

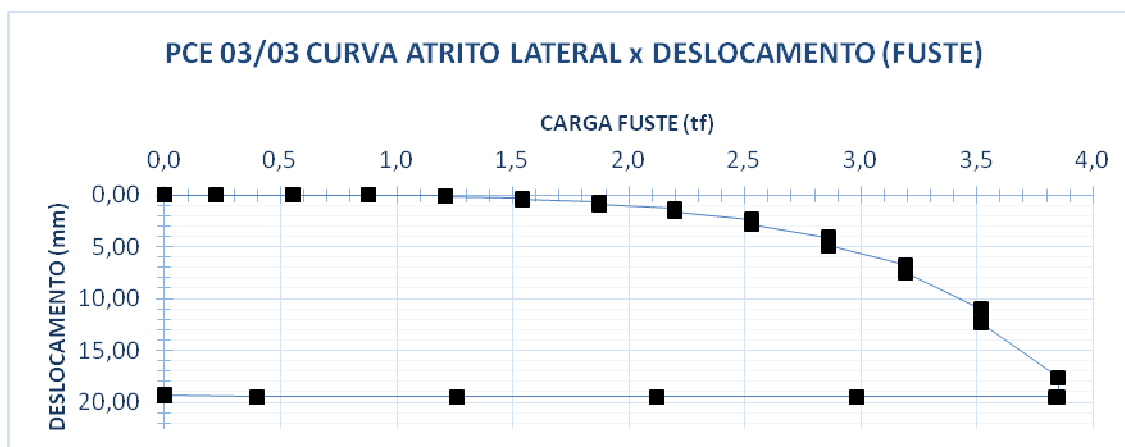


Gráfico 23 - PCE 03/03: curva atrito lateral x deslocamento (fuste).

No Gráfico 24, o deslocamento da estaca permaneceu estável até a carga de 27,12 tf, para uma manifestação mais acentuada até a carga de 45,20 tf, a partir desta carga ocorre uma manifestação brusca de deslocamento até atingir o fim do ensaio a carga máxima de 117,5 tf. Quanto ao descarregamento, houve uma recuperação no deslocamento de 1,87 mm.

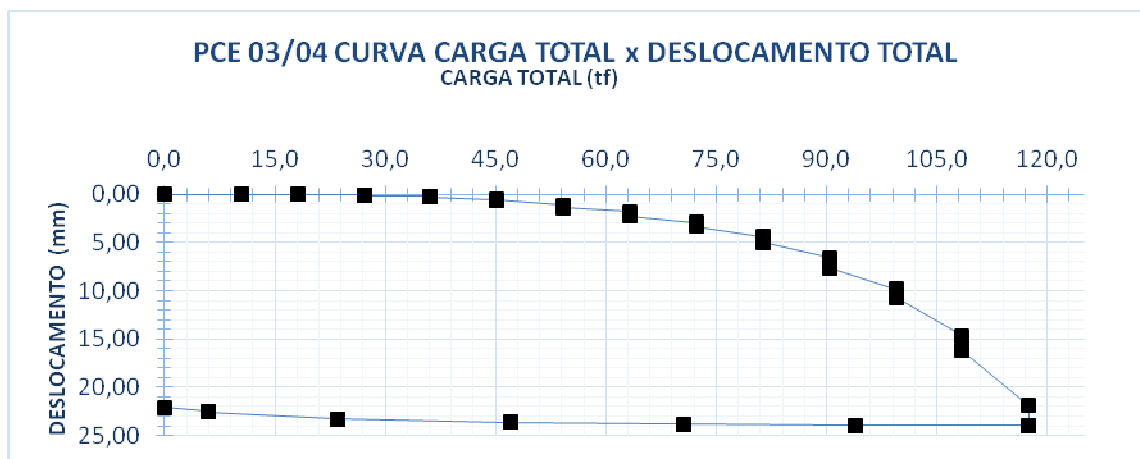


Gráfico 24 - PCE 03/04: carga total x deslocamento total.

No Gráfico 25, observa-se que o maior deslocamento foi experimentado pela ponta da estaca, portanto pode-se concluir que a limitação da capacidade de carga da estaca deve-se à ponta. Tal situação é condição ideal para o ensaio de prova de carga através de a célula hidrodinâmica ser eficiente.

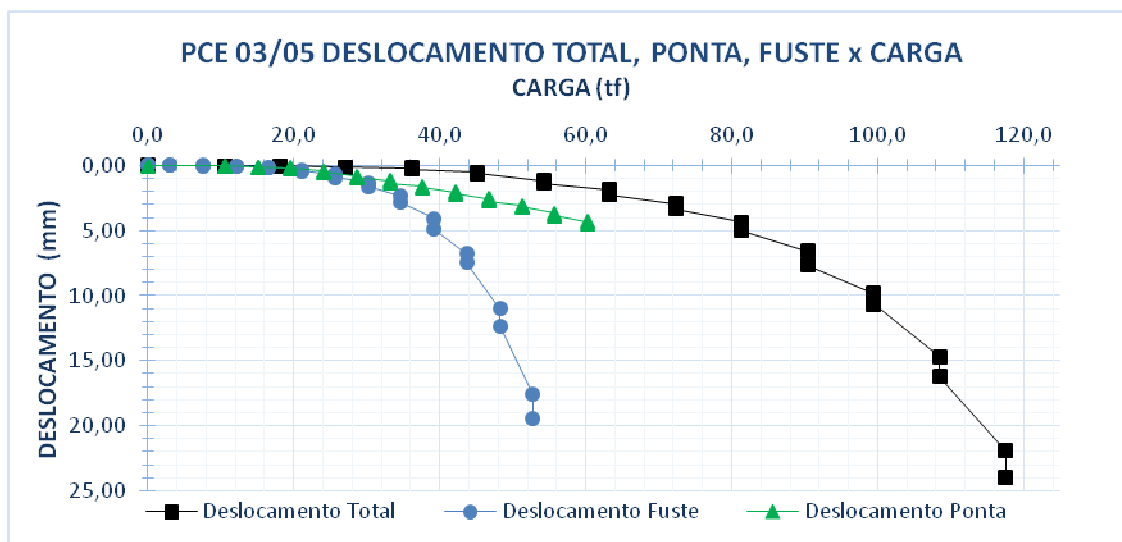


Gráfico 25 - PCE 03/05: deslocamento total, ponta, fuste x carga.

Tabela 17 - Curva carga x deslocamento interpolada

PCE 03 - Curva carga x deslocamento (estaca inteira)			
Deslocamento (mm)	Carga Ponta	Carga Fuste	Carga Total
0.00	0.00	0.00	0.00
0.02	15.05	12.07	27.12
0.11	19.57	16.59	36.16
0.44	28.61	21.11	49.72
0.92	33.13	25.63	58.76
1.62	42.17	30.15	72.32
2.83	52.41	34.67	87.08
4.91	64.77	39.19	103.96
7.49	64.77	43.71	108.48
12.36	64.77	48.23	113.00
19.47	64.77	52.75	117.52

No Gráfico 26, apresentam intervalos de deslocamentos pré-definidos, onde as cargas de ponta e de fuste se somam quando atingem esse deslocamento. Observa-se que os deslocamentos têm um comportamento gradual até atingir a carga total de 36,16 tf para, posteriormente, os deslocamentos se manifestarem de forma brusca até atingir o fim do ensaio com a carga máxima de 117,52 tf.

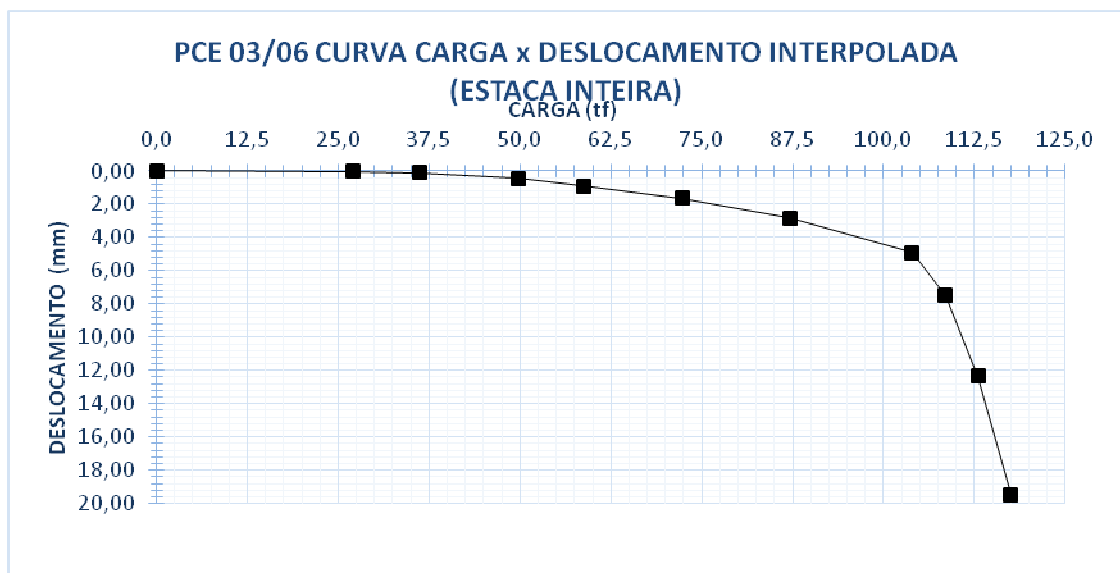


Gráfico 26 - PCE 03/06: curva carga x deslocamento interpolada (estaca inteira).

Observa-se no Gráfico 27 que a tensão da ponta é superior ao do fuste já que o fuste sofreu um deslocamento acentuado, apresentando nitidamente o seu limite de resistência em aproximadamente 52,75 tf, com um deslocamento superior a 19,47 mm. Conclui-se que o ensaio não define a capacidade de carga da estaca em função ao elevado deslocamento do fuste, impossibilitando a verificação de resistência da ponta da estaca.

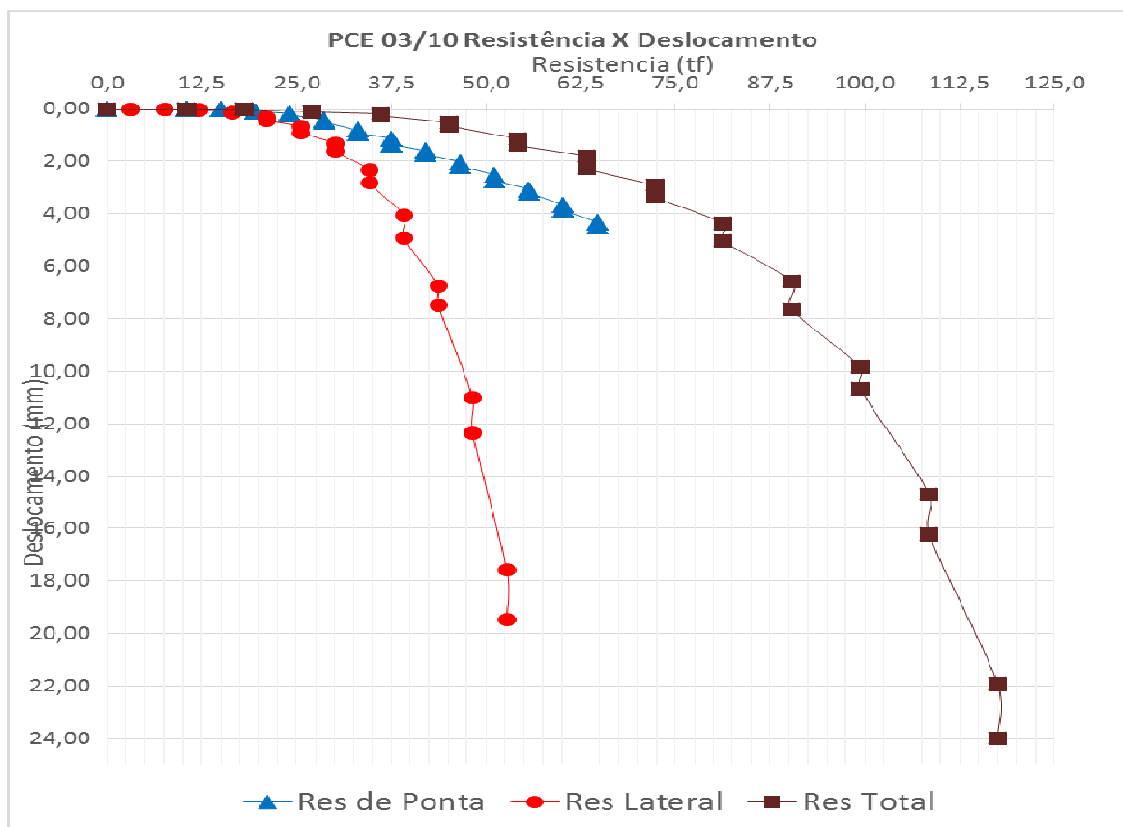


Gráfico 27 - PCE 03/10: resistência x deslocamento.

4.3.4. PCE 04

A prova de carga estática à compressão, com célula expansiva hidrodinâmica®, foi realizada em estaca de amostragem de uma obra no Rio de Janeiro, RJ.

A estaca ensaiada é do tipo Hélice Contínua, de diâmetro de 50 cm. A prova de carga estática foi realizada com o processo de carregamento rápido, conforme item 5.3.3 da norma NBR12131 (Estacas – Prova de Carga Estática – Método de Ensaio), com carga máxima total de 162,56tf.

Tabela 18 - Principais resultados obtidos na prova de carga estática executada

Prova de carga	Estaca teste	Seg.	Diâmetro	Com p. conc.	Método de carregamento	Carregamento máximo (tf)	Desloc. máximo (mm)	Desloc. residual (mm)
PCE 04	AMOST	FUSTE	Ø - 50	12,50	Rápido	75,14	36,27	33,35
PCE 04	AMOST	PONTA	Ø - 50	3,50	Rápido	87,42	13,88	10,93

Fonte: Dados da pesquisa.

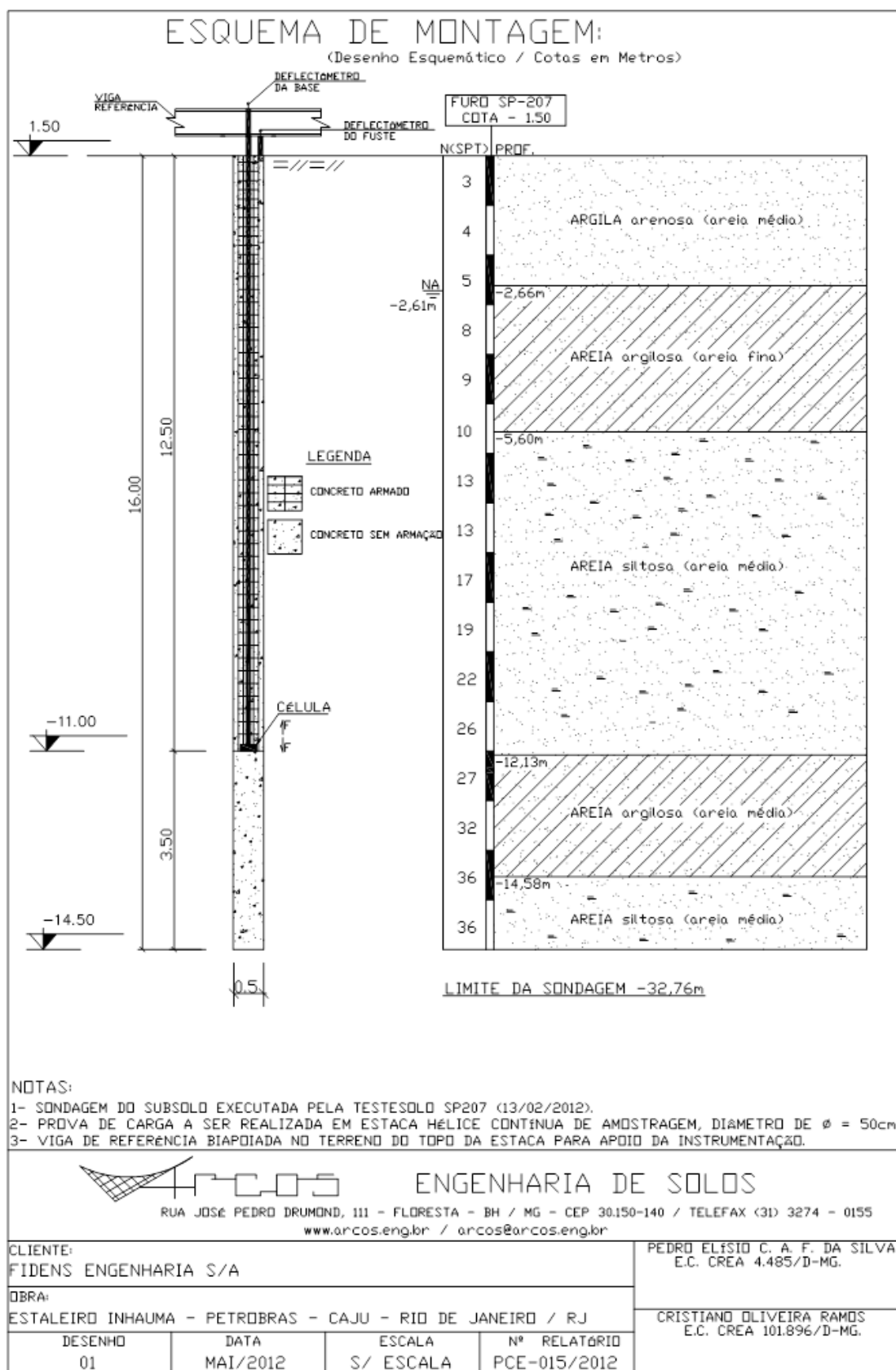


Figura 28 - SPT: PCE 04.

Tabela 19 - Carregamento PCE 04

Recalque de ruptura: NBR 6122 (mm))	Área interna célula (cm ²)	Comp. do fuste (m)	Comp. da ponta (m)	Comp. conc. (m)	Diâmetro (m)	Elemento testado	Carga de projeto (tf)
—	—	12.50	3.50	—	0.50	—	—

Tempo		Carga manômetro	Carga ponta	Carga fuste	Carga total	A.l. fuste	Leituras		Deslocamento		
							Ponta	Fuste	Ponta	Fuste	Total
Δt	(h:min)	(Kgf/cm ²)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf/m ²)	0.01 (mm)	0.01 (mm)	(mm)	(mm)	(mm)
CARREGAMENTO											
-	-	20.0	5.08	5.08	-	0.26	-	-	-	-	-
0	0:00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	4808	671	0.00	0.00	0.00
1'	0:01	20.0	11.22	0.00	11.22	0.00	4804	671	0.04	0.00	0.04
10'	0:10	20.0	11.22	0.00	11.22	0.00	4804	671	0.04	0.00	0.04
1'	0:11	40.0	16.30	4.02	20.32	0.20	4796	674	0.12	0.03	0.15
10'	0:21	40.0	16.30	4.02	20.32	0.20	4795	674	0.13	0.03	0.16
1'	0:22	60.0	21.38	9.10	30.48	0.46	4785	678	0.23	0.07	0.30
10'	0:32	60.0	21.38	9.10	30.48	0.46	4782	678	0.26	0.07	0.33
1'	0:33	80.0	26.46	14.18	40.64	0.72	4767	682	0.41	0.11	0.52
10'	0:43	80.0	26.46	14.18	40.64	0.72	4757	684	0.51	0.13	0.64
1'	0:44	100.0	31.54	19.26	50.80	0.98	4722	690	0.86	0.19	1.05

Continua...

Tabela 19, Continuação

Tempo		Carga manômetro	Carga ponta	Carga fuste	Carga total	A.I. fuste	Leituras		Deslocamento		
Δt	(h:min)						Ponta	Fuste	Ponta	Fuste	Total
		(Kgf/cm ²)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf/m ²)	0.01 (mm)	0.01 (mm)	(mm)	(mm)	(mm)
CARREGAMENTO											
10'	0:54	100.0	31.54	19.26	50.80	0.98	4699	697	1.09	0.26	1.35
1'	0:55	120.0	36.62	24.34	60.96	1.24	4660	705	1.48	0.34	1.82
10'	1:05	120.0	36.62	24.34	60.96	1.24	4630	708	1.78	0.37	2.15
1'	1:06	140.0	41.70	29.42	71.12	1.50	4595	720	2.13	0.49	2.62
10'	1:16	140.0	41.70	29.42	71.12	1.50	4566	729	2.42	0.58	3.00
1'	1:17	160.0	46.78	34.50	81.28	1.76	4523	743	2.85	0.72	3.57
10'	1:27	160.0	46.78	34.50	81.28	1.76	4480	758	3.28	0.87	4.15
1'	1:28	180.0	51.86	39.58	91.44	2.02	4423	786	3.85	1.15	5.00
10'	1:38	180.0	51.86	39.58	91.44	2.02	4382	809	4.26	1.38	5.64
1'	1:39	200.0	56.94	44.66	101.60	2.28	4325	848	4.83	1.77	6.60
10'	1:49	200.0	56.94	44.66	101.60	2.28	4265	873	5.43	2.02	7.45
1'	1:50	220.0	62.02	49.74	111.76	2.54	4202	930	6.06	2.59	8.65
10'	2:00	220.0	62.02	49.74	111.76	2.54	4149	981	6.59	3.10	9.69
1'	2:01	240.0	67.10	54.82	121.92	2.80	4097	1053	7.11	3.82	10.93
10'	2:11	240.0	67.10	54.82	121.92	2.80	4027	1154	7.81	4.83	12.64
1'	2:12	260.0	72.18	59.90	132.08	3.06	3967	1270	8.41	5.99	14.40
10'	2:22	260.0	72.18	59.90	132.08	3.06	3885	1416	9.23	7.45	16.68
1'	2:23	280.0	77.26	64.98	142.24	3.32	3825	1560	9.83	8.89	18.72
10'	2:33	280.0	77.26	64.98	142.24	3.32	3748	1707	10.60	10.36	20.96

Continua...

Tabela 19, Continuação

Tempo		Carga manômetro	Carga ponta	Carga fuste	Carga total	A.l. fuste	Leituras		Deslocamento		
							Ponta	Fuste	Ponta	Fuste	Total
Δt	(h:min)	(Kgf/cm ²)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf/m ²)	0.01 (mm)	0.01 (mm)	(mm)	(mm)	(mm)
CARREGAMENTO											
1'	2:34	300.0	82.34	70.06	152.40	3.58	3665	1899	11.43	12.28	23.71
10'	2:44	300.0	82.34	70.06	152.40	3.58	3589	2091	12.19	14.20	26.39
1'	2:45	320.0	87.42	75.14	162.56	3.84	3530	2350	12.78	16.79	29.57
10'	2:55	320.0	87.42	75.14	162.56	3.84	3420	4298	13.88	36.27	50.15

Fonte: Dados da pesquisa.

Tabela 20 - Descarregamento PCE 04

Tempo		Carga manômetro	Carga ponta	Carga fuste	Carga total	A.l. fuste	Leituras		Deslocamento		
Δt	(h:min)	(Kgf/cm ²)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf/m ²)	Ponta	Fuste	Ponta	Fuste	Total
							0.01 (mm)	0.01 (mm)	(mm)	(mm)	(mm)
DESCARREGAMENTO											
0	0:00	320.00	87.42	75.14	162.56	3.84	3420	4298	13.88	36.27	50.15
1'	0:01	240.00	67.10	54.82	121.92	2.79	3437	4298	13.71	36.27	49.98
10'	0:10	240.00	67.10	54.82	121.92	2.79	3439	4292	13.69	36.21	49.90
1'	0:11	180.00	51.86	39.58	91.44	2.02	3471	4274	13.37	36.03	49.40
10'	0:21	180.00	51.86	39.58	91.44	2.02	3476	4271	13.32	36.00	49.32
1'	0:22	120.00	36.62	24.34	60.96	1.25	3510	4238	12.98	35.67	48.65
10'	0:32	120.00	36.62	24.34	60.96	1.25	3516	4234	12.92	35.63	48.55
1'	0:33	60.00	21.38	9.10	30.48	0.48	3558	4186	12.50	35.15	47.65
10'	0:43	60.00	21.38	9.10	30.48	0.48	3565	4182	12.43	35.11	47.54
1'	0:44	0.00	6.14	0.00	6.14	0.00	3695	4030	11.13	33.59	44.72
10'	0:54	0.00	6.14	0.00	6.14	0.00	3705	4020	11.03	33.49	44.52
20'	1:14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3710	4013	10.98	33.42	44.40
30'	1:44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3715	4006	10.93	33.35	44.28

Fonte: Dados da pesquisa.

Conforme o Gráfico 28, o deslocamento permaneceu estável até a carga na ponta de 11,22 tf, ou seja, a resistência da ponta foi superada, porque houve um deslocamento de 0,04 mm na ponta. Os deslocamentos foram gradativos num primeiro momento até atingir 31,54 tf, e a partir desta carga passa a ter um deslocamento mais acentuado, até atingir o fim do ensaio com a carga máxima de 87,42 tf. Além disso, nota-se que no período de descarregamento houve uma recuperação de 2,95 mm.

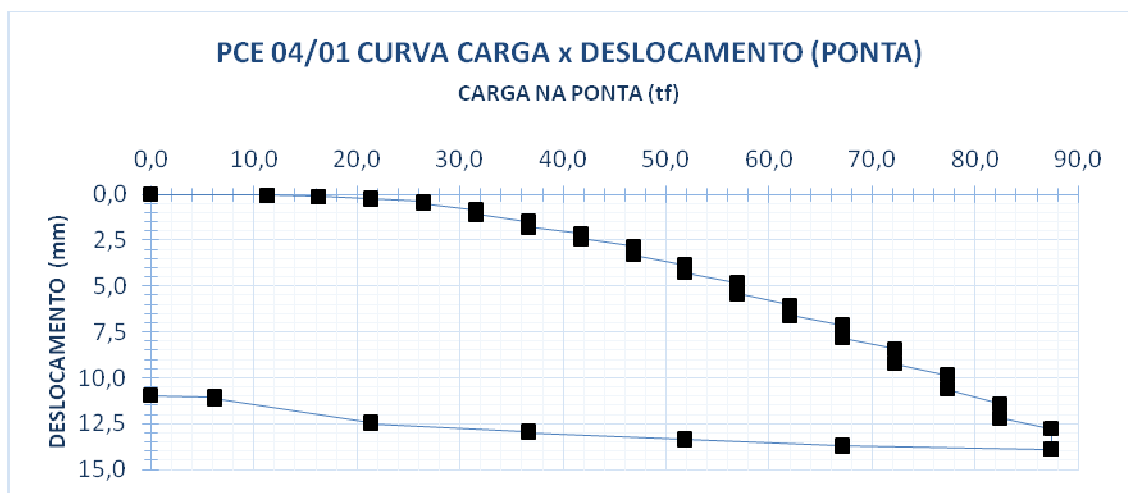


Gráfico 28 - PCE 04/01: curva carga x deslocamento (ponta).

Conforme o Gráfico 29, o deslocamento permaneceu estável até a carga no fuste de 25 tf, ou seja, a resistência do atrito lateral do fuste foi superada, porque houve um deslocamento de 0,05 mm no fuste. Os deslocamentos foram gradativos até atingir o fim do ensaio do ensaio com a carga máxima de 75,14 tf. Além disso, nota-se que no período de descarregamento houve uma recuperação de 2,92 mm.

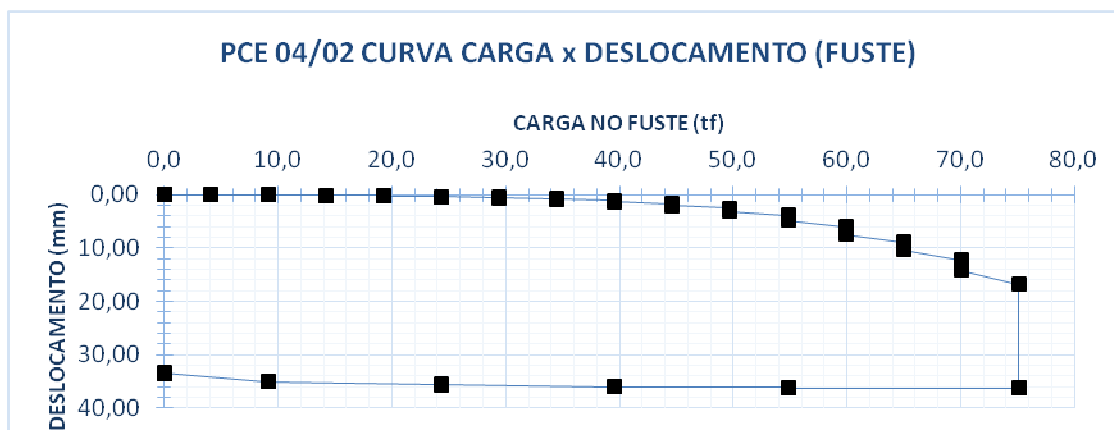


Gráfico 29 - PCE 04/02: curva carga x deslocamento (fuste).

No Gráfico 30, o que se observa é a variação da tensão do atrito lateral no fuste com um comportamento de pequena variação até 1,50 tf de tensão para uma manifestação mais acentuada até atingir a tensão máxima de 3,84 tf. Pode-se também observar que a recuperação do deslocamento após o descarregamento foi de 2,95 mm.

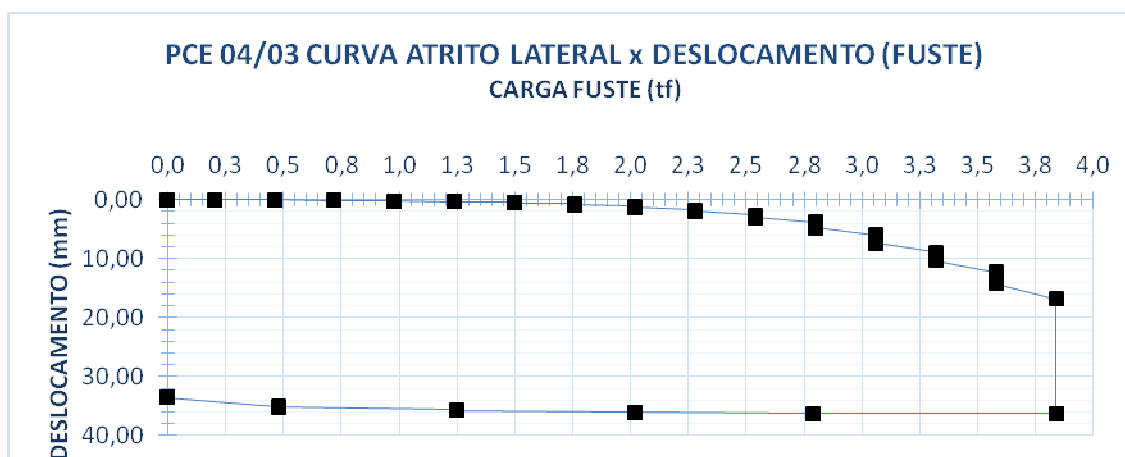


Gráfico 30 - PCE 04/03: curva atrito lateral x deslocamento (fuste).

No Gráfico 31, o deslocamento da estaca permaneceu estável até a carga de 40 tf, a partir desta carga ocorre uma manifestação mais acentuada de deslocamento até atingir o fim do ensaio com a carga máxima de 162,56 tf. Neste ultimo intervalo, nota-se que ao fim do ensaio ocorre deslocamento acentuado para uma carga constante. Quanto ao descarregamento, houve uma recuperação no deslocamento de 5,87 mm.

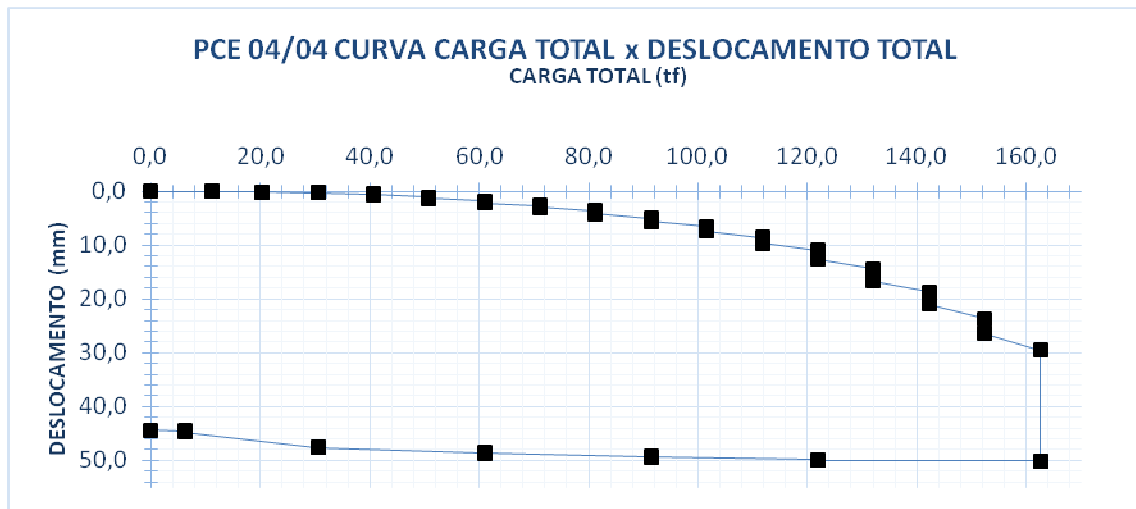


Gráfico 31 - PCE 04/04: curva carga total x deslocamento total.

No Gráfico 32, observa-se que o maior deslocamento foi manifestado no fuste da estaca, portanto pode-se concluir que o ensaio não define a capacidade de carga da estaca em função ao elevado deslocamento do fuste, impossibilitando a verificação de resistência da ponta da estaca.

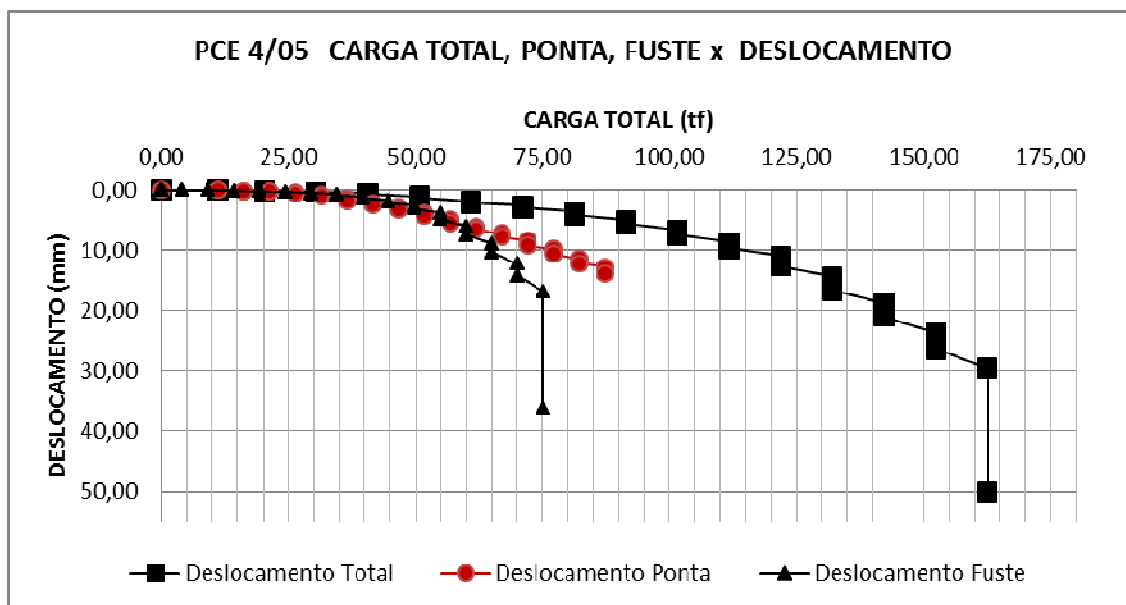


Gráfico 32 - PCE 04/05: carga total, ponta, fuste x deslocamento.

Tabela 21 - Curva carga x deslocamento (estaca inteira)

PCE 04 - Curva carga x deslocamento (estaca inteira)			
Deslocamento (mm)	Carga Ponta	Carga Fuste	Carga Total
0.00	0.00	0.00	0.00
0.04	11.22	4.02	15.24
0.13	16.30	14.18	30.48
0.26	21.38	19.26	40.64
0.55	26.46	29.42	55.88
1.24	31.54	39.58	71.12
1.78	36.62	44.66	81.28
3.15	46.78	49.74	96.52
4.83	56.94	54.82	111.76
7.45	67.10	59.90	127.00
10.50	77.26	64.98	142.24
14.20	87.42	70.06	157.48
18.10	95.00	75.14	170.14

No Gráfico 33, apresentam intervalos de deslocamentos pré-definidos, onde as cargas de ponta e de fuste se somam quando atingem esse deslocamento. Observa-se que os deslocamentos têm um comportamento gradual até atingir a carga total de 42 tf para, posteriormente, os deslocamentos se manifestarem de forma mais acentuada até atingir o fim do ensaio com a carga máxima de 170,14 tf.

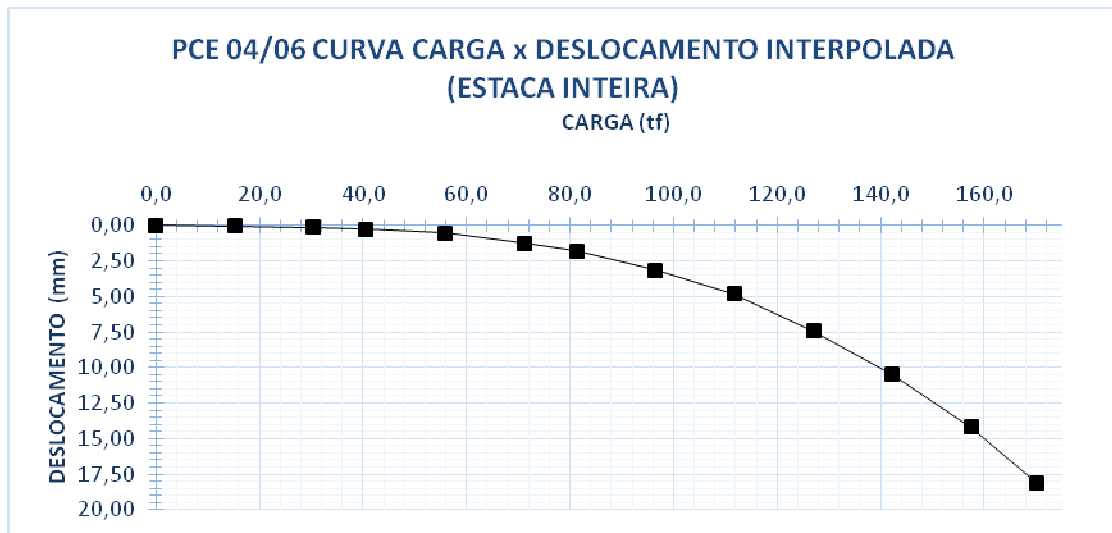


Gráfico 33 - PCE 04/06: curva carga x deslocamento interpolada (estaca inteira).

Observa-se no Gráfico 34 que a tensão da ponta é superior ao do fuste já que o fuste sofreu um deslocamento acentuado, apresentando nitidamente o seu limite de resistência em aproximadamente 75,14 tf, com um deslocamento superior a 36,27 mm. Conclui-se que o ensaio não define a capacidade de carga da estaca em função ao elevado deslocamento do fuste, impossibilitando a verificação de resistência da ponta da estaca.

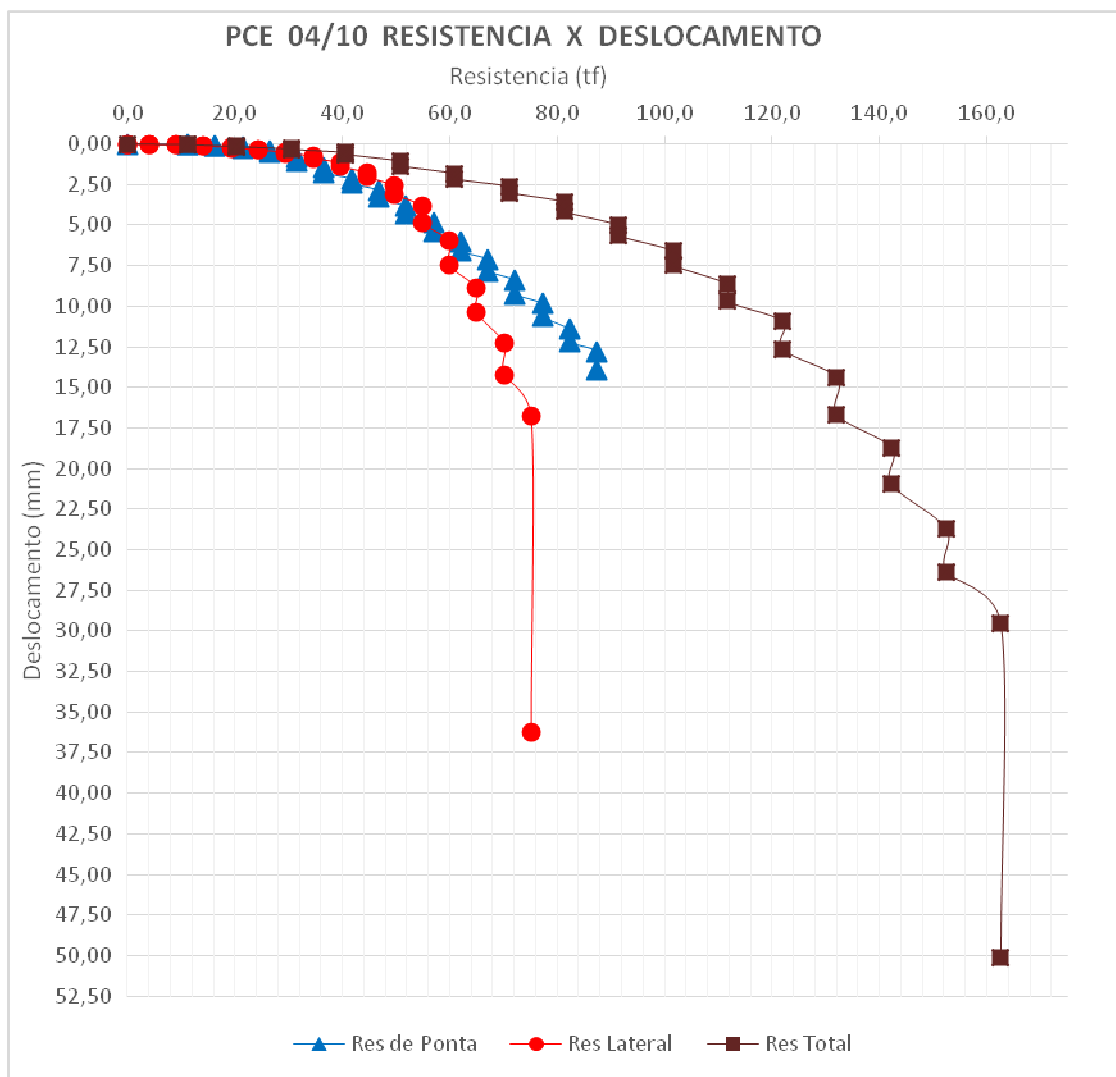


Gráfico 34 - PCE 04/10: resistência x deslocamento.

4.3.5. PCE 05

A prova de carga estática à compressão, com Célula Expansiva Hidrodinâmica®, foi realizada em um edifício de uma obra do Caju, Rio de Janeiro, RJ.

A estaca ensaiada é do tipo Hélice Contínua, de diâmetro de 40 cm. A prova de carga estática foi realizada com o processo de carregamento rápido, conforme item 3.5.3 da norma NBR12131 (Estacas – Prova de Carga Estática – Método de Ensaio), com carga máxima total de 91,44tf.

Tabela 22 - Principais resultados obtidos na prova de carga estática executada

Prova de carga	Estaca teste	Seg.	Diâmetro	Comp. conc.	Método de carregamento	Carregamento máximo (tf)	Desloc. máximo (mm)	Desloc. residual (mm)
PCE 05	E 11	FUSTE	Ø - 40	12,30	Rápido	41,86	3,45	3,14
PCE 05	E 11	PONTA	Ø - 40	3,70	Rápido	49,58	20,11	19,12

Fonte: Dados da pesquisa.

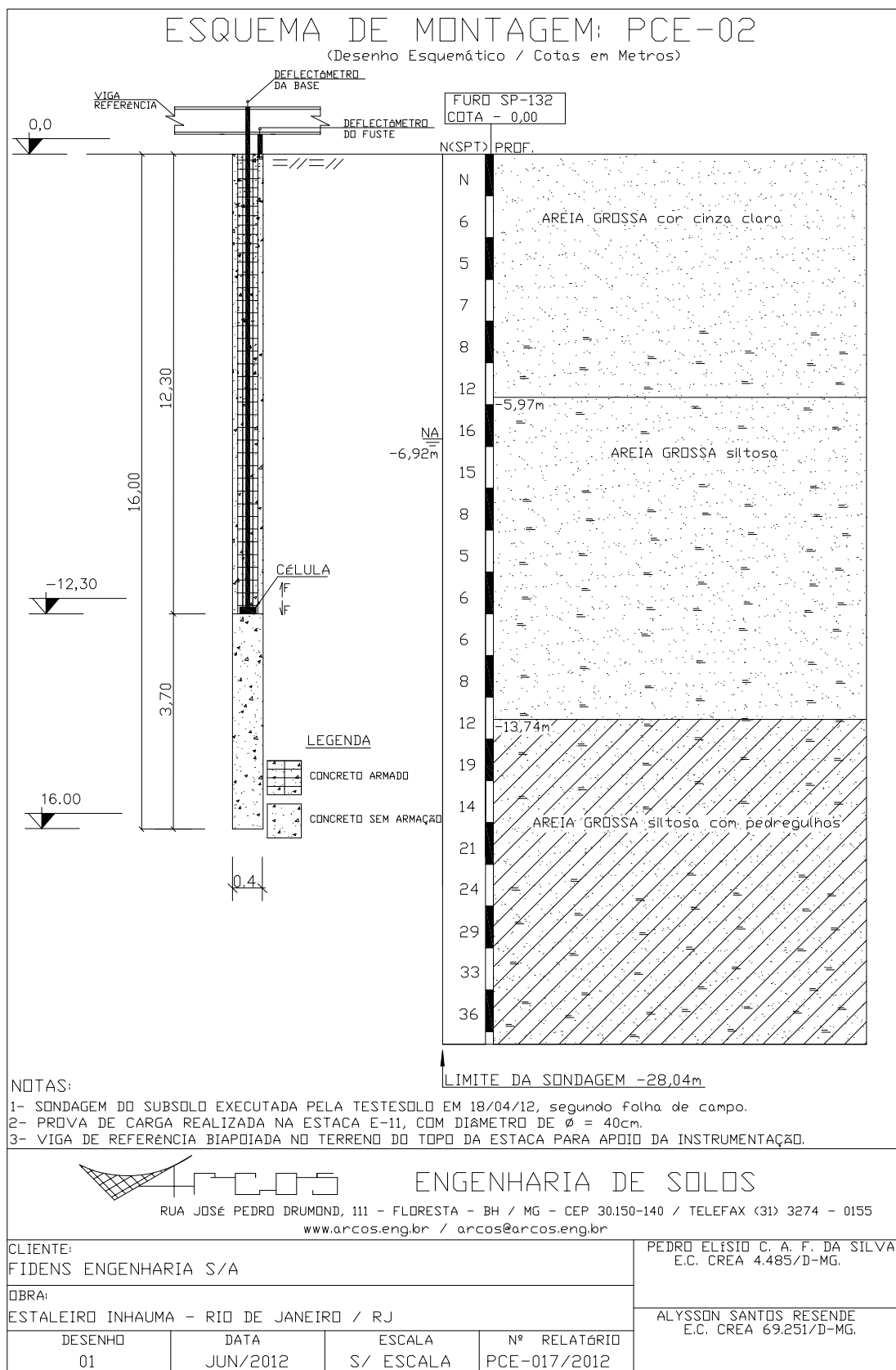


Figura 29 - SPT: PCE 05.

Tabela 23 - Carregamento PCE 05

Recalque de ruptura: NBR 6122 (mm)	Área interna célula (cm ²)	Comp. do fuste (m)	Comp. da ponta (m)	Comp. conc. (m)	Diâmetro (m)	Elemento testado	Carga de projeto (tf)
—	—	12.30	3.70	—	0.40	—	—

Tempo		Carga manômetro	Carga ponta	Carga fuste	Carga total	A.l. fuste	Leituras		Deslocamento		
							Ponta	Fuste	Ponta	Fuste	Total
Δt	(h:min)	(Kgf/cm ²)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf/m ²)	0.01 (mm)	0.01 (mm)	(mm)	(mm)	(mm)
CARREGAMENTO											
-	-	15.0	3.81	3.81	-	0.25	-	-	-	-	-
0	0:00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	4942	512	0.00	0.00	0.00
1'	0:01	15.0	7.67	0.00	7.67	0.00	4868	512	0.74	0.00	0.74
10'	0:10	15.0	7.67	0.00	7.67	0.00	4867	512	0.75	0.00	0.75
1'	0:11	30.0	11.48	3.76	15.24	0.24	4867	512	0.75	0.00	0.75
10'	0:21	30.0	11.48	3.76	15.24	0.24	4857	512	0.85	0.00	0.85
1'	0:22	45.0	15.29	7.57	22.86	0.49	4855	513	0.87	0.01	0.88
10'	0:32	45.0	15.29	7.57	22.86	0.49	4848	513	0.94	0.01	0.95
1'	0:33	60.0	19.10	11.38	30.48	0.74	4846	513	0.96	0.01	0.97
10'	0:43	60.0	19.10	11.38	30.48	0.74	4836	514	1.06	0.02	1.08
1'	0:44	75.0	22.91	15.19	38.10	0.99	4834	514	1.08	0.02	1.10
10'	0:54	75.0	22.91	15.19	38.10	0.99	4828	514	1.14	0.02	1.16
1'	0:55	90.0	26.72	19.00	45.72	1.24	4825	516	1.17	0.04	1.21

Continua...

Tabela 23, Continuação

Tempo		Carga manômetro	Carga ponta	Carga fuste	Carga total	A.l. fuste	Leituras		Deslocamento		
Δt	(h:min)	(Kgf/cm ²)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf/m ²)	Ponta 0.01 (mm)	Fuste 0.01 (mm)	Ponta (mm)	Fuste (mm)	Total (mm)
CARREGAMENTO											
10'	1:05	90.0	26.72	19.00	45.72	1.24	4801	520	1.41	0.08	1.49
1'	1:06	105.0	30.53	22.81	53.34	1.49	4789	522	1.53	0.10	1.63
10'	1:16	105.0	30.53	22.81	53.34	1.49	4773	530	1.69	0.18	1.87
1'	1:17	120.0	34.34	26.62	60.96	1.74	4744	541	1.98	0.29	2.27
10'	1:27	120.0	34.34	26.62	60.96	1.74	4647	556	2.95	0.44	3.39
1'	1:28	135.0	38.15	30.43	68.58	1.99	4531	579	4.11	0.67	4.78
10'	1:38	135.0	38.15	30.43	68.58	1.99	4292	597	6.50	0.85	7.35

Fonte: Dados da pesquisa.

Tabela 24 - Descarregamento PCE 05

Tempo		Carga manômetro	Carga ponta	Carga fuste	Carga total	A.I. fuste	Leituras		Deslocamento		
							Ponta	Fuste	Ponta	Fuste	Total
Δt	(h:min)	(Kgf/cm ²)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf/m ²)	0.01 (mm)	0.01 (mm)	(mm)	(mm)	(mm)
DESCARREGAMENTO											
-	-	25.00	6.35	6.35	-	0.41	-	-	-	-	-
1'	0:01	100.00	29.26	21.54	50.80	1.39	2857	859	20.85	3.47	24.32
10'	0:10	75.00	22.91	15.19	38.10	0.98	2862	859	20.80	3.47	24.27
1'	0:11	75.00	22.91	15.19	38.10	0.98	2864	859	20.78	3.47	24.25
10'	0:21	50.00	16.56	8.84	25.40	0.57	2875	859	20.67	3.47	24.14
1'	0:22	50.00	16.56	8.84	25.40	0.57	2880	858	20.62	3.46	24.08
10'	0:32	25.00	10.21	2.49	12.70	0.16	2893	856	20.49	3.44	23.93
1'	0:33	25.00	10.21	2.49	12.70	0.16	2896	855	20.46	3.43	23.89
10'	0:43	0.00	3.86	0.00	3.86	0.00	2947	834	19.95	3.22	23.17
1'	0:44	0.00	3.86	0.00	3.86	0.00	2955	829	19.87	3.17	23.04
10'	0:54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2956	827	19.86	3.15	23.01

Fonte: Dados da pesquisa.

Conforme o Gráfico 35, os deslocamentos foram gradativos num primeiro momento até atingir 34,3 tf, e a partir desta carga passa a ter um deslocamento mais acentuado, até atingir o fim do ensaio com a carga máxima de 49,6 tf. Além disso, nota-se que no período de descarregamento houve uma recuperação de 0,99 mm.

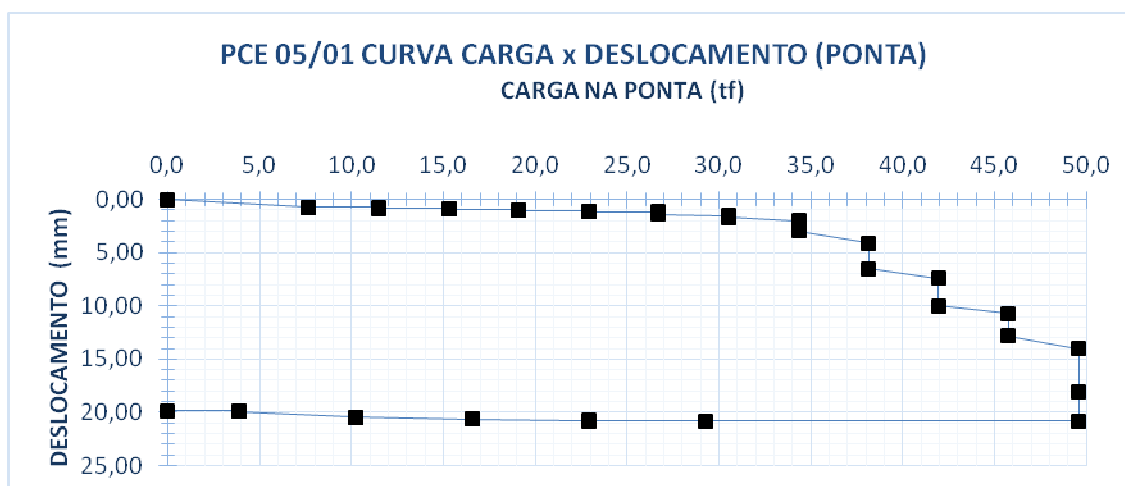


Gráfico 35 - PCE 05/01: curva carga x deslocamento (ponta).

Conforme o Gráfico 36, o deslocamento permaneceu estável até a carga no fuste de 7,57 tf, ou seja, a resistência do atrito lateral do fuste foi superada, porque houve um deslocamento de 0,01 mm no fuste. A partir desta carga ocorre um deslocamento mais acentuado até atingir o fim do ensaio com a carga máxima de 41,9 tf. Além disso, nota-se que no período de descarregamento houve uma recuperação de 0,22 mm.

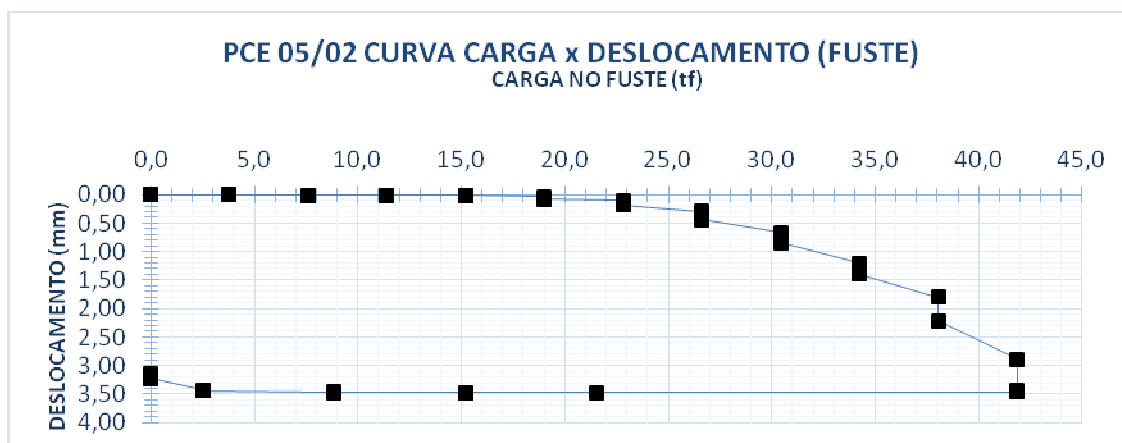


Gráfico 36 - PCE 05/02: curva carga x deslocamento (fuste).

No Gráfico 37, o que se observa é a variação da tensão do atrito lateral no fuste com um comportamento de pequena variação até 1,20 tf de tensão para uma manifestação mais acentuada até atingir a tensão máxima de 2,7 tf. Pode-se também observar que a recuperação após o descarregamento foi de 1,39 mm.

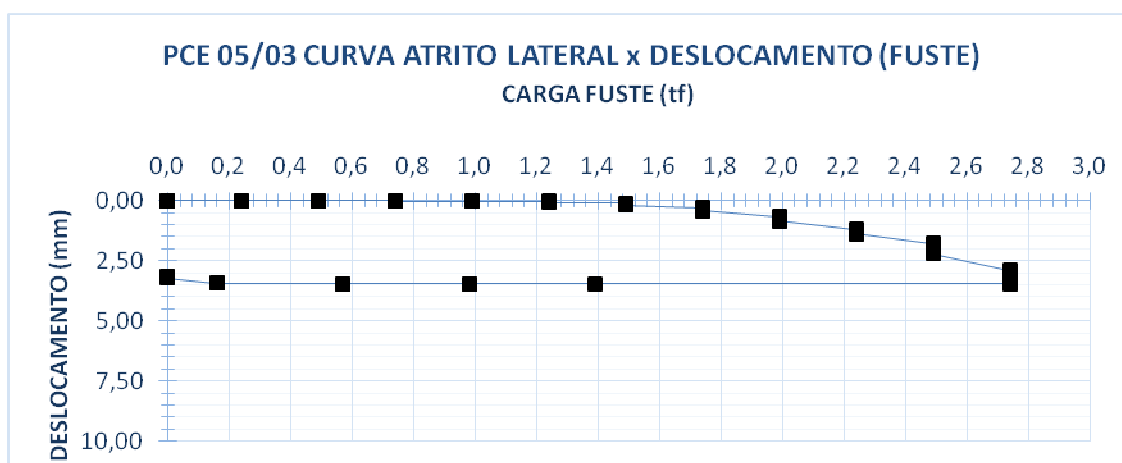


Gráfico 37 - PCE 05/03: curva atrito lateral x deslocamento (fuste).

No Gráfico 38, o deslocamento da estaca permaneceu estável até a carga de 7,67 tf, para uma manifestação mais acentuada até a carga de 69,96 tf, a partir desta carga ocorre uma manifestação brusca de deslocamento até atingir o fim do ensaio a carga máxima de 91,4 tf. Quanto ao descarregamento, houve uma recuperação no deslocamento de 1,31 mm.

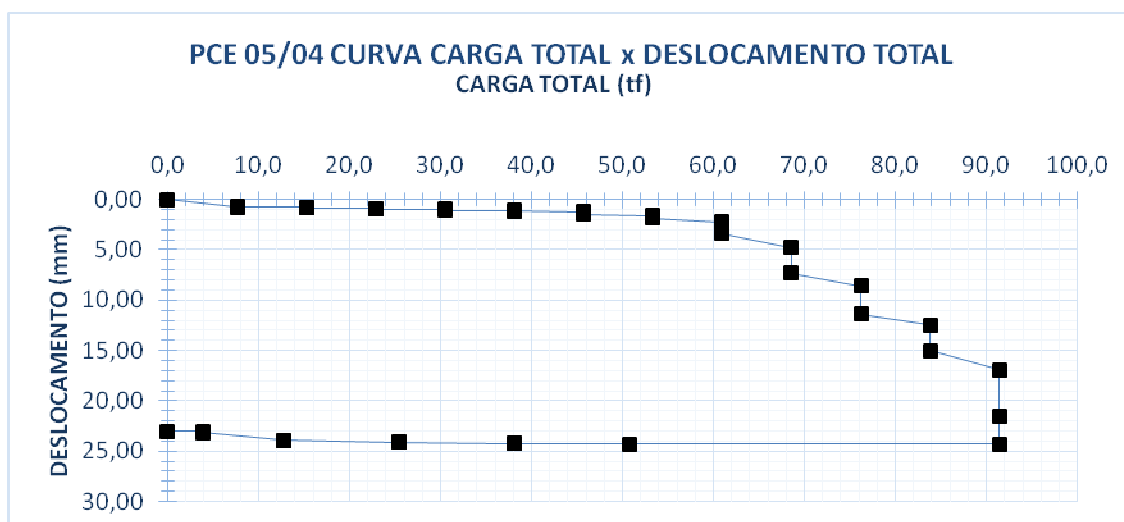


Gráfico 38 - PCE 05/04: curva carga total x deslocamento total.

No Gráfico 39, observa-se que o maior deslocamento foi experimentado pela ponta da estaca, portanto pode-se concluir que a limitação da capacidade de carga da estaca deve-se à ponta. Tal situação é condição ideal para o ensaio de prova de carga através de a célula hidrodinâmica ser eficiente.

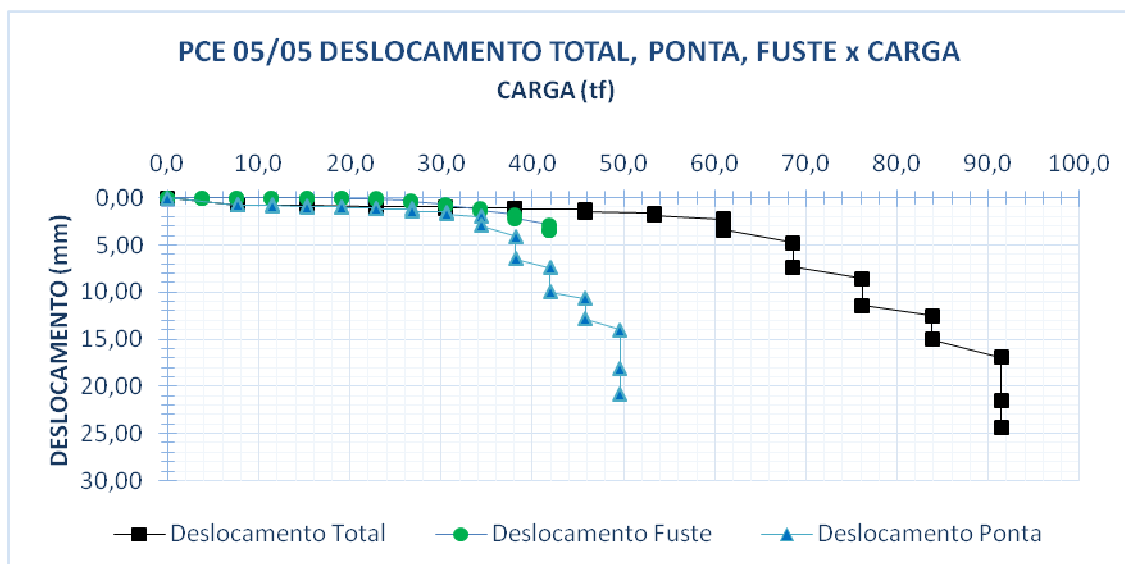


Gráfico 39 - PCE 05/05: deslocamento total, ponta, fuste x carga.

Tabela 25 - Curva carga x deslocamento (estaca inteira)

PCE 05 - Curva carga x deslocamento (estaca inteira)			
Deslocamento (mm)	Carga Ponta	Carga Fuste	Carga Total
0.00	0.00	0.00	0.00
0.01	7.67	15.19	22.86
0.15	11.48	22.81	34.29
0.43	22.91	26.62	49.53
0.82	26.72	30.43	57.15
1.32	30.53	34.24	64.77
3.45	34.34	41.86	76.20
6.66	38.15	41.86	80.01
9.96	41.96	41.86	83.82
13.28	45.77	41.86	87.63
20.11	49.58	41.86	91.44

No Gráfico 40, apresentam intervalos de deslocamentos pré-definidos, onde as cargas de ponta e de fuste se somam quando atingem esse deslocamento. Observa-se que os deslocamentos têm um comportamento gradual até atingir a carga total de 64,77 tf para, posteriormente, os deslocamentos se manifestarem de forma brusca até atingir o fim do ensaio com a carga máxima de 91,4 tf.

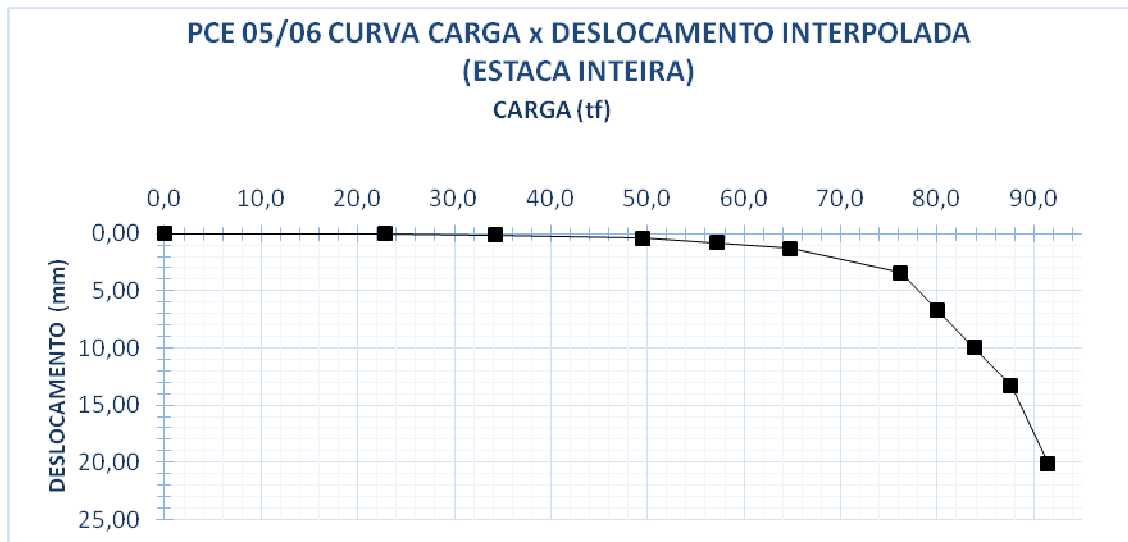


Gráfico 40 - PCE 05/06: curva carga x deslocamento interpolada (estaca inteira).

O que se observa no Gráfico 41 é que o deslocamento da ponta é o responsável por atingir o limite da resistência da estaca, já que o deslocamento do fuste foi consideravelmente inferior ao da ponta. Este comportamento é a condição ideal para o ensaio de prova de carga com a célula dinâmica.

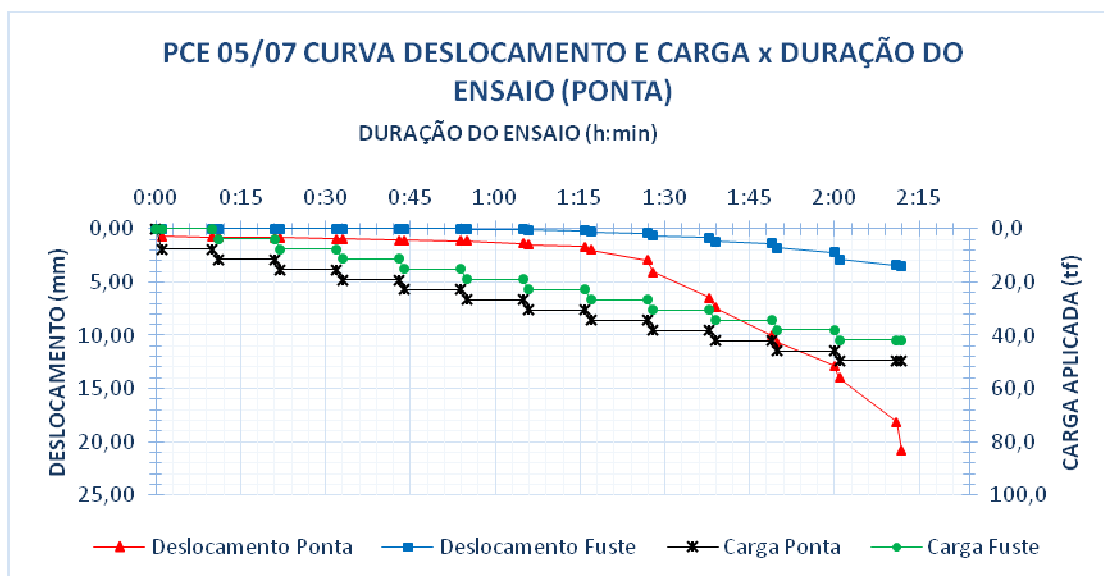


Gráfico 41 - PCE 05/07: curva deslocamento e carga x duração do ensaio (ponta).

Observa-se no Gráfico 42 que a tensão da ponta é superior ao do fuste já que o fuste sofreu um deslocamento acentuado, apresentando nitidamente o seu limite de resistência em aproximadamente 34,3 tf, com um deslocamento superior a 1,98 mm. Conclui-se que o ensaio não define a capacidade de carga da estaca em função ao elevado deslocamento do fuste, impossibilitando a verificação de resistência da ponta da estaca.

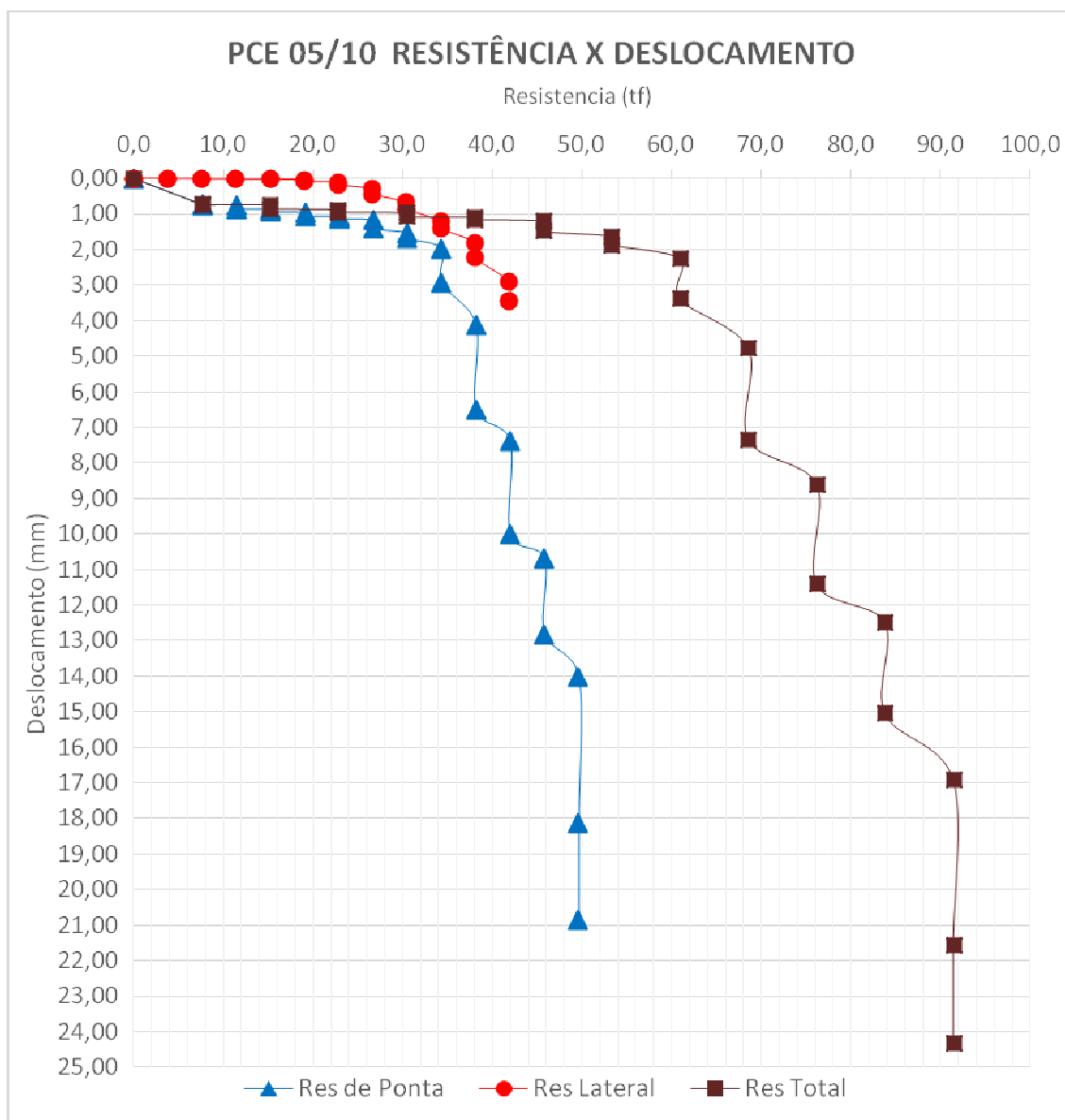


Gráfico 42 - PCE 05/10: resistência x deslocamento.

4.3.6. PCE 06

A prova de carga estática à compressão, com Célula Expansiva Hidrodinâmica®, foi realizada em uma obra em Belo Horizonte, MG.

A estaca ensaiada é do tipo Hélice Contínua, de diâmetro de 700 mm. A prova de carga estática foi realizada com o processo de carregamento rápido, conforme item 3.5.3 da norma NBR12131 (Estacas – Prova de Carga Estática – Método de Ensaio), com carga máxima total de 397,76 tf.

Tabela 26 - Principais resultados obtidos na prova de carga estática executada

Prova de carga	Estaca teste	Seg.	Diâmetro	Comp. conc.	Método de carregamento	Carregamento máximo (tf)	Desloc. máximo (mm)	Desloc. residual (mm)
PCE 01	P21C	FUSTE	Ø - 70	12,30	Rápido	186,85	8,05	6,98
PCE 12	P21C	PONTA	Ø - 70	8,50	Rápido	210,91	11,71	9,91

Fonte: Dados da pesquisa.

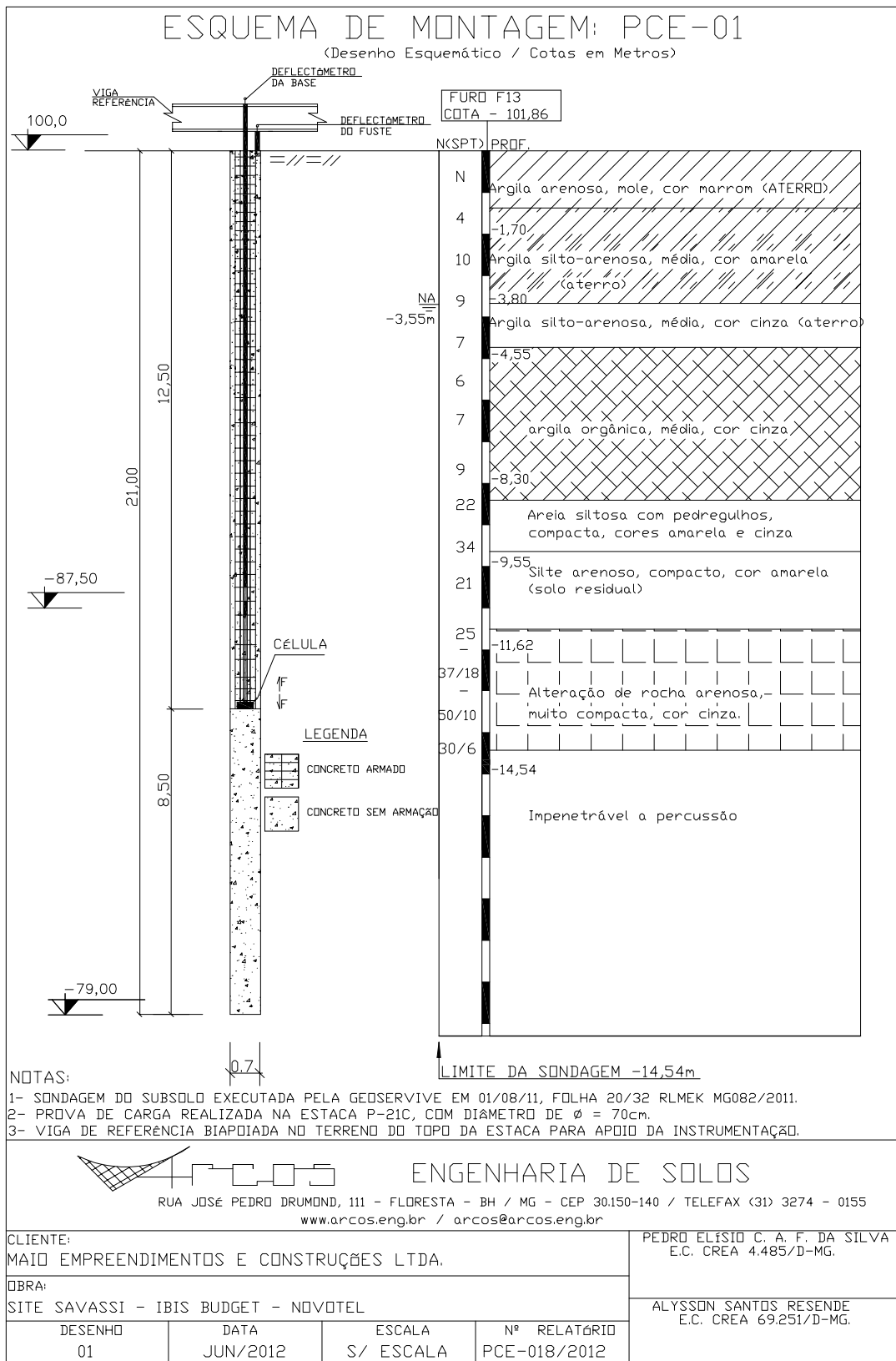


Figura 30 - SPT: PCE 06.

Tabela 27 - Carregamento PCE 06

Recalque de ruptura: NBR 6122 (mm)	Área interna célula (cm ²)	Comp. do fuste (m)	Comp. da ponta (m)	Comp. conc. (m)	Diâmetro (m)	Elemento testado	Carga de projeto (tf)
—	—	12.50	8.50	—	0.70	—	—

Tempo		Carga manômetro	Carga ponta	Carga fuste	Carga total	A.l. fuste	Leituras		Deslocamento		
							Ponta	Fuste	Ponta	Fuste	Total
Δt	(h:min)	(Kgf/cm ²)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf/m ²)	0.01 (mm)	0.01 (mm)	(mm)	(mm)	(mm)
CARREGAMENTO											
0	0:00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	4942	746	0.00	0.00	0.00
1'	0:01	20.0	21.07	0.00	21.07	0.00	4942	746	0.00	0.00	0.00
10'	0:10	20.0	21.07	0.00	21.07	0.00	4942	746	0.00	0.00	0.00
1'	0:11	40.0	30.11	6.05	36.16	0.22	4942	746	0.00	0.00	0.00
10'	0:21	40.0	30.11	6.05	36.16	0.22	4942	746	0.00	0.00	0.00
1'	0:22	60.0	39.15	15.09	54.24	0.55	4942	747	0.00	0.01	0.01
10'	0:32	60.0	39.15	15.09	54.24	0.55	4942	747	0.00	0.01	0.01
1'	0:33	80.0	48.19	24.13	72.32	0.88	4942	748	0.00	0.02	0.02
10'	0:43	80.0	48.19	24.13	72.32	0.88	4942	751	0.00	0.05	0.05
1'	0:44	100.0	57.23	33.17	90.40	1.21	4941	752	0.01	0.06	0.07
10'	0:54	100.0	57.23	33.17	90.40	1.21	4939	753	0.03	0.07	0.10
1'	0:55	120.0	66.27	42.21	108.48	1.54	4931	756	0.11	0.10	0.21
10'	1:05	120.0	66.27	42.21	108.48	1.54	4930	760	0.12	0.14	0.26

Continua...

Tabela 27, Continuação

Tempo		Carga manômetro	Carga ponta	Carga fuste	Carga total	A.l. fuste	Leituras		Deslocamento		
Δt	(h:min)						Ponta	Fuste	Ponta	Fuste	Total
		(Kgf/cm ²)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf/m ²)	0.01 (mm)	0.01 (mm)	(mm)	(mm)	(mm)
CARREGAMENTO											
1'	1:06	140.0	75.31	51.25	126.56	1.87	4926	761	0.16	0.15	0.31
10'	1:16	140.0	75.31	51.25	126.56	1.87	4925	764	0.17	0.18	0.35
1'	1:17	160.0	84.35	60.29	144.64	2.20	4917	767	0.25	0.21	0.46
10'	1:27	160.0	84.35	60.29	144.64	2.20	4916	768	0.26	0.22	0.48
1'	1:28	180.0	93.39	69.33	162.72	2.53	4912	771	0.30	0.25	0.55
10'	1:38	180.0	93.39	69.33	162.72	2.53	4910	777	0.32	0.31	0.63
1'	1:39	200.0	102.43	78.37	180.80	2.86	4904	781	0.38	0.35	0.73
10'	1:49	200.0	102.43	78.37	180.80	2.86	4903	784	0.39	0.38	0.77
1'	1:50	220.0	111.47	87.41	198.88	3.19	4895	787	0.47	0.41	0.88
10'	2:00	220.0	111.47	87.41	198.88	3.19	4891	795	0.51	0.49	1.00
1'	2:01	240.0	120.51	96.45	216.96	3.52	4885	800	0.57	0.54	1.11
10'	2:11	240.0	120.51	96.45	216.96	3.52	4881	807	0.61	0.61	1.22
1'	2:12	260.0	129.55	105.49	235.04	3.85	4871	814	0.71	0.68	1.39
10'	2:22	260.0	129.55	105.49	235.04	3.85	4866	819	0.76	0.73	1.49
1'	2:23	280.0	138.59	114.53	253.12	4.18	4854	828	0.88	0.82	1.70
10'	2:33	280.0	138.59	114.53	253.12	4.18	4843	840	0.99	0.94	1.93
1'	2:34	300.0	147.63	123.57	271.20	4.51	4832	853	1.10	1.07	2.17
10'	2:44	300.0	147.63	123.57	271.20	4.51	4825	864	1.17	1.18	2.35
1'	2:45	320.0	156.67	132.61	289.28	4.84	4808	877	1.34	1.31	2.65
10'	2:55	320.0	156.67	132.61	289.28	4.84	4800	887	1.42	1.41	2.83

Continua...

Tabela 27, Continuação

Tempo		Carga manômetro	Carga ponta	Carga fuste	Carga total	A.l. fuste	Leituras		Deslocamento		
Δt	(h:min)	(Kgf/cm ²)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf/m ²)	Ponta	Fuste	Ponta	Fuste	Total
		(mm)					0.01 (mm)	0.01 (mm)	(mm)	(mm)	(mm)
CARREGAMENTO											
1'	2:56	340.0	165.71	141.65	307.36	5.17	4785	901	1.57	1.55	3.12
10'	3:06	340.0	165.71	141.65	307.36	5.17	4774	923	1.68	1.77	3.45
1'	3:07	360.0	174.75	150.69	325.44	5.50	4757	940	1.85	1.94	3.79
10'	3:17	360.0	174.75	150.69	325.44	5.50	4737	968	2.05	2.22	4.27
1'	3:18	380.0	183.79	159.73	343.52	5.83	4720	987	2.22	2.41	4.63
10'	3:28	380.0	183.79	159.73	343.52	5.83	4690	1026	2.52	2.80	5.32
1'	3:29	400.0	192.83	168.77	361.60	6.16	4667	1048	2.75	3.02	5.77
10'	3:39	400.0	192.83	168.77	361.60	6.16	4620	1105	3.22	3.59	6.81
1'	3:40	420.0	201.87	177.81	379.68	6.49	4560	1158	3.82	4.12	7.94
10'	3:50	420.0	201.87	177.81	379.68	6.49	4502	1206	4.40	4.60	9.00
1'	3:51	440.0	210.91	186.85	397.76	6.82	4446	1243	4.96	4.97	9.93
10'	4:01	440.0	210.91	186.85	397.76	6.82	4265	1335	6.77	5.89	12.66
20'	4:21	440.0	210.91	186.85	397.76	6.82	4186	1364	7.56	6.18	13.74
30'	4:51	440.0	210.91	186.85	397.76	6.82	4111	1387	8.31	6.41	14.72
30'	5:21	440.0	210.91	186.85	397.76	6.82	3936	1530	10.06	7.84	17.90
30'	5:51	440.0	210.91	186.85	397.76	6.82	3771	1551	11.71	8.05	19.76

Fonte: Dados da pesquisa.

Tabela 28 - Descarregamento PCE 06

Tempo		Carga manômetro	Carga ponta	Carga fuste	Carga total	A.I. fuste	Leituras		Deslocamento		
							Ponta	Fuste	Ponta	Fuste	Total
Δt	(h:min)	(Kgf/cm ²)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf/m ²)	0.01 (mm)	0.01 (mm)	(mm)	(mm)	(mm)
DESCARREGAMENTO											
-	-	90.00	40.68	40.68	-	1.48	-	-	-	-	-
0	0:00	440.00	210.91	186.85	397.76	6.80	3771	1551	11.71	8.05	19.76
1'	0:01	350.00	170.23	146.17	316.40	5.32	3771	1551	11.71	8.05	19.76
10'	0:10	350.00	170.23	146.17	316.40	5.32	3772	1551	11.70	8.05	19.75
1'	0:11	260.00	129.55	105.49	235.04	3.84	3798	1544	11.44	7.98	19.42
10'	0:21	260.00	129.55	105.49	235.04	3.84	3800	1543	11.42	7.97	19.39
1'	0:22	170.00	88.87	64.81	153.68	2.36	3834	1530	11.08	7.84	18.92
10'	0:32	170.00	88.87	64.81	153.68	2.36	3838	1530	11.04	7.84	18.88
1'	0:33	80.00	48.19	24.13	72.32	0.88	3884	1499	10.58	7.53	18.11
10'	0:43	80.00	48.19	24.13	72.32	0.88	3884	1499	10.58	7.53	18.11
1'	0:44	0.00	7.51	0.00	7.51	0.00	3941	1491	10.01	7.45	17.46
10'	0:54	0.00	7.51	0.00	7.51	0.00	3950	1444	9.92	6.98	16.90
20'	1:14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3951	1444	9.91	6.98	16.89

Fonte: Dados da pesquisa.

Conforme o Gráfico 43, o deslocamento permaneceu estável até a carga na ponta de 39,15 tf, ou seja, a resistência da ponta foi superada, porque houve um deslocamento de 0,01 mm na ponta. Os deslocamentos foram gradativos num primeiro momento até atingir 120,5 tf, e a partir desta carga passa a ter um deslocamento mais acentuado, até atingir o fim do ensaio com a carga máxima de 210,91 tf. Além disso, nota-se que no período de descarregamento houve uma recuperação de 1,80 mm.

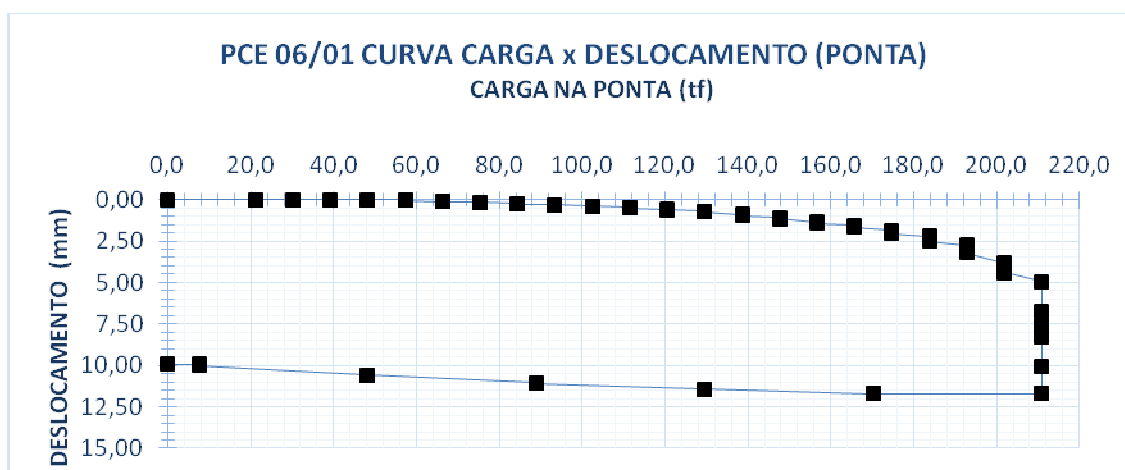


Gráfico 43 - PCE 06/01: curva carga x deslocamento (ponta).

Conforme o Gráfico 44, o deslocamento permaneceu estável até a carga no fuste de 15,09 tf, ou seja, a resistência do atrito lateral do fuste foi superada, porque houve um deslocamento de 0,01 mm no fuste. Os deslocamentos foram gradativos até atingir 33,17 tf, a partir desta carga ocorre um deslocamento mais acentuado até atingir o fim do ensaio com a carga máxima de 186,9 tf. Além disso, nota-se que no período de descarregamento houve uma recuperação de 1,07 mm.

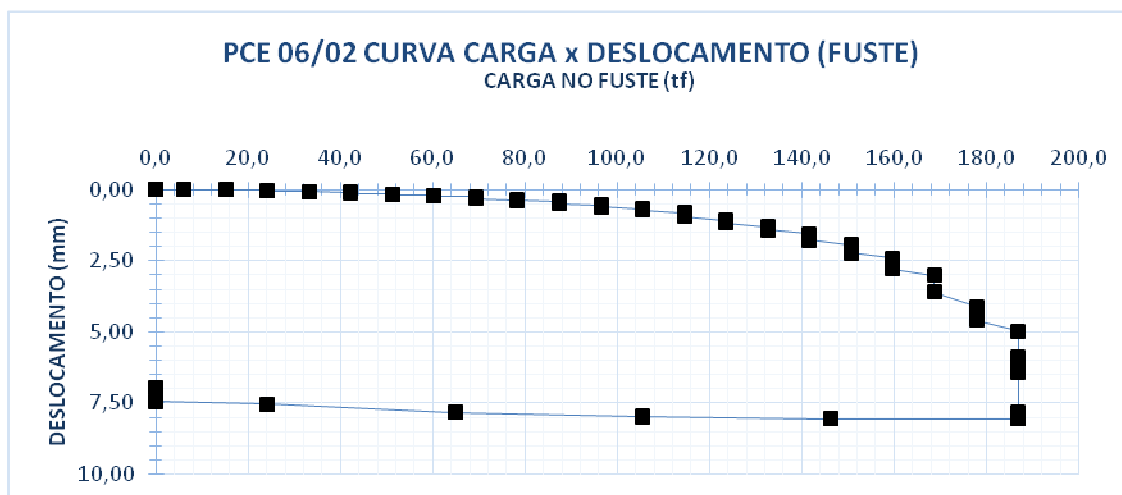


Gráfico 44 - PCE 06/02: carga x deslocamento (fuste).

No Gráfico 45, o que se observa é a variação da tensão do atrito lateral no fuste com um comportamento de pequena variação até 2 tf de tensão para uma manifestação mais acentuada até atingir a tensão máxima de 6,8 tf. Pode-se também observar que a recuperação após o descarregamento foi de 1,07 mm.

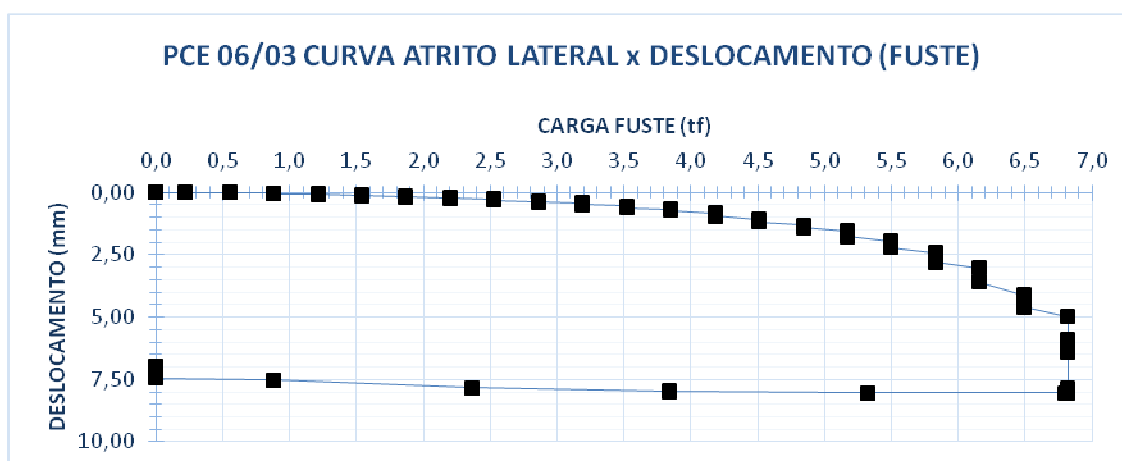


Gráfico 45 - PCE 06/03: curva atrito lateral x deslocamento (fuste).

No Gráfico 46, o deslocamento da estaca permaneceu estável até a carga de 105,5 tf, a partir desta carga ocorre uma manifestação mais

acentuada de deslocamento até atingir o fim do ensaio a carga máxima de 397,8 tf. Quanto ao descarregamento, houve uma recuperação no deslocamento de 2,87 mm.

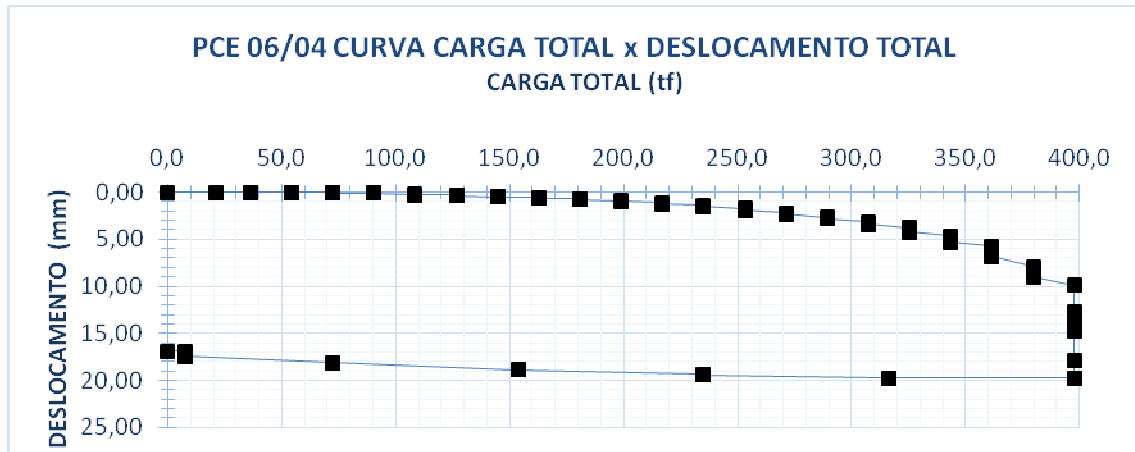


Gráfico 46 - PCE 06/04: curva carga total x deslocamento total.

No Gráfico 47, observa-se que o maior deslocamento foi experimentado pela ponta da estaca, portanto pode-se concluir que a limitação da capacidade de carga da estaca deve-se à ponta. Tal situação é condição ideal para o ensaio de prova de carga através de a célula hidrodinâmica ser eficiente.

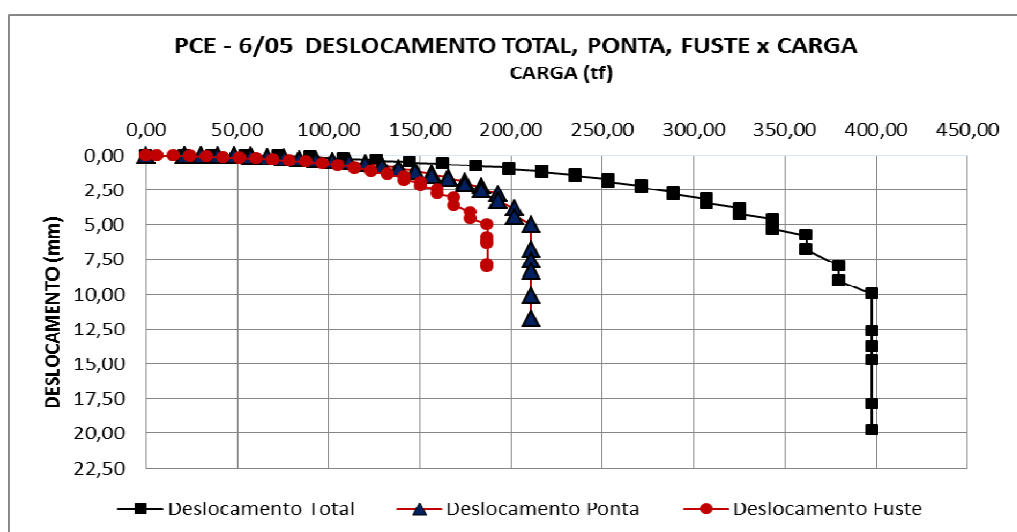


Gráfico 47 - PCE 06/05: deslocamento total, ponta, fuste x carga.

Tabela 29 - Curva carga x deslocamento (estaca inteira)

PCE 06 - Curva carga x deslocamento (estaca inteira)			
Deslocamento (mm)	Carga Ponta	Carga Fuste	Carga Total
0.00	0.00	0.00	0.00
0.01	57.23	15.09	72.32
0.11	66.27	42.21	108.48
0.16	75.31	51.25	126.56
0.25	84.35	69.33	153.68
0.38	102.43	78.37	180.80
0.61	120.51	96.45	216.96
0.72	129.55	105.49	235.04
1.17	147.67	123.57	271.24
1.42	156.67	132.61	289.28
1.56	165.71	141.65	307.36
2.22	183.79	150.69	334.48
2.77	192.83	159.73	352.56
4.96	210.91	186.85	397.76

No Gráfico 48, apresentam intervalos de deslocamentos pré-definidos, onde as cargas de ponta e de fuste se somam quando atingem esse deslocamento. Observa-se que os deslocamentos têm um comportamento gradual até atingir a carga total de 72,3 tf para, posteriormente, os deslocamentos se manifestarem de forma mais acentuada até atingir o fim do ensaio com a carga máxima de 397,8 tf.

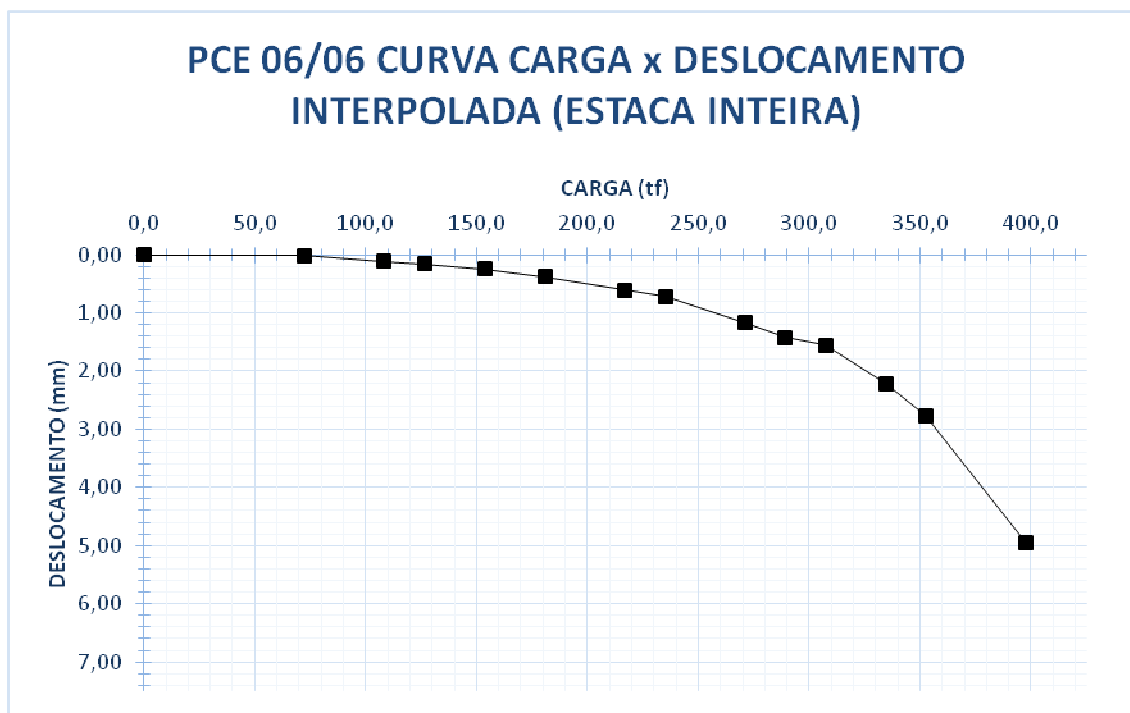


Gráfico 48 - PCE 06/06: curva carga x deslocamento interpolada (estaca inteira).

Observa-se no Gráfico 49 que a tensão da ponta é superior ao do fuste já que o fuste sofreu um deslocamento acentuado, apresentando nitidamente o seu limite de resistência em aproximadamente 186,9 tf, com um deslocamento superior a 4,97 mm.

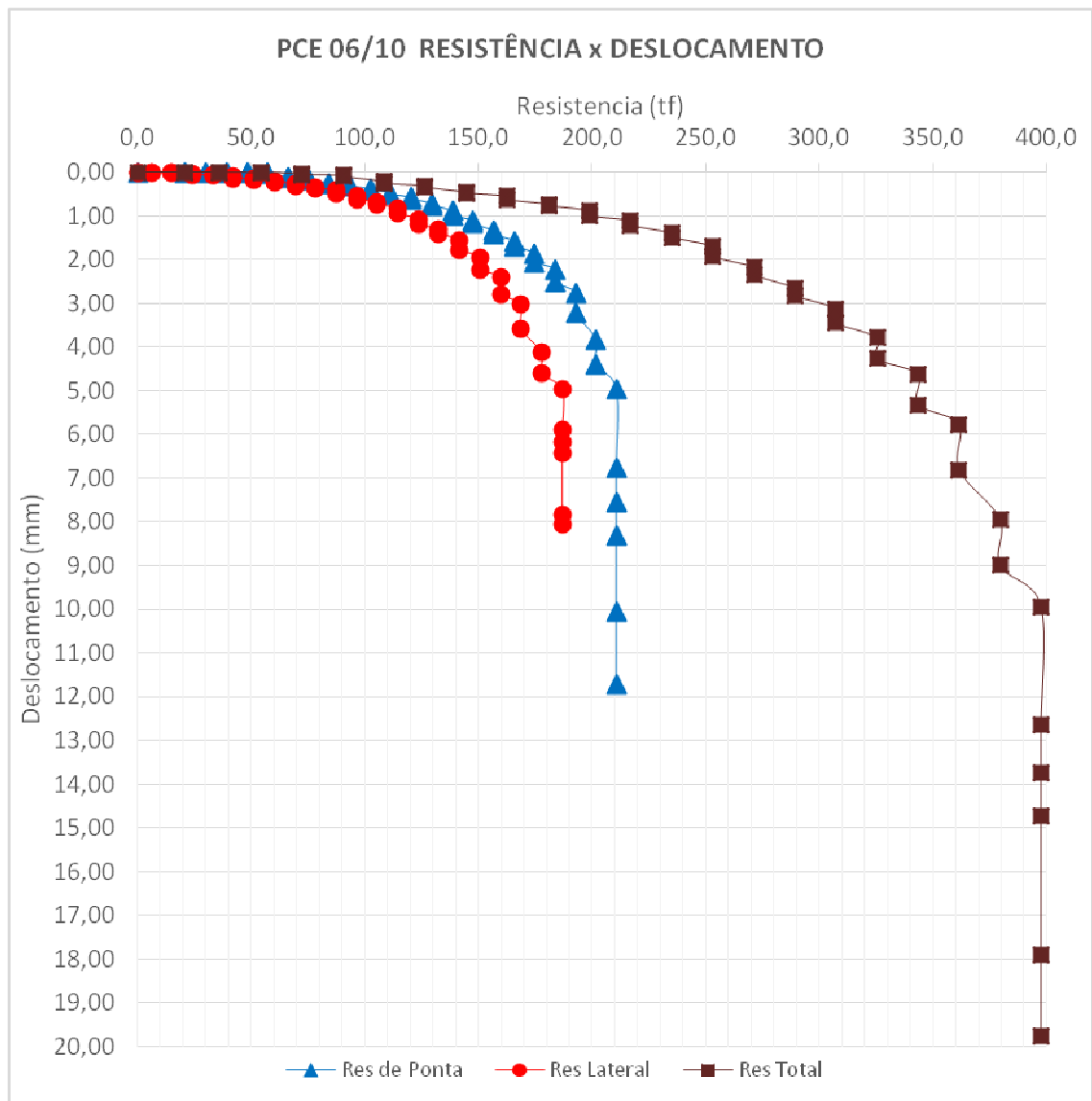


Gráfico 49 - PCE 06/10: resistência x deslocamento.

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão analisados os resultados obtidos na previsão de carga pelos métodos semi-empíricos e experimental, com objetivo de identificar a carga de ruptura (PR) para os dados obtidos por meio dos métodos semi-empíricos serão avaliados a curva de carga-recalque, identificando a carga de ruptura pelos critérios convencionados pela norma ABNT NBR 6122:2010. Para os dados obtidos no ensaio experimental através da curva carga recalque parametrizado, por meio do método matemático de Van Der Vee.

5.1. Carga última ou carga de ruptura (PR)

Segundo DECOURT (2008), na prática da engenharia de fundações procura-se prever a capacidade de carga ou a carga última no sistema de fundações através dos vários métodos e, ou, processos, sem importar as respectivas deformações.

A conferência dessas previsões por meio da prova de carga, se não é a única é a mais correta. Não entanto, provas de carga apresentam como resultado valores carga-recalque, que podem ou não identificar a carga última da estaca, por não ter uma interpretação direta que defina os valores de “ruptura”.

Segundo Magalhães (2005), os métodos para determinação da carga última da estaca podem ser subdivididos em quatro grupos:

- do recalque limite,
- da deformabilidade limite,
- da interseção das fases pseudo-elástica e pseudo-plástica,
- e da forma matemática.

5.1.1. Carga de ruptura segundo a Norma NBR 6122:2010

Para efeito comparativo entre a deformação real do ensaio e o máximo sugerido pelos critérios prescritos pela norma ABNT NBR-6122:2010 no item 8.2.1.1. Prova de Carga.

Corresponde ao primeiro grupo acima apresentado, recalque limite, onde a carga última é fixada em função de um valor de recalque máximo.

A Norma define que a capacidade de carga de estacas ou tubulão de prova deve ser considerada definida quando ocorrer ruptura nítida. Isto ocorre em duas circunstâncias:

- Quando a capacidade de carga da estaca ou tubulão é superior à carga que se pretende aplicar (por exemplo, por limitação de reação)
- Quando a estaca ou tubulão é carregado até apresentar recalques elevados, mas que não configurem uma ruptura nítida.

A norma para o primeiro caso convencionou que o recalque máximo da fundação corresponde ao somatório do encurtamento da estaca e a parcela de recalque máximo do solo.

$$\rho = \frac{P \cdot L}{A \cdot E_p} + \frac{D}{30} \quad (14)$$

em que:

ρ = recalque (em mm);

P = carga aplicada;

L = comprimento da estaca;

A = área da seção transversal da estaca;

E_p = módulo de elasticidade do material da estaca;

D = diâmetro da estaca (em mm).

5.1.2. Módulo de elasticidade do concreto

Segundo a ABNT NBR 6118:2003, o módulo de elasticidade do concreto (E_{cr}) pode-se estimar usando a expressão:

$$E_{cr} = 5600 f_{ck}^{1/2}$$

em que E_{cr} e f_{ck} são dados em MPa.

As estacas analisadas foram confeccionadas com $f_{ck} = 20$ MPa, $E_{cr} = 25043961$ (kN/m²) e $E_{cr} = 2504,40$ (KN/m²).

5.1.3. Estimativa de carga última para as provas de carga experimentais

Tabela 30 - Tabela geral de dimensionamento inteira

nome	fck est.	P. rutura	Diâmetro	Área	Com p. Est.	E (m. young)	Rec (conv)	Rec (conv)	Rec (def.est)	Rec (def.est)	Rec Rupt.
estaca	(Mpa)	(kN)	(m)	(m ²)	(m)	(kN/m ²)	(m)	(mm)	(m)	(mm)	(mm)
PCE-1	20	1143	0,4	0,126	17,00	25043961	0,0133	13,33	1,4534951E-04	0,1453	13,48
PCE-2	20	915,6	0,3	0,071	17,00	25043961	0,0100	10,00	1,5524294E-04	0,1552	10,16
PCE-3	20	1175,2	0,7	0,385	9,25	25043961	0,0233	23,33	8,5396696E-05	0,0854	23,42
PCE-4	20	1625,6	0,5	0,196	16,00	25043961	0,0167	16,66	1,6537544E-04	0,1654	16,83
PCE-5	20	914,4	0,4	0,126	16,00	25043961	0,0133	13,33	1,1627961E-04	0,1163	13,45
PCE-6	20	3977,6	0,7	0,385	21,00	25043961	0,0233	23,33	2,8903497E-04	0,2890	23,62

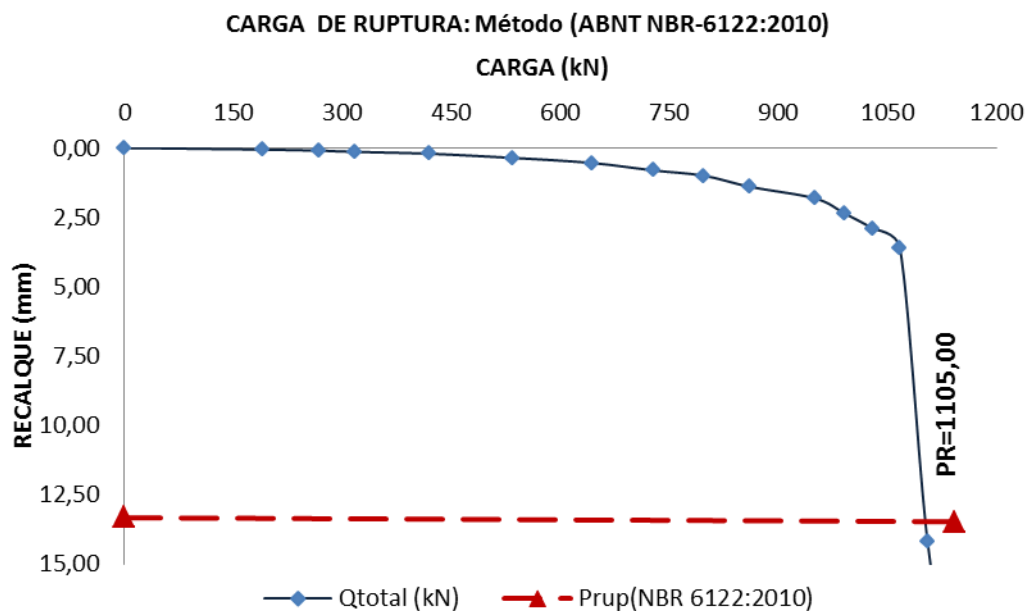
Carga de Ruptura PCE-1

PCE-01 CURVA CARGA x RECALQUE

(ESTACA INTEIRA INTERPOLADA)

RECALQUE	Qf	Qp	Qtotal	Qtotal
(mm)	(tn)	(tn)	(tn)	(kN)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,06	7,97	11,08	19,05	190,50
0,10	11,78	14,89	26,67	266,70
0,14	15,59	16,03	31,62	316,20
0,21	23,21	18,70	41,91	419,10
0,36	30,83	22,51	53,34	533,40
0,54	38,45	25,84	64,29	642,90
0,81	42,26	30,51	72,77	727,70
1,00	46,07	33,60	79,67	796,70
1,40	49,88	36,19	86,07	860,70
1,82	53,69	41,33	95,02	950,20
2,36	53,69	45,37	99,06	990,60
2,90	53,69	49,18	102,87	1028,70
3,61	53,69	52,99	106,68	1066,80
14,18	53,69	56,80	110,49	1104,90
20,23	53,69	60,61	114,30	1143,00

P _{rup} (NBR 6122:2010)	
carga	recalque
0,00	23,33
3977,60	23,62
PR(KN)=	1105,00



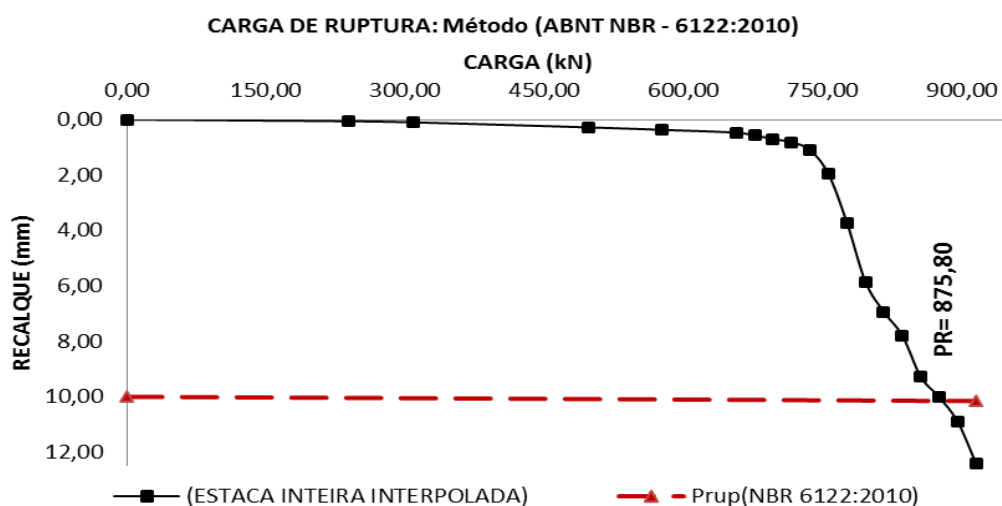
Fonte: Dados da pesquisa.

Gráfico 50 – Gráfico de Carga x Recalque – Carga de Ruptura PCE-1

Carga de Ruptura PCE-2

PCE-02 CURVA CARGA x RECALQUE				
(ESTACA INTEIRA INTERPOLADA)				
Recalque (mm)	Carga Ponta	Carga Fuste	Carga Total	Carga Total
(mm)	tn	tn	tn	KN
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,06	8,09	15,79	23,88	238,80
0,10	11,07	19,77	30,84	308,40
0,28	18,04	31,72	49,76	497,60
0,37	20,04	37,69	57,73	577,30
0,47	22,03	43,66	65,69	656,90
0,57	24,02	43,66	67,68	676,80
0,70	26,01	43,66	69,67	696,70
0,82	28,00	43,66	71,66	716,60
1,10	29,99	43,66	73,65	736,50
1,97	31,98	43,66	75,64	756,40
3,72	33,97	43,66	77,63	776,30
5,85	35,96	43,66	79,62	796,20
6,94	37,95	43,66	81,61	816,10
7,79	39,94	43,66	83,60	836,00
9,28	41,93	43,66	85,59	855,90
10,01	43,92	43,66	87,58	875,80
10,90	45,91	43,66	89,57	895,70
12,41	47,90	43,66	91,56	915,60

P_{rup} (NBR 6122:2010)	
carga	recalque
0,00	10,00
915,60	10,16
PR(KN)= 875,80	

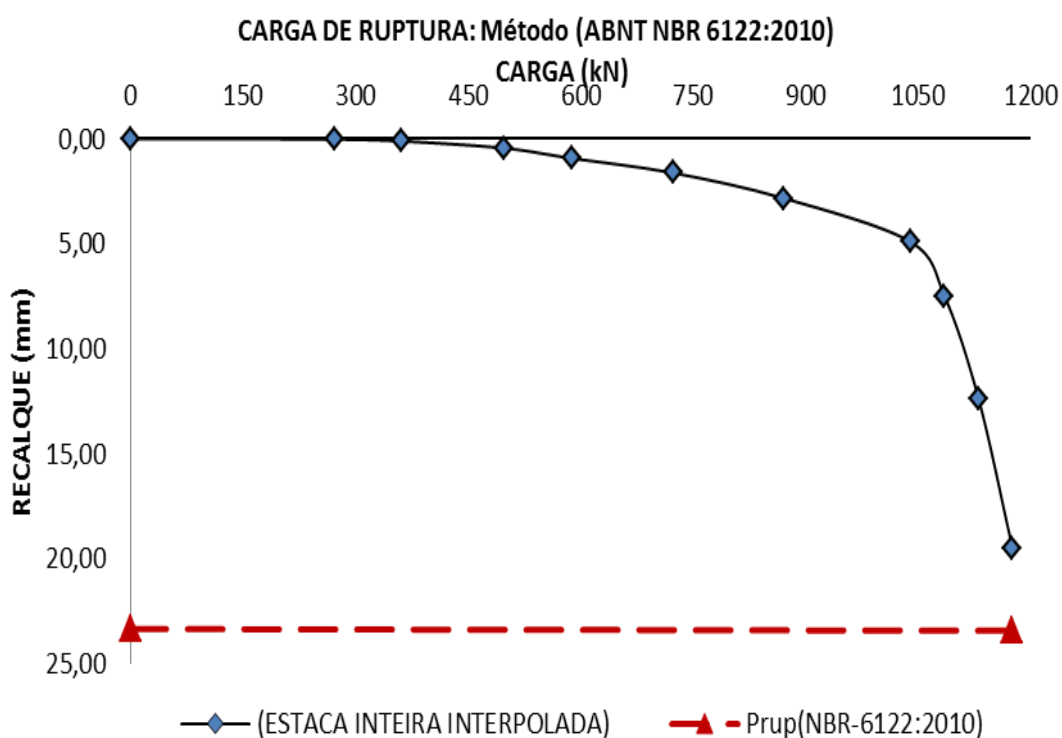


Fonte: Dados da pesquisa.

Gráfico 51 - Gráfico de Carga x Recalque – Carga de Ruptura PCE-2

Carga de Ruptura PCE-3

PCE-03 CURVA CARGA x RECALQUE						
(ESTACA INTEIRA INTERPOLADA)						
Recalque (mm)	Carga Ponta	Carga Fuste	Carga Total	Carga Total		
(mm)	tn	tn	tn	KN		
0,00	0,00	0,00	0,00	0		
0,02	15,05	12,07	27,12	271,2		
0,11	19,57	16,59	36,16	361,6		
0,44	28,61	21,11	49,72	497,2		
0,92	33,13	25,63	58,76	587,6		
1,62	42,17	30,15	72,32	723,2		
2,83	52,41	34,67	87,08	870,8		
4,91	64,77	39,19	103,96	1039,6		
7,49	64,77	43,71	108,48	1084,8		
12,36	64,77	48,23	113,00	1130		
19,47	64,77	52,75	117,52	1175,2		
					P_{rup}(NBR 6122:2010)	
					carga	recalque
					0,00	23,33
					1175,20	23,42
					PR(KN)=	VAGO



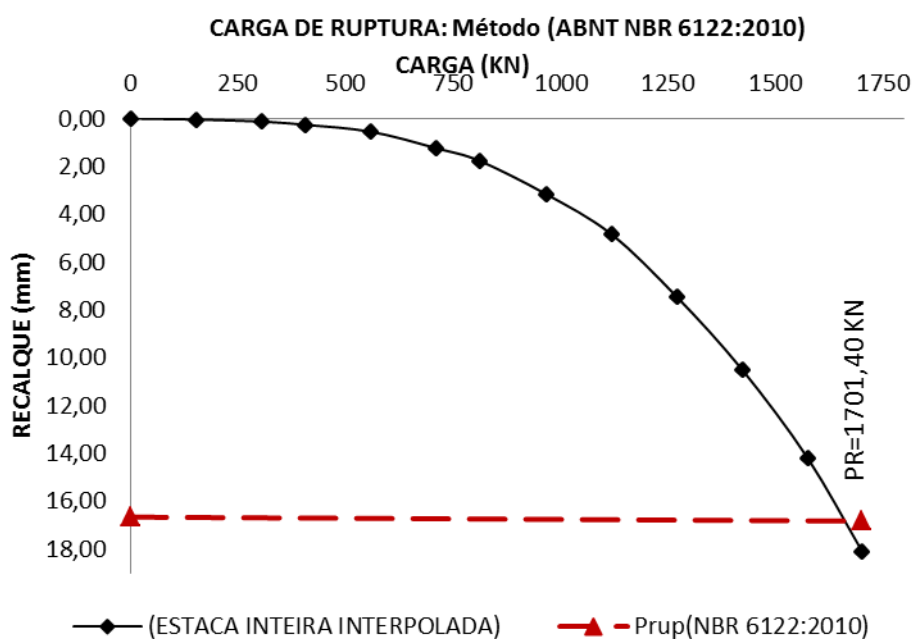
Fonte: Dados da pesquisa.

Gráfico 52 - Gráfico de Carga x Recalque – Carga de Ruptura PCE-3

Carga de Ruptura PCE-4

PCE-04 CURVA CARGA x RECALQUE				
(ESTACA INTEIRA INTERPOLADA)				
Recalque (mm)	Carga Ponta	Carga Fuste	Carga Total	Carga Total
(mm)	tn	tn	tn	KN
0,00	0,00	0,00	0,00	0
0,04	11,22	4,02	15,24	152,4
0,13	16,30	14,18	30,48	304,8
0,26	21,38	19,26	40,64	406,4
0,55	26,46	29,42	55,88	558,8
1,24	31,54	39,58	71,12	711,2
1,78	36,62	44,66	81,28	812,8
3,15	46,78	49,74	96,52	965,2
4,83	56,94	54,82	111,76	1117,6
7,45	67,10	59,90	127,00	1270
10,50	77,26	64,98	142,24	1422,4
14,20	87,42	70,06	157,48	1574,8
18,10	95,00	75,14	170,14	1701,4

P_{rup} (NBR 6122:2010)	
carga	recalque
0,00	16,67
1701,00	16,83
PR(KN)=	1701,40



Fonte: Dados da pesquisa.

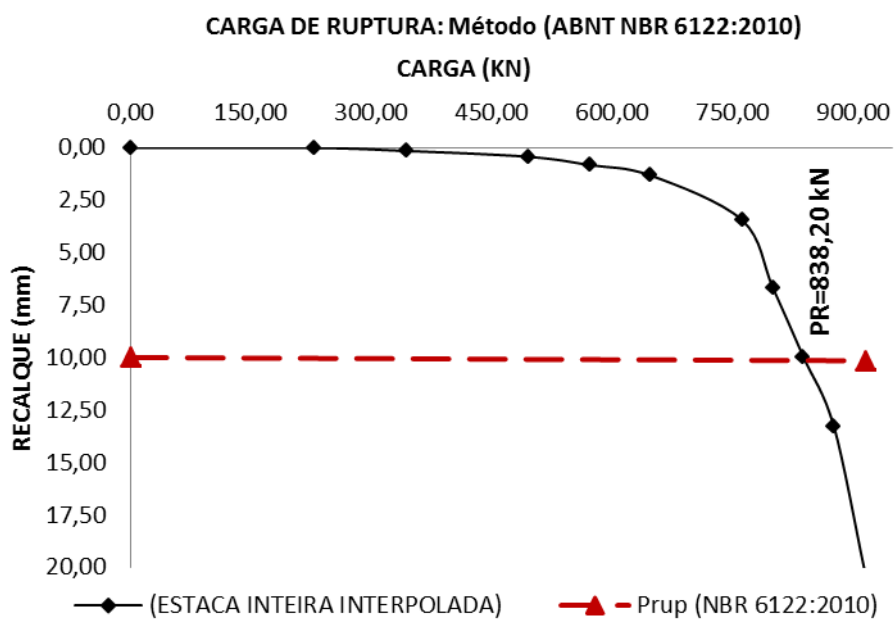
Gráfico 53 - Gráfico de Carga x Recalque – Carga de Ruptura PCE-4

Carga de Ruptura PCE-5

PCE-05 CURVA CARGA x RECALQUE

(ESTACA INTEIRA INTERPOLADA)				
Recalque (mm)	Carga Ponta	Carga Fuste	Carga Total	Carga Total
(mm)	tn	tn	tn	KN
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,01	7,67	15,19	22,86	228,60
0,15	11,48	22,81	34,29	342,90
0,43	22,91	26,62	49,53	495,30
0,82	26,72	30,43	57,15	571,50
1,32	30,53	34,24	64,77	647,70
3,45	34,34	41,86	76,20	762,00
6,66	38,15	41,86	80,01	800,10
9,96	41,96	41,86	83,82	838,20
13,28	45,77	41,86	87,63	876,30
20,11	49,58	41,86	91,44	914,40

P_{rup} (NBR 6122:2010)	
carga	recalque
0,00	10,00
915,60	10,16
PR(KN)=	838,20



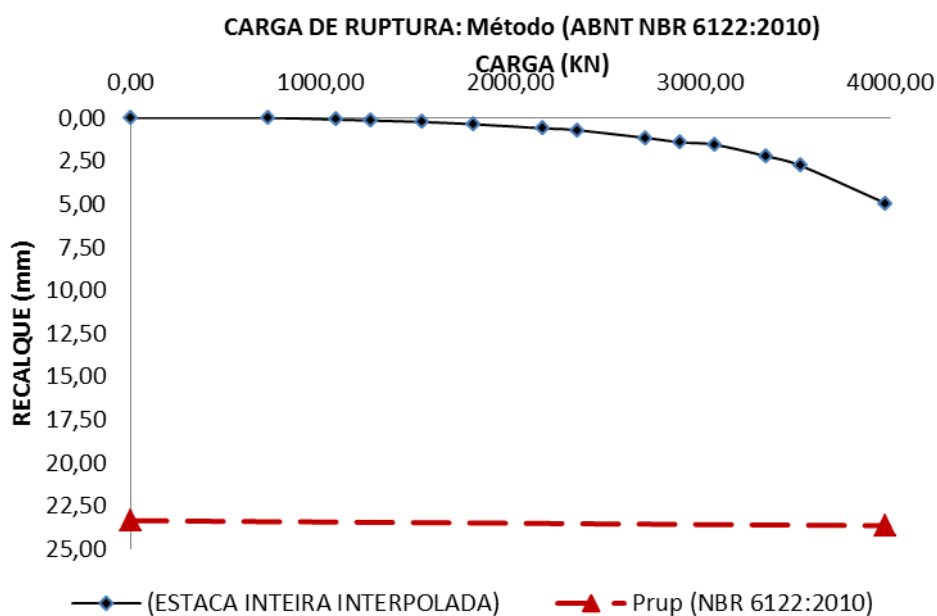
Fonte: Dados da pesquisa.

Gráfico 54 - Gráfico de Carga x Recalque – Carga de Ruptura PCE-5

Carga de Ruptura PCE-6

PCE-06 CURVA CARGA x RECALQUE				
(ESTACA INTEIRA INTERPOLADA)				
Recalque (mm)	Carga Ponta	Carga Fuste	Carga Total	Carga Total
(mm)	tn	tn	tn	KN
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,01	57,23	15,09	72,32	723,20
0,11	66,27	42,21	108,48	1084,80
0,16	75,31	51,25	126,56	1265,60
0,25	84,35	69,33	153,68	1536,80
0,38	102,43	78,37	180,80	1808,00
0,61	120,51	96,45	216,96	2169,60
0,72	129,55	105,49	235,04	2350,40
1,17	147,67	123,57	271,24	2712,40
1,42	156,67	132,61	289,28	2892,80
1,56	165,71	141,65	307,36	3073,60
2,22	183,79	150,69	334,48	3344,80
2,77	192,83	159,73	352,56	3525,60
4,96	210,91	186,85	397,76	3977,60

P_{rup} (NBR 6122:2010)	
carga	recalque
0,00	23,33
3977,60	23,62
PR(KN)=	VAGO



Fonte: Dados da pesquisa.

Gráfico 55 - Gráfico de Carga x Recalque – Carga de Ruptura PCE-6.

5.1.4. Carga de ruptura (PR) para cargas (métodos semi-empíricos)

O Método de Van Der Veen (1953) corresponde ao quarto grupo do item apresentado no item 5.1, método matemático, que ajusta o gráfico resultante do ensaio, a uma curva exponencial de fórmula conhecida, determinando o valor da última carga por meio de tentativas, na equação

$$P = P_{ult} \cdot (1 - e^{-\alpha \rho}) \quad (15)$$

em que:

P = carga aplicada;

P_{ult} = carga última;

ρ = recalque correspondente à carga P .

Sendo α definido como:

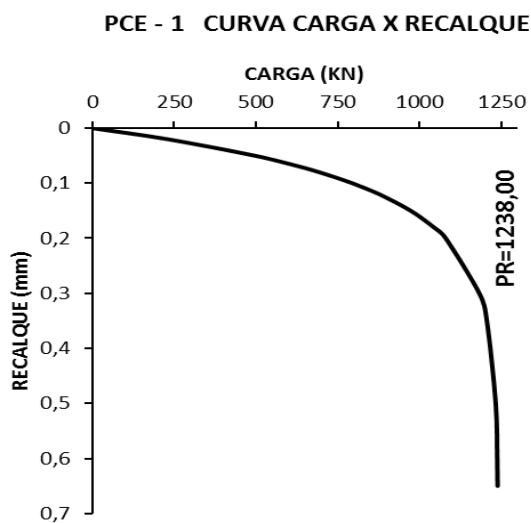
$$\alpha = \frac{-\ln \left(1 - \frac{P}{PR} \right)}{\rho} \quad (16)$$

A carga de ruptura (PR) ou valor último é obtido arbitrando-se valores aproximados da carga última, até que o gráfico “- ln . (1 – P/PR)” se projete numa reta.

Tabela 31 - Carga de Ruptura: Método Van Der Veen

TABELA: DIMENSIONAMENTO GERAL																		
ESTACA	DADOS DA ESTACA		METODO SEMI-EMPÍRICO						PR medio Qm(kN)	Média atrito lateral (KN)	Recalque do solo ρ (cm)	Á. Estaca (cm²)	M. Elast concreto (kN/cm²)	Carga Próxima Adotada	Reca. Elástico Fuste Wp (cm)	Recalque Total (cm)	Coeficiente em função da estaca e do solo - α (1/m)	Carga de Recalque Pi (KN)
	ø	COMP EST.	AOKI VELOSO			DECOURT E QUARESMA												
			R. Lateral	R. Ponta	Q(kN)	R. Lateral	R. Ponta	Q(kN)										
PCE - 1	0,40	17,00	736,37	473,69	1210,06	1081,34	188,40	1269,74	1239,90	908,86	0,00063	1256,0	2504,4	1200,00	0,33521	0,33584	10,232	1205
PCE - 2	0,30	17,00	552,28	266,45	818,73	811,00	105,98	916,98	867,86	681,64	0,00047	706,5	2504,4	850,00	0,43282	0,43330	8,963	867,85
PCE - 3	0,70	9,25	665,24	1269,35	1934,59	2066,00	498,51	2564,51	2249,55	1365,62	0,00319	3846,5	2504,4	2200,00	0,18507	0,18826	20,267	2249,55
PCE - 4	0,50	16,00	968,91	1614,86	2583,77	1576,16	408,20	1984,36	2284,07	1272,54	0,00099	1962,5	2504,4	2250,00	0,35835	0,35935	11,703	2284,07
PCE - 5	0,40	16,00	359,22	502,40	861,62	810,12	113,04	923,16	892,39	584,67	0,00046	1256,0	2504,4	850,00	0,22805	0,22851	13,334	892,39
PCE - 6*	0,70	21,00	1797,96	3297,00	5094,96	2355,36	923,16	3278,52	4186,74	2076,66	0,00094	3846,5	2504,4	4100,00	0,32059	0,32153	12,057	4186,74

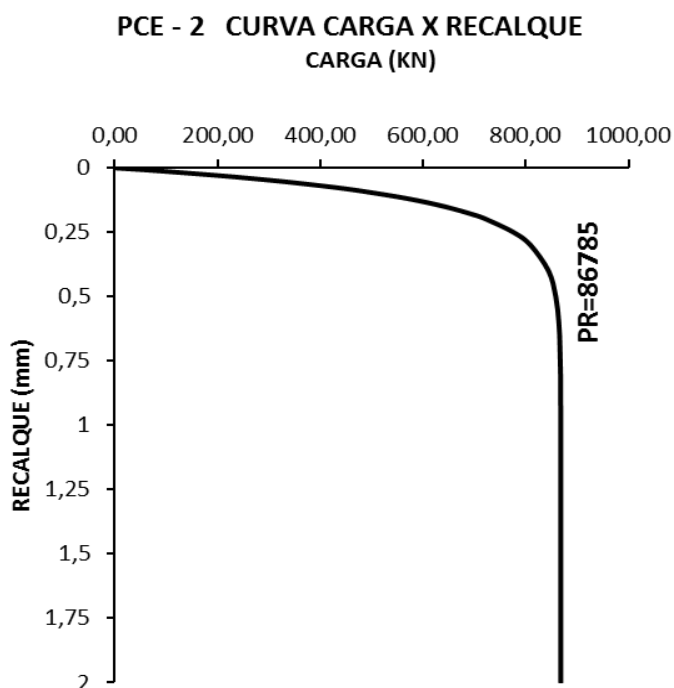
* Perfil geotécnico na profundidade máxima de 15 m.



PCE - 1	
Y	X
pi (cm)	Púlt (KN)
0	0,00
0,02	229,46
0,05	496,54
0,07	634,11
0,08	693,03
0,09	746,22
0,095	770,84
0,098	785,02
0,099	789,65
0,1	794,23
0,12	876,71
0,15	972,71
0,18	1043,33
0,2	1079,71
0,3	1182,32
0,35	1205,38
0,5	1232,46
0,6	1237,23
0,61	1237,49
0,62	1237,72

Fonte: Dados da pesquisa.

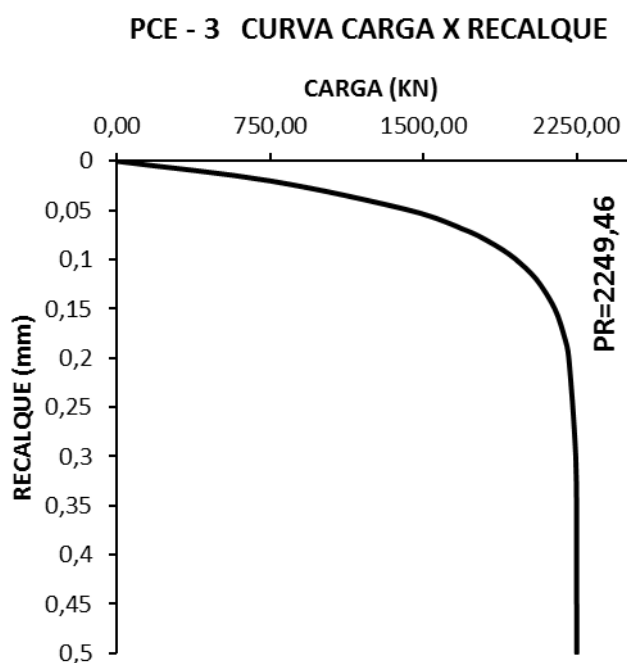
Gráfico 56 - Gráfico de Carga x Recalque – (Van Der Veen) Ruptura PCE-1.



PCE - 2	
Y	X
pi (cm)	Púlt (KN)
0	0,00
0,01	74,40
0,03	204,62
0,05	313,47
0,07	404,45
0,09	480,50
0,12	571,83
0,15	641,63
0,18	694,97
0,2	723,34
0,25	775,54
0,3	808,88
0,4	843,79
0,5	858,04
0,6	863,85
0,7	866,22
0,8	867,19
0,9	867,58
1	867,74
2	867,85

Fonte: Dados da pesquisa.

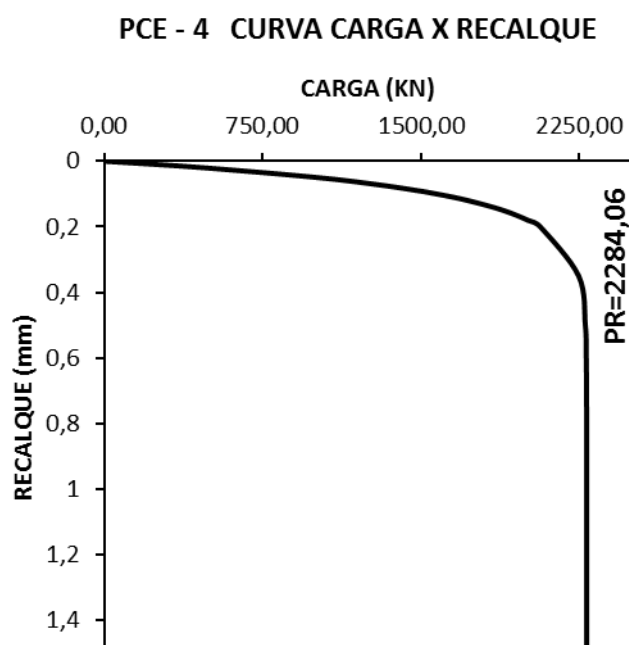
Gráfico 57 - Gráfico de Carga x Recalque (Van Der Veen) Ruptura PCE-2.



PCE - 3	
Y	X
pi (cm)	Púlt (KN)
0	0,00
0,02	749,66
0,05	1432,96
0,07	1705,09
0,08	1804,97
0,09	1886,53
0,095	1921,51
0,098	1940,87
0,099	1947,06
0,1	1953,13
0,12	2051,91
0,15	2141,95
0,18	2190,97
0,2	2210,49
0,3	2244,40
0,4	2248,87
0,5	2249,46

Fonte: Dados da pesquisa.

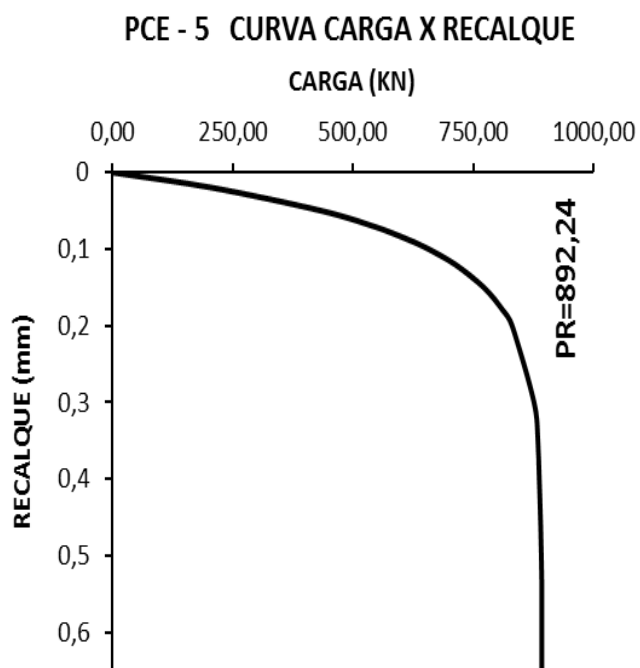
Gráfico 58 - Gráfico de Carga x Recalque (Van Der Veen) Ruptura PCE-3.



PCE - 4	
Y	X
pi (cm)	Púlt (KN)
0	0,00
0,02	476,65
0,05	1011,79
0,07	1277,29
0,09	1487,39
0,1	1575,38
0,12	1723,27
0,15	1889,31
0,18	2006,19
0,2	2064,18
0,35	2246,06
0,5	2277,50
0,6	2282,03
0,8	2283,87
1	2284,05
1,2	2284,06
1,5	2284,06

Fonte: Dados da pesquisa.

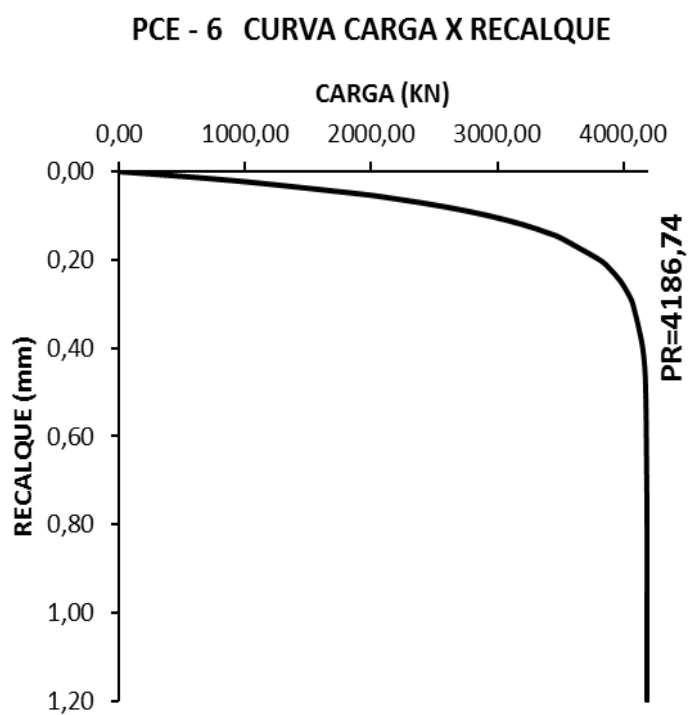
Gráfico 59 - Gráfico de Carga x Recalque (Van Der Veen) Ruptura PCE-4.



PCE - 5	
Y	X
pi (cm)	Púlt (KN)
0	0,00
0,02	208,90
0,05	434,25
0,07	541,49
0,08	585,30
0,09	623,63
0,095	640,97
0,098	650,83
0,099	654,03
0,1	657,18
0,12	712,24
0,15	771,64
0,18	811,45
0,2	830,40
0,3	876,05
0,35	884,00
0,5	891,25
0,6	892,09
0,61	892,13
0,62	892,16
0,63	892,19
0,64	892,21
0,65	892,24

Fonte: Dados da pesquisa.

Gráfico 60 - Gráfico de Carga x Recalque (Van Der Veen) Ruptura PCE-5.



PCE - 6	
Y	X
pi (cm)	P _{ult} (KN)
0,00	0,00
0,02	897,09
0,05	1895,55
0,06	2155,80
0,07	2386,48
0,08	2590,97
0,09	2772,22
0,10	2932,89
0,11	3075,31
0,12	3201,55
0,13	3313,46
0,14	3412,65
0,15	3500,57
0,20	3811,24
0,22	3891,70
0,25	3981,25
0,28	4043,62
0,30	4074,28
0,40	4153,06
0,50	4176,65
0,80	4186,47
1,00	4186,72
1,20	4186,74

Fonte: Dados da pesquisa.

Gráfico 61 - Gráfico de Carga x Recalque (Van Der Veen) Ruptura PCE-6.

6. CONCLUSÕES

O sistema de reação é composto por três elementos que constituem a estaca, sendo eles: o trecho de fuste, célula expansiva hidrodinâmica e o trecho de ponta e a resposta desse sistema é dada em função ao atrito lateral entre o elemento de fundação (estaca) e as camadas.

É condição de um sistema de reação ideal ter seu equilíbrio proporcionado com uma tensão no trecho de fuste superior a tensão do trecho de ponta, o que determinará sua eficiência. Os cálculos semi-empíricos permitem definir uma localização ideal da célula que garanta as condições acima descritas. No entanto, pela dificuldade de equipamentos, localização, viscosidade do concreto, entre outros fatores, essa profundidade pode não ser atingida.

Observou-se que no PC1 e PC2, a previsão por meio dos métodos semi-empíricos baseiam-se pelo mesmo ensaio de SPT, tendo variação em sua profundidade de 0,50 m em relação à localização da célula. Além disso, o diâmetro das estacas é diferente, sendo eles de 0,30 m e 0,40 m e o atrito lateral é de $3,89 \text{ tf/m}^2$ e $3,94 \text{ tf/m}^2$, respectivamente. Dessa forma, o maciço do solo tem seu comportamento mecânico muito semelhante.

Observou-se através do método semi-empírico Aoki-Veloso, que as tensões resultantes nas estacas, na profundidade em que foi implantada a célula, para o PC1 e PC2 foram de $3,0 \text{ tf/m}^2$ e $2,83 \text{ tf/m}^2$, respectivamente. Na comparação entre o experimental e o semi-empírico, verificou-se uma variação de 22,8% e 28,17%, respectivamente.

De acordo com a ABNT NBR 6122:2010, a carga de ruptura pode ser determinada quando ocorre uma ruptura nítida e quando isso não ocorrer, pode se observar o crescimento contínuo de recalque com a carga. Para a prova de carga através da célula expansiva hidrodinâmica, no entanto, a identificação dessa carga de ruptura é mais simples, uma vez que para uma mesma carga ocorre o deslocamento, conforme apresentado nos gráficos deste trabalho.

Portanto, conclui-se que mesmo com as adequações dos métodos semi-empíricos ainda a capacidade de resistência do maciço do solo é sobre dimensionada. Já com os ensaios de prova de carga através da célula expansiva hidrodinâmica apresentadas neste trabalho, é possível tornar esse

dimensionamento mais próximo, o que proporcionará menor custo no dimensionamento da fundação.

Como sugestão para futuros trabalhos, a criação de um banco de dados em diferentes perfis geotécnicos, o que permitiria a padronização de alguns comportamentos mecânicos desses perfis, direcionando o pré-dimensionamento da capacidade de resistência da estaca.

REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, P.J.R. **Estacas escavadas, hélice-continua e ômega: estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio através de prova de carga instrumentadas em profundidade**. 2001. 272 p. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Paulo, SP.

ALMEIDA NETO, J.A. **Análise do desempenho de estacas hélice contínua de ômega: aspectos executivos**. 2002. 174 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade de São Paulo, São Paulo, SP.

ALONSO, U.R. Estimativa de adesão em estacas a partir do atrito lateral medido com o torque no ensaio SPT-T. **Solos e Rochas**, São Paulo, v. 1, n. 19, 1996.

ANTUNES, W.R.; TAROZZO, H. Estacas tipo hélice contínua. In: HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática**. 2.ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 345-348.

AOKI, N. **Determinação da capacidade de carga última de estaca cravada em ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente**. 1997. 111 p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.

AOKI, N. **Engenharia de fundações**: notas de aula. São Carlos: Departamento de Geotecnia, 1996.

AOKI, N.; CINTRA, J.C.A. **SGS 5817**: engenharia de fundações – notas de aula. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2000.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing of piles. In: PANAMERICAM CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., 1975, Buenos Aires. **Anais...** Buenos Aires: [s.n.], 1975. v.1, p. 367-376.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 12131**: estacas – prova de carga estática. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010. 33 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6484**: execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro, 1980. 12 p.

BUENO, B.S. **Capacidade de carga de fundações rasas**. Viçosa: UFV, 1985. 74 p. (Apostila 204).

CAPUTO, A.N.; MANRUBIA, H. A estaca hélice contínua com monitoração eletrônica. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 3, 1996, São Paulo. **Anais....** São Paulo: ABMS, 1996. v. 2, p. 133-139.

CAPUTO, A.N.; TAROSSO, H.; ALONSO, U.R.; ANTUNES, W.R. **Estacas hélice contínua**: projeto, execução e controle. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Núcleo Regional de São Paulo, 1997. 59 p.

CHIN, F.K. Discussion: pile tests - Arkansas River Project. **JSMFD, ACSE**, v. 27 n. SM7, 1970.

CINTRA, J.C.A. Solos colapsáveis. In: CINTRA, J.C.A. Fundações em solos colapsáveis. São Carlos: Serviço Gráfico da EESC/USP, 2002. cap. 1, p. 7-14.

CINTRA, J.C.A.; AOKI, N. **Carga admissível em fundações profundas**. São Carlos: EESC-USP, 1999. 61 p.

DÉCOURT, L. Análise e projeto de fundações profundas. In: HACHICH, A. et al. (Eds.). **Fundação**: teoria e prática. São Paulo: Pini, 1996.

FLEMING, W.G.K.; WELTMAN, A.J.; RANDOLPH, M.F.; ELSON, M.K. **Pilling engineering**. New York: John Wiley & Sons, 1992.

GIUGLIANI, E. **Fundações profundas**: estimativa de capacidade de carga admissível. 2006.

GONÇALVES, S.F. **Estudo do comportamento à compressão de estacas metálicas curtas em solo sedimentar**. Santa Maria: Universidade Federal Santa Maria, 2008. 133 p.

HACHICH, W.; FALCONI, F.F.; SAES, J.L.; FROTA, R.G.Q.; CARVALHO, S.S.; NIYAMA, S. **Fundações**: teoria e prática. 2.ed. São Paulo: Pini, 1998.

LAMBE, W.; WHITMAN, R. **Mecânica de solos**. México: Instituto Tecnológico de Massachusetts, 1994.

LOPES, G.S. **Execução e análise de uma prova de carga direta em verdadeira grandeza em solo residual de gnaisses**. 1997. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG.

MAZURKIEWICZ, B.K. **Test loading of piles according to polish regulations**. Swedish Academy of Eng. Sciences, 1972.

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, J.M. **Concreto**: estrutura, propriedades e materiais. São Paulo: Pini, 1994. 573 p.

MILITITSKY, J. Provas de carga estática. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2, 1991, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 1991. v. 2, p. 203-228.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N.C.; SCHNAID, F. **Patologias das fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.

NIENOV, F. **Comportamento à compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo sedimentar na região de Santa Maria**. 2006. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS.

NIYAMA, S.; AOKI, N.; CHAMECKI, P.R. (1996). Verificação de desempenho. In: HACHICH, A. et al. (Eds.). **Fundação**: teoria e prática. São Paulo: Pini, 1996. cap. 20, p. 723-751.

PENNA, A.S.D. et al. **A estaca hélice continua**: a experiência atual. São Paulo: ABMS/ABEF/IE, 1999.

VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3, 1953, Zurich. **Proceedings...** Zurich, 1953. v. 2, p. 84-90.

VELLOSO, D.A.; ALONSO, U.R. Previsão, controle e desempenho de fundações. In: NEGRO JUNIOR, J. et al. **Previsão de desempenho x comportamento real**. São Paulo: ABMS/NRSP, 2000. p. 95-139.

VELLOSO, D.A.; LOPES, F.R. Concepção de obras de fundações. In: **Fundações: teoria e pratica**. São Paulo: ABMS/ABEF/Pini, 1996. p. 211-226.

VELLOSO, D.A.; LOPES, F.R. **Fundações**: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2004.

VELLOSO, D.A.; LOPES, F.R. **Fundações**: fundações profundas. Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ, 2002.

APÊNDICE

DADOS, FIGURAS E GRÁFICOS (MÉTODO EXPERIMENTAL)

PROVA DE CARGA ESTÁTICA - PCE 01

Dimensões geométricas

- Diâmetro: 40 cm.
- Comprimento escavado da estaca: 17,00 m.
- Comprimento concretado da estaca: 17,00 m.
- Comprimento do fuste da estaca (acima da célula): 11,00 m
- Comprimento da ponta da estaca (abaixo da célula): 6,00 m
- Área lateral do fuste (*): aproximadamente 13,82 m².
- Área lateral da ponta (**): aproximadamente 7,54 m².
- Seção transversal da ponta: aproximadamente 0,13 m².

* Área lateral compreendida entre o nível da célula e a cota de arrasamento, considerando-se o comprimento concretado.

** Área lateral compreendida entre o nível das células e a cota de fundo da estaca.

Cotas da estaca ensaiada

- Cota de fundo: -17,00 m
- Cota de instalação das células: -11,00 m
- Cota de arrasamento do concreto: 0,00 m
- Cota do terreno: 0,00 m.

Concreto

- Característica: Tipo bombeado.
- Classe: C20
- Fator água cimento: $a/c \leq 0,55$
- Resistência característica: $f_{ck} \geq 20$ MPa.
- Agregado: Areia e pedrisco.
- Slump: 25 cm.
- Consumo mínimo de cimento: 400 kg/m³.
- Percentagem de argamassa em massa $\geq 55\%$

- Resultados de ensaios de resistência à compressão em corpos de prova de concreto retirados da estaca testada: Não fornecido.

Carga de trabalho de estacas similares à estaca testada: 80,0 tf

Para as cargas mobilizadas para o fuste descontou-se o peso próprio do mesmo devido ao carregamento ascendente, considerando-se a densidade do concreto armado iguala $2,5 \text{ tf/m}^3$, o mesmo valor foi acrescido às cargas mobilizadas para a ponta.

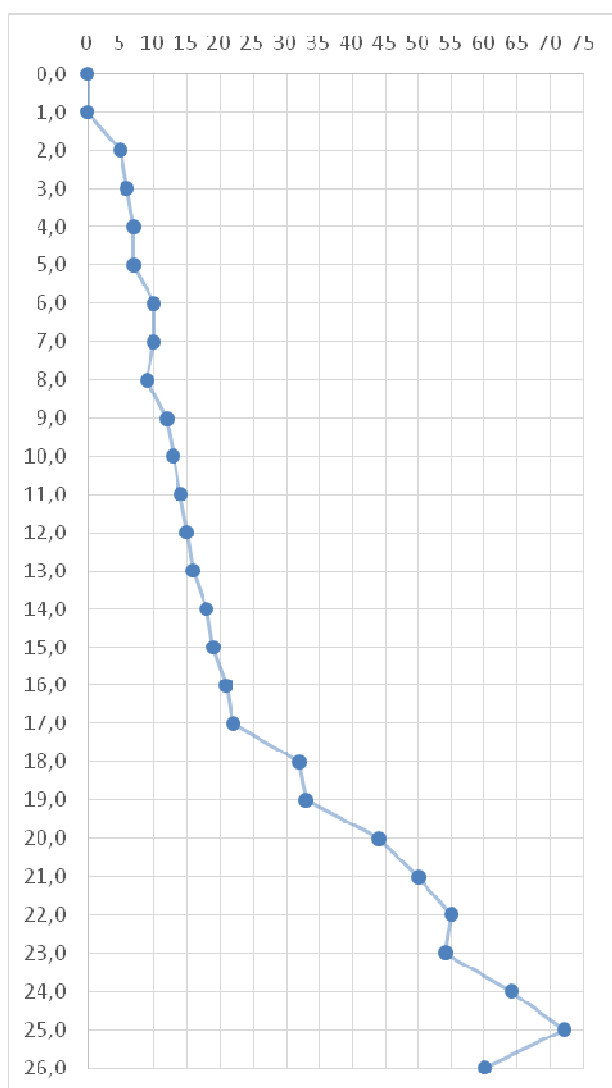
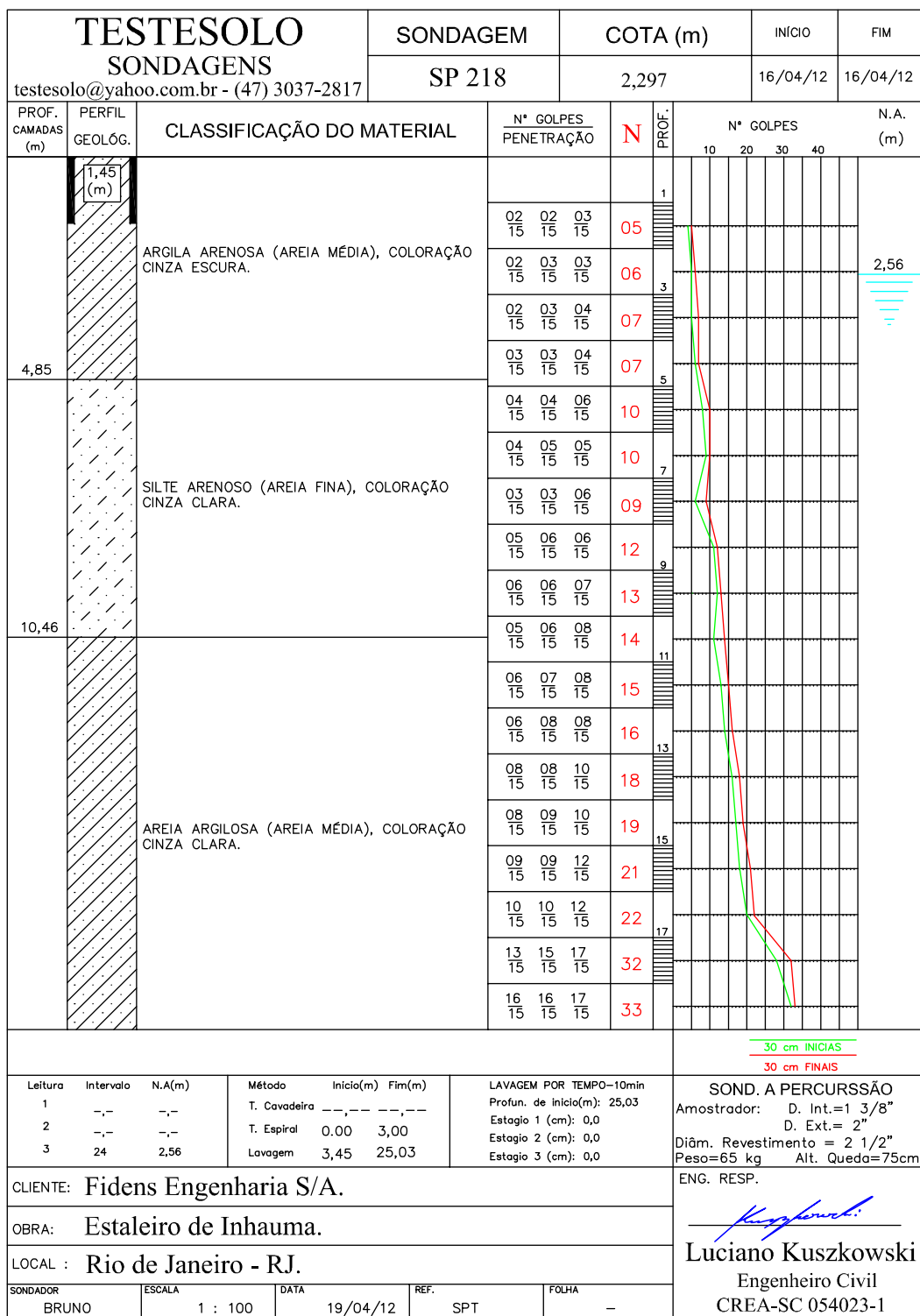


Gráfico 62 - SPT: PCE 01.

Tabela 32 - Classificação do solo

Classificação do solo	Z (m)	N (SPT)
Areia Argilosa (Areia Média)	0.0	0
	1.0	0
	2.0	5
	3.0	6
	4.0	7
	5.0	7
Silte Arenoso (Areia Fina)	6.0	10
	7.0	10
	8.0	9
	9.0	12
	10.0	13
Areia Argilosa (Areia Média)	11.0	14
	12.0	15
	13.0	16
	14.0	18
	15.0	19
	16.0	21
	17.0	22
	18.0	32
	19.0	33
	20.0	44
Areia Argilosa (Areia Média)	21.0	50
	22.0	55
	23.0	54
	24.0	64
	25.0	72
Impenetrável ao Trépano	26.0	60

Fonte: Dados da pesquisa.



Fonte: Dados da pesquisa.

Figura 31 - SPT no qual se apresenta o índice N de resistência à penetração durante os últimos 30 cm do ensaio.

PROVA DE CARGA ESTÁTICA - PCE 02

Dimensões geométricas

- Diâmetro: 30 cm.
- Comprimento escavado da estaca: 17,00 m.
- Comprimento concretado da estaca: 17,00 m.
- Comprimento do fuste da estaca (acima da célula): 12,00 m
- Comprimento da ponta da estaca (abaixo da célula): 5,00 m
- Área lateral do fuste (*): aproximadamente 11,31 m².
- Área lateral da ponta (**): aproximadamente 4,71 m².
- Seção transversal da ponta: aproximadamente 0,07 m².

* Área lateral compreendida entre o nível da célula e a cota de arrasamento, considerando-se o comprimento concretado.

** Área lateral compreendida entre o nível das células e a cota de fundo da estaca.

Cota da estaca ensaiada

- Cota de fundo: -17,00
- Cota de instalação das células: -12,00
- Cota de arrasamento do concreto: 0,00
- Cota do terreno: 0,00

Concreto

- Característica: Tipo bombeado.
- Classe: C20
- Fator água cimento: $a/c \leq 0,6$
- Resistência característica: $f_{ck} \geq 20\text{MPa}$.
- Agregado: Areia e pedrisco.
- Slump: 27 cm.
- Consumo mínimo de cimento: 400kg/m³.
- Percentagem de argamassa em massa $\geq 55\%$
- Resultados de ensaios de resistência a compressão em corpos de prova de concreto retirados da estaca testada: Não fornecido

Carga de trabalho de estacas similares à estaca testada: 45,0 tf

Para as cargas mobilizadas para o fuste descontou-se o peso próprio do mesmo devido ao carregamento ascendente, considerando-se a densidade do concreto armado iguala $2,5 \text{ tf/m}^3$, o mesmo valor foi acrescido às cargas mobilizadas para a ponta durante os últimos 30 cm do ensaio.

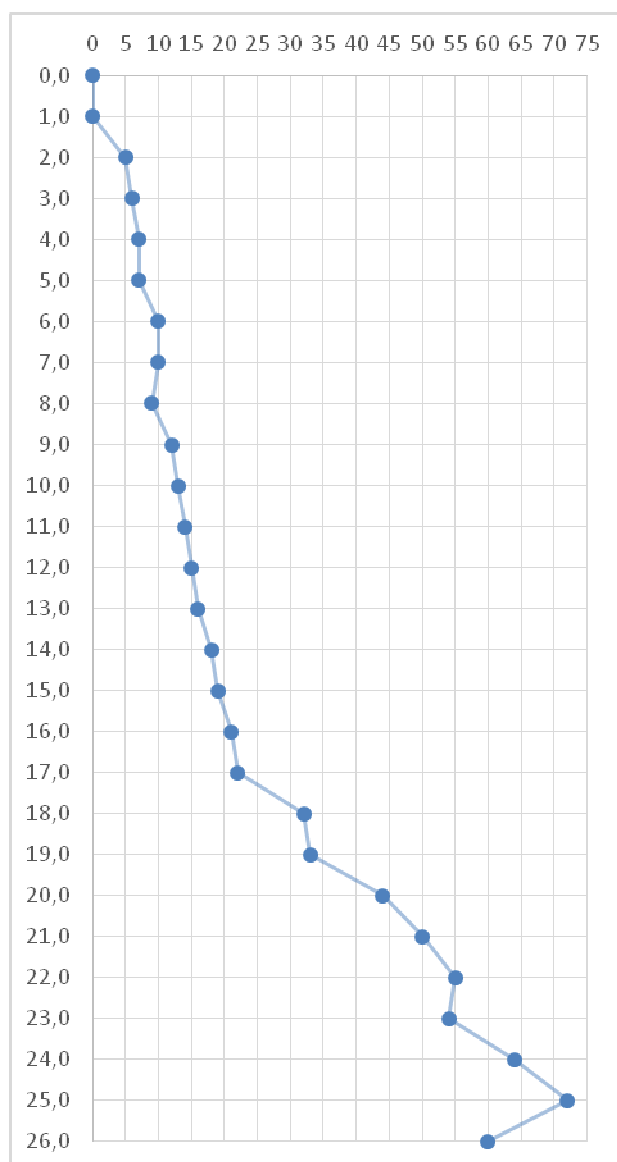


Gráfico 63 - SPT: no qual se apresenta o índice N de resistência à penetração.

Tabela 33 - Classificação do solo

Classificação do solo	Z (m)	N (SPT)
Areia Argilosa (Areia Média)	0.0	0
	1.0	0
	2.0	5
	3.0	6
	4.0	7
	5.0	7
Silte Arenoso (Areia Fina)	6.0	10
	7.0	10
	8.0	9
	9.0	12
Areia Argilosa (Areia Média)	10.0	13
	11.0	14
	12.0	15
	13.0	16
	14.0	18
	15.0	19
	16.0	21
	17.0	22
	18.0	32
	19.0	33
Areia Argilosa (Areia Média)	20.0	44
	21.0	50
	22.0	55
	23.0	54
	24.0	64
Impenetrável ao Trépano	25.0	72
	26.0	60

TESTESOLO SONDAGENS			SONDAGEM		COTA (m)		INÍCIO		FIM																																					
testesolo@yahoo.com.br - (47) 3037-2817			SP 218		2,297		16/04/12		16/04/12																																					
PROF. CAMADAS (m)	PERFIL GEOLÓG.	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	N° GOLPES PENETRAÇÃO			N	PROF.	N° GOLPES				N.A. (m)																																		
			02 15	02 15	03 15			10	20	30	40																																			
4,85		ARGILA ARENOSA (AREIA MÉDIA), COLORAÇÃO CINZA ESCURA.	02 15	02 15	03 15	05	1																																							
			02 15	03 15	03 15	06	3																																							
			02 15	03 15	04 15	07	5																																							
			03 15	03 15	04 15	07	7																																							
10,46		SILTE ARENOSO (AREIA FINA), COLORAÇÃO CINZA CLARA.	04 15	04 15	06 15	10	9																																							
			04 15	05 15	05 15	10	11																																							
			03 15	03 15	06 15	09	13																																							
			05 15	06 15	06 15	12	15																																							
			06 15	06 15	07 15	13	17																																							
			05 15	06 15	08 15	14	19																																							
			06 15	07 15	08 15	15	21																																							
			06 15	08 15	08 15	16	22																																							
		AREIA ARGILOSA (AREIA MÉDIA), COLORAÇÃO CINZA CLARA.	08 15	08 15	10 15	18	23																																							
			08 15	09 15	10 15	19	25																																							
			09 15	09 15	12 15	21	27																																							
			10 15	10 15	12 15	22	29																																							
			13 15	15 15	17 15	32	31																																							
			16 15	16 15	17 15	33	33																																							
							30 cm INÍCIAS 30 cm FINAIS																																							
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Leitura</th> <th>Intervalo</th> <th>N.A(m)</th> <th>Método</th> <th>Início(m)</th> <th>Fim(m)</th> <th>LAVAGEM POR TEMPO-10min</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>—,—</td> <td>—,—</td> <td>T. Cavadeira</td> <td>—,—</td> <td>—,—</td> <td>Profun. de início(m): 25,03</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>—,—</td> <td>—,—</td> <td>T. Espiral</td> <td>0,00</td> <td>3,00</td> <td>Estagio 1 (cm): 0,0</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>24</td> <td>2,56</td> <td>Lavagem</td> <td>3,45</td> <td>25,03</td> <td>Estagio 2 (cm): 0,0</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>Estagio 3 (cm): 0,0</td> </tr> </tbody> </table>							Leitura	Intervalo	N.A(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	LAVAGEM POR TEMPO-10min	1	—,—	—,—	T. Cavadeira	—,—	—,—	Profun. de início(m): 25,03	2	—,—	—,—	T. Espiral	0,00	3,00	Estagio 1 (cm): 0,0	3	24	2,56	Lavagem	3,45	25,03	Estagio 2 (cm): 0,0							Estagio 3 (cm): 0,0	SOND. A PERCURSSÃO Amostrador: D. Int.=1 3/8" D. Ext.= 2" Diâm. Revestimento = 2 1/2" Peso=65 kg Alt. Queda=75cm				
Leitura	Intervalo	N.A(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	LAVAGEM POR TEMPO-10min																																								
1	—,—	—,—	T. Cavadeira	—,—	—,—	Profun. de início(m): 25,03																																								
2	—,—	—,—	T. Espiral	0,00	3,00	Estagio 1 (cm): 0,0																																								
3	24	2,56	Lavagem	3,45	25,03	Estagio 2 (cm): 0,0																																								
						Estagio 3 (cm): 0,0																																								
CLIENTE: Fidens Engenharia S/A.							ENG. RESP.																																							
OBRA: Estaleiro de Inhauma.																																														
LOCAL : Rio de Janeiro - RJ.							Luciano Kuskowski Engenheiro Civil CREA-SC 054023-1																																							
SONDADOR BRUNO		ESCALA 1 : 100		DATA 19/04/12		REF. SPT		FOLHA —																																						

TESTESOLO SONDAGENS testesolo@yahoo.com.br - (47) 3037-2817			SONDAGEM		COTA (m)		INÍCIO		FIM			
			SP 218		2,297		16/04/12		16/04/12			
PROF. CAMADAS (m)	PERFIL GEOLÓG.	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	N° GOLPES PENETRAÇÃO			N	PROF. (m)	N° GOLPES 10 20 30 40				N.A. (m)
19,85		AREIA ARGILOSA (AREIA MÉDIA), COLORAÇÃO CINZA CLARA.	16 16 17 15 15 15			33	19					
			20 21 23 15 15 15			44						
25,03		AREIA ARGILOSA (AREIA MÉDIA), COLORAÇÃO VARIEGADA.	22 24 26 15 15 15			50	21					
			26 27 28 15 15 15			55						
			26 26 28 15 15 15			54	23					
			29 31 33 15 15 15			64						
			30 36 36 15 15 15			72	25					
		IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO.	40 20 03 00			60 03						
							27					
							29					
							31					
							33					
							35					
								30 cm INÍCIAS				
								30 cm FINAIS				
								SOND. A PERCURSSÃO				
								Amostrador: D. Int.=1 3/8"				
								D. Ext.= 2"				
								Diâm. Revestimento = 2 1/2"				
								Peso=65 kg Alt. Queda=75cm				
CLIENTE: Fidens Engenharia S/A.								ENG. RESP.				
OBRA: Estaleiro de Inhauma.												
LOCAL : Rio de Janeiro - RJ.												
SONDADOR		ESCALA		DATA		REF.		FOLHA		Luciano Kuskowski Engenheiro Civil CREA-SC 054023-1		
BRUNO		1 : 100		19/04/12		SPT		-				

Figura 32 - SPT: PCE 02.

PROVA DE CARGA ESTÁTICA - PCE 03

Dimensões geométricas

- Diâmetro: 700 mm
- Comprimento escavado da estaca: 9,25 m
- Comprimento concretado da estaca: 9,25 m
- Comprimento do fuste da estaca (acima da célula): 6,25 m
- Comprimento da ponta da estaca (abaixo da célula): 3,00 m
- Área lateral do fuste (*): aproximadamente 13,75 m²
- Área lateral da ponta (**): aproximadamente 6,60 m²
- Seção transversal da ponta: aproximadamente 0,39 m²

* Área lateral compreendida entre o nível das células e a cota de arrasamento, considerando-se o comprimento concretado.

** Área lateral compreendida entre o nível das células e a cota de fundo da estaca.

Cotas da estaca ensaiada

- Cota de Topo: 0,00 m
- Cota de Arrasamento: - 0,35 m
- Cota de instalação das células: - 6,60 m
- Cota de Ponta: - 9,60 m

Concreto

- Fator água cimento: $0,5 \leq a/c \leq 0,6$
- Resistência Característica: $f_{ck} \geq 20$ MPA
- Agregado: Areia e brita 0
- Consumo mínimo de cimento: 400 kg/m³

Carga de trabalho da estaca testada: até 103 Tf.

OBS.: No décimo terceiro estágio de carregamento (52,75 tf para o fuste), observou-se a não estabilização dos deslocamentos e o atingimento do recalque máximo da NBR 6122:2010 (provável ruptura geotécnica do atrito lateral do fuste) e a dificuldade de manutenção da pressão no manômetro, conforme comportamento da curva CARGA x DESLOCAMENTO do fuste da estaca, sendo necessária a finalização prematura do ensaio.

Tabelas das leituras tempo-recalque e carga-recalque de todos os estágios

Para as cargas mobilizadas para o fuste descontou-se o peso próprio do mesmo devido ao carregamento ascendente, considerando-se a densidade do concreto armado iguala $2,5 \text{ tf/m}^3$, o mesmo valor foi acrescido às cargas mobilizadas para a ponta.

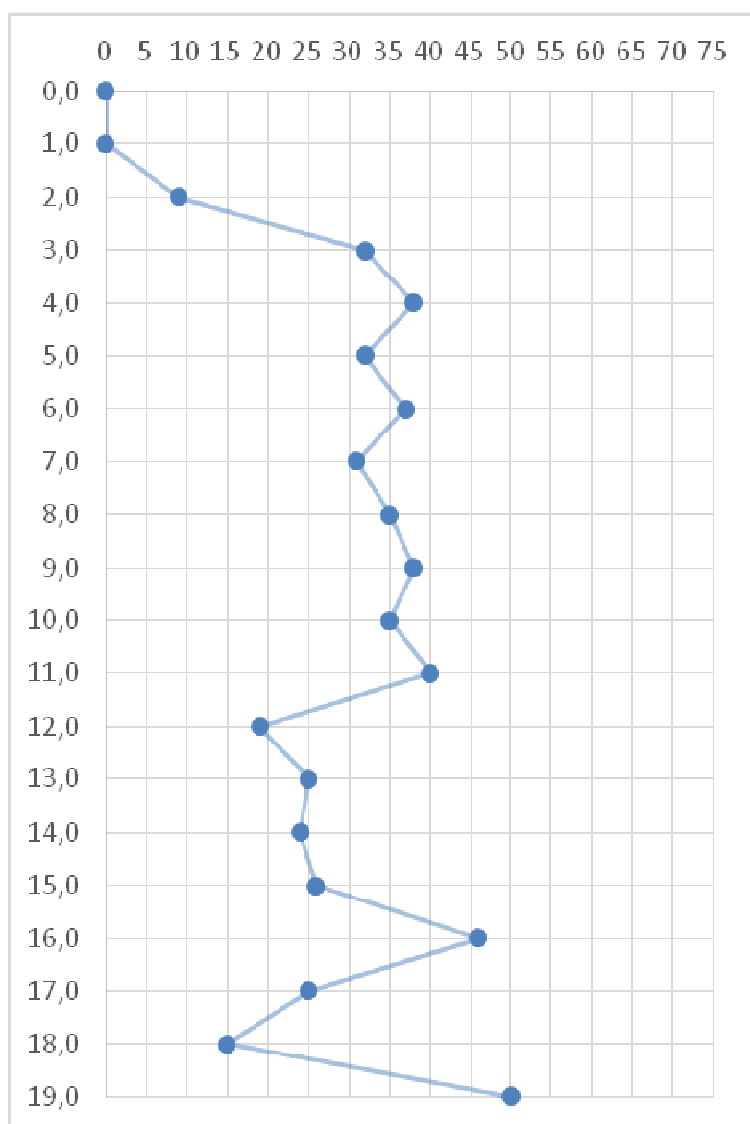


Gráfico 64 - SPT: no qual se apresenta o índice N de resistência à penetração.

Tabela 34 - Classificação do solo

Classificação do solo	Z (m)	N (SPT)
Areia Silto-Arenosa, Média Dura	0.0	0
	1.0	0
	2.0	9
	3.0	32
	4.0	38
Argila Silto-Arenosa, Dura	5.0	32
	6.0	37
	7.0	31
	8.0	35
	9.0	38
Argila Silto-Arenosa, Dura, Com Pedregulhos de Quartzo.	10.0	35
	11.0	40
Silte Arenoso, Muito Compacto	12.0	19
	13.0	25
	14.0	24
	15.0	26
Alteração de Rocha Silto-Arenosa, Muito Compacta	16.0	46
	17.0	25
	18.0	15
Impenetrável ao Trépano	19.0	50

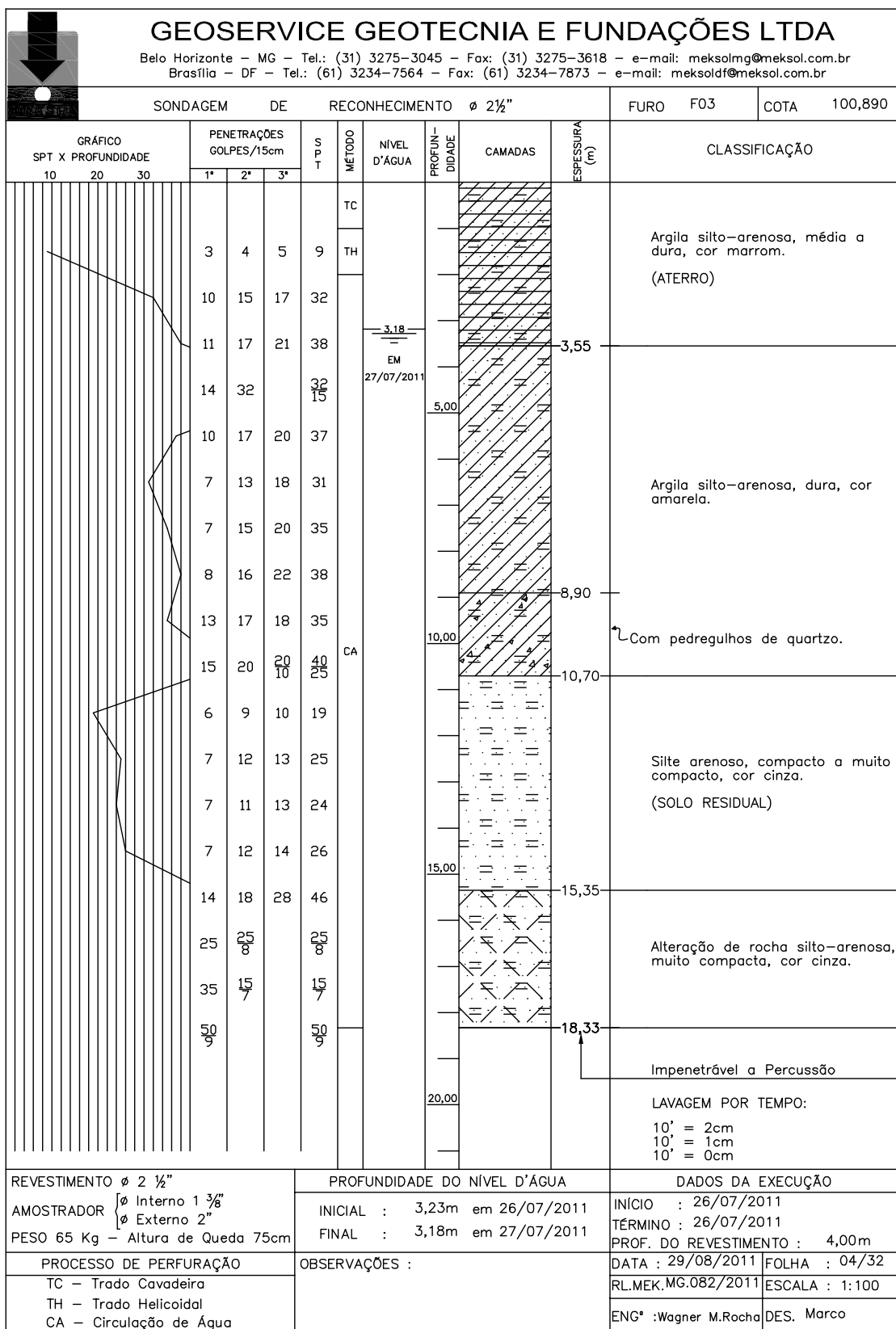


Figura 33 - PCE 03: SPT.

PROVA DE CARGA ESTÁTICA - PCE 04

Dimensões geométricas

- Diâmetro: 50 cm.
- Comprimento escavado da estaca: 16,00 m.
- Comprimento concretado da estaca: 16,00 m.
- Comprimento do fuste da estaca (acima da célula): 12,50 m
- Comprimento da ponta da estaca (abaixo das células): 3,50 m
- Área lateral do fuste (*): aproximadamente 19,64 m².
- Área lateral da ponta (**): aproximadamente 5,50 m².
- Seção transversal da ponta: aproximadamente 0,20 m².

* Área lateral compreendida entre o nível da célula e a cota de arrasamento, considerando-se o comprimento concretado.

** Área lateral compreendida entre o nível das células e a cota de fundo da estaca.

Cotas da estaca ensaiada

- Cota de fundo: -15,00
- Cota de instalação das células: -11,50
- Cota de arrasamento do concreto: 1,50
- Cota do terreno: 2,50

Concreto

- Característica: Tipo bombeado
- Classe: C20
- Fator água cimento: $a/c \leq 0,60$
- Resistência Característica: $f_{ck} \geq 20\text{MPa}$
- Resistência mínima do concreto: $f_{ck} \geq 20\text{MPa}$
- Agregado: Areia e Pedrisco. Slump: 220 ± 30 mm
- Slump: 27 cm
- Consumo mínimo de cimento: 400 kg/m³
- Percentagem de argamassa em massa $\geq 55\%$

Carga de trabalho da estaca testada: 100, 00 tf.

Referência aos dispositivos de aplicação de carga e medição dos deslocamentos:

- 01 Célula Expansiva Hidrodinâmica® (área interna de 254,0 cm²).
- 01 manômetro Record.
- 02 deflectômetros Mitutoyo (01 para base e 01 para o fuste).
- 01 bomba elétrica Eneparc.
- 01 bomba manual Eneparc.
- Perfil de aço rígido para apoio dos extensores em metal resistente.

OBS.: No décimo sexto estágio de carregamento (75,14tf para o fuste), observou-se a não estabilização dos deslocamentos (provável ruptura geotécnica do atrito lateral) e a dificuldade de manutenção da pressão no manômetro, conforme comportamento da curva CARGA x DESLOCAMENTO do fuste da estaca, sendo necessária a finalização prematura do ensaio.

Para as cargas mobilizadas para o fuste descontou-se o peso próprio do mesmo devido ao carregamento ascendente, considerando-se a densidade do concreto armado iguala 2,5 tf/m³, o mesmo valor foi acrescido às cargas mobilizadas para a ponta.

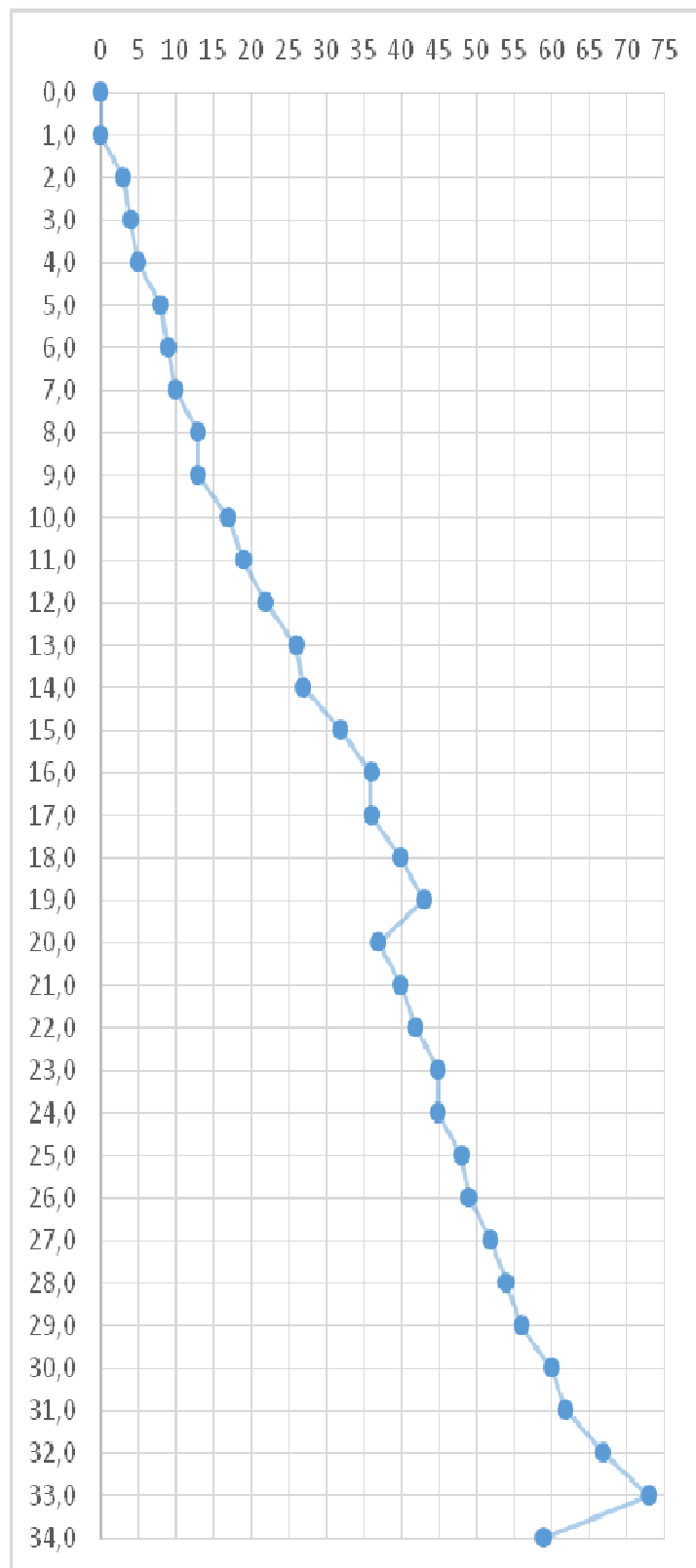
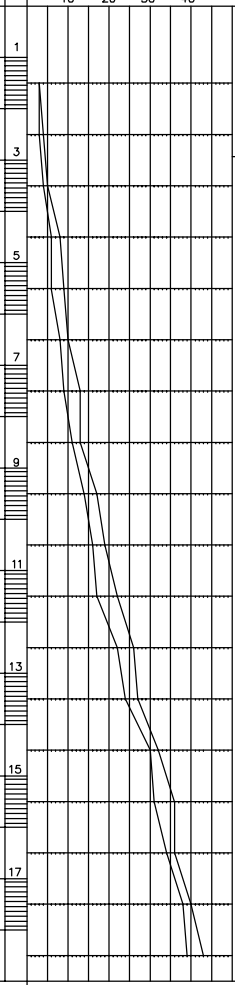


Gráfico 65 - PCE 04: SPT do ensaio feito no presente trabalho.

Tabela 35 - Classificação do solo

Classificação do solo	Z (m)	N (SPT)
Argila Arenosa (Areia Média)	0.0	0
	1.0	0
	2.0	3
	3.0	4
Areia Argilosa (Areia Fina)	4.0	5
	5.0	8
	6.0	9
Areia Siltosa (Areia Média)	7.0	10
	8.0	13
	9.0	13
	10.0	17
	11.0	19
	12.0	22
Areia Argilosa (Areia Média)	13.0	26
	14.0	27
	15.0	32
Areia Siltosa (Areia Média)	16.0	36
	17.0	36
	18.0	40
	19.0	43
Areia Argilosa (Areia Média)	20.0	37
Areia Argilosa (Areia Média)	21.0	40
Areia Média	22.0	42
	23.0	45
	24.0	45
	25.0	48
	26.0	49
	27.0	52
Areia Grossa com Pedregulhos	28.0	54
	29.0	56
	30.0	60
	31.0	62
	32.0	67
	33.0	73
Impenetrável ao Trépano	34.0	59

Figura 34 - SPT: índice N de resistência à penetração durante os últimos 30 cm do ensaio.

TESTESOLO			SONDAGEM		COTA (m)		INÍCIO		FIM			
SONDAGENS			SP 207		1.820		13/02/12		14/02/12			
testesolo@yahoo.com.br - (47) 3037-2817												
PROF. CAMADAS (m)	PERFIL GEOLÓG.	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	N° GOLPES PENETRAÇÃO			N	PROF.	N° GOLPES				N.A. (m)
								10	20	30	40	
2,98		ARGILA ARENOSA (AREIA MÉDIA), COLORAÇÃO CINZA CLARA.	02 01 02 15 15 15	03		1						2,93
			01 02 02 15 15 15			04	3					
			02 02 03 15 15 15			05	5					
5,92		AREIA ARGILOSA (AREIA FINA), COLORAÇÃO CINZA ESCURA.	02 04 04 15 15 15	08		5						
			02 04 05 15 15 15			09	7					
			04 04 06 15 15 15			10	9					
12,45		AREIA SILTOSA (AREIA MÉDIA), COLORAÇÃO CINZA CLARA.	03 06 07 15 15 15	13		9						
			05 06 07 15 15 15			13	11					
			06 08 09 15 15 15			17	13					
			08 08 11 15 15 15			19	15					
			08 09 13 15 15 15			22	17					
14,90		AREIA ARGILOSA (AREIA MÉDIA), COLORAÇÃO CINZA CLARA.	10 12 14 15 15 15	26		13						
			12 12 15 15 15 15			27	15					
			14 16 16 15 15 15			32	17					
		AREIA SILTOSA (AREIA MÉDIA), COLORAÇÃO CINZA CLARA.	14 17 19 15 15 15	36		15						
			16 18 18 15 15 15			36	17					
			18 20 20 15 15 15			40						
			18 21 22 15 15 15			43						
								30 cm INÍCIAS				
								30 cm FINAIS				
Leitura	Intervalo	N.A(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	LAVAGEM POR TEMPO-10min						SOND. A PERCURSSÃO
1	--	--	T. Cavadeira	--	--	Profun. de início(m): 28,21						Amostrador: D. Int.=1 3/8"
2	--	--	T. Espiral	0,00	3,00	Estagio 1 (cm): 4,0						D. Ext.= 2"
3	24	2,97	Lavagem	3,45	28,25	Estagio 2 (cm): 0,0						Diâm. Revestimento = 2 1/2"
						Estagio 3 (cm): 0,0						Peso=65 kg Alt. Queda=75cm
CLIENTE: Fidens Engenharia S/A.												ENG. RESP.
OBRA: Estaleiro de Inhauma.												
LOCAL : Itaborai - RJ.												
SONDADOR VALTER												
ESCALA 1 : 100		DATA 16/02/12		REF. SPT		FOLHA 11		Luciano Kuskowski				
												Engenheiro Civil
												CREA-SC 054023-1

PROVA DE CARGA ESTÁTICA - PCE 05

Dimensões geométricas

- Diâmetro: 40 cm.
- Comprimento escavado da estaca: 16,00m.
- Comprimento concretado da estaca: 16,00m.
- Comprimento do fuste da estaca (acima da célula): 12,30 m
- Comprimento da ponta da estaca (abaixo da célula): 3,70 m
- Área lateral do fuste (*): aproximadamente 15,46 m².
- Área lateral da ponta (**): aproximadamente 4,65 m².
- Seção transversal da ponta: aproximadamente 0,13 m².

* Área lateral compreendida entre o nível da célula e a cota de arrasamento, considerando-se o comprimento concretado.

** Área lateral compreendida entre o nível das células e a cota de fundo da estaca.

Cotas da estaca ensaiada

- Cota de fundo: -16,00
- Cota de instalação das células: -12,30
- Cota de arrasamento do concreto: 0,00
- Cota do terreno: 0,00

Concreto

- Característica: Tipo bombeado.
- Classe: C20
- Fator água cimento: $a/c \leq 0,6$
- Resistência característica: $f_{ck} \geq 20\text{MPa}$.
- Agregado: Areia e pedrisco.
- Slump: 27cm.
- Consumo mínimo de cimento: 400kg/m³.
- Percentagem de argamassa em massa $\geq 55\%$
- Resultados de ensaios de resistência à compressão em corpos de prova de concreto retirados da estaca testada: Não fornecido.

Carga de trabalho da estaca testada: 80,00 tf.

Referência aos dispositivos de aplicação de carga e medição dos deslocamentos

- 01 Célula Expansiva Hidrodinâmica® (área interna de 254,0 cm²).
- 01 manômetro Record.
- 02 deflectômetros Mitutoyo (01 para base e 01 para o fuste).
- 01 bomba elétrica Eneparc.
- 01 bomba manual Eneparc.
- Perfil de aço rígido para apoio dos extensores em metal resistente.

OBS.: No décimo segundo estágio de carregamento (49,58 tf para a ponta), observou-se a não estabilização dos deslocamentos (provável ruptura geotécnica do atrito lateral) e a dificuldade de manutenção da pressão no manômetro, conforme comportamento da curva CARGA x DESLOCAMENTO da ponta da estaca, sendo necessária a finalização prematura do ensaio.

Para as cargas mobilizadas para o fuste descontou-se o peso próprio do mesmo devido ao carregamento ascendente, considerando-se a densidade do concreto armado iguala 2,5 tf/m³, o mesmo valor foi acrescido às cargas mobilizadas para a ponta.

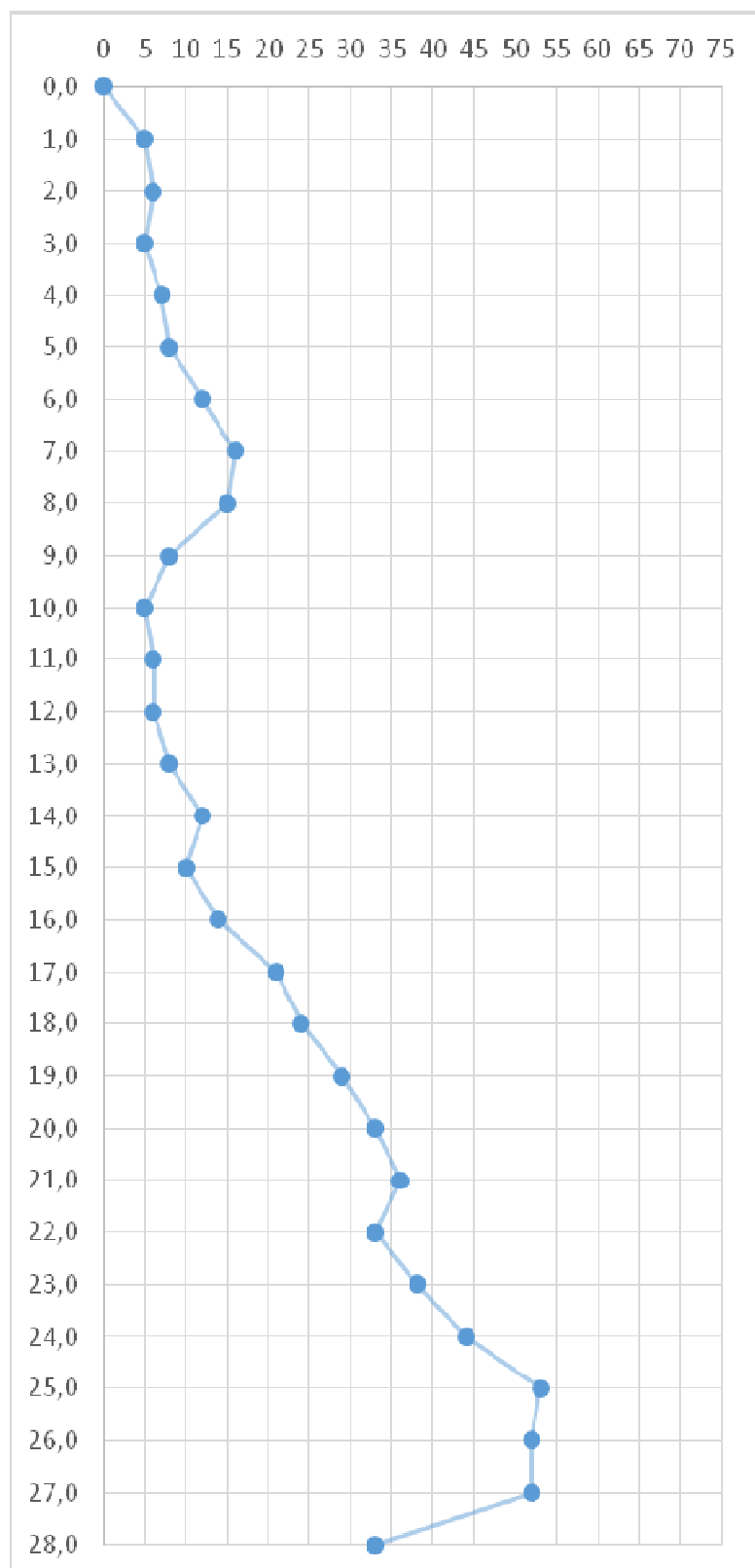


Gráfico 66 - PCE 05: SPT do ensaio feito no presente trabalho.

Tabela 36 - Classificação do solo

Classificação do solo	Z (m)	N (SPT)
Areia Grossa	0.0	0
	1.0	5
	2.0	6
	3.0	5
	4.0	7
	5.0	8
	6.0	12
	7.0	16
Areia Grossa Siltosa	8.0	15
	9.0	8
	10.0	5
	11.0	6
	12.0	6
	13.0	8
	14.0	12
	15.0	10
	16.0	14
	17.0	21
Areia Grossa Siltosa com Pedregulho	18.0	24
	19.0	29
	20.0	33
	21.0	36
	22.0	33
	23.0	38
	24.0	44
	25.0	53
	26.0	52
Impenetrável ao Trépano	27.0	52
	28.0	33

SUBESTAÇÃO PRINCIPAL

TESTESOLO SONDAGENS						SONDAGEM		COTA (m)		DATA		DATA														
SP. 132						0,00		18/04		18/04																
PROFUNDIDADE (m)	SPT					CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL														COLORAÇÃO						
	132																									
	01		02		03																					
	GOULES	PENETR	GOULES	PENETR	GOULES	PENETR	ARGILA	SILT	ARGILA SILTOSA	ARGILA ARENOSA	SILT ARGILOSO	SILT ARENOSO	AREIA ARGILOSA	AREIA SILTOSA	AREIA	FERROUGILHO	ALT. DE ROCHA	ROCHA	TURFA	OSANCA	PRETO	AMARELO	VERMELHO	VERDE	AMARELO	ESCURO
01	3		2		3										G											V
02	2		3		3										G											V
03	2		3		2										G											V
04	3		3		4										G											V
05	3		4		4										G											V
06	4		5		7										G											
07	5		7		9										G											
08	5		8		7										G											
09	3		3		5										G											
10	2		3		2										G											
11	3		2		4										G											
12	2		3		3										G											
13	3		3		5										G											
14	4		5		7										G											
15	3		4		6										G											
16	4		6		8										G											
17	6		8		13										G											
18	8		10		14										G											
19	10		13		16										G											
20	13		15		18										G											
21	14		16		20										G											
22	15		14		19										G											
23	14		17		23										G											
24	17		19		25										G											
25	19		24		29										G											
CLIENTE: FIDENS						N.A.: 4,92																				
OBRA: PETROBRAS						Linha 200 200x200-10mm																				
LOCAL: Caju						Profundidade (m): 10m																				
SONDADOR: Douglas						Batida 1 (m): 10m																				
						Batida 2 (m):																				
						Batida 3 (m):																				

Figura 36 - SPT.

SUBESTAÇÃO PRINCIPAL

TESTESOLO SONDAGENS						SONDAGEM		COTA (m)		DATA																				
						SP. 132		0.00		18/04 19/04																				
PROFUNDIDADE (m)	SPT 132						CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL										COLORAÇÃO													
	01		02		03		ARGILA	SILT	ARGILA SILTOSA	ARGILA ARENOSA	SILT ARENOSO	ARGILA ARENOSA	ARGILA SILTOSA	ARGILA	PEDREGALHO	ALT. DE ROCHA	ROCHA	TURFA	DRALÇA	CINZA	PRETO	MARROM	AMARELO	VERDE	ROXA	VERDE	AZUL	CLARA	ESCURO	
	COLPES	PENETR	COLPES	PENETR	COLPES	PENETR																								
26	01	18	23	29			X								X	X														
27	02	21	27	33			X								X	X														
28	03	23					X								X	X														
04 Furo EXPANSIVEL Aos 28.04 mt																														
05																														
06																														
07																														
08																														
09																														
10																														
11																														
12																														
13																														
14																														
15																														
16																														
17																														
18																														
19																														
20																														
21																														
22																														
23																														
24																														
25																														
CLIENTE: EIDENS															N.A.: 6.92															
OBRA: PIRABRAS															LIMAGEM POR 1000-1000															
LOCAL: CAM.															Profundidade (m): 10.00															
SONDADOR: Douglas															Escala 1 (m): 10.00															
															Escala 2 (m):															
															Escala 3 (m):															

Figura 37 - SPT.

PROVA DE CARGA ESTÁTICA - PCE 06

Dimensões geométricas

- Diâmetro: 700 mm.
- Comprimento escavado da estaca: 21,00 m.
- Comprimento concretado da estaca: 21,00 m.
- Comprimento do fuste da estaca (acima da célula): 12,50 m
- Comprimento da ponta da estaca (abaixo da célula): 8,50 m
- Área lateral do fuste (*): aproximadamente 27,49 m².
- Área lateral da ponta (**): aproximadamente 18,69 m².
- Seção transversal da ponta: aproximadamente 0,38 m².

* Área lateral compreendida entre o nível das células e a cota de arrasamento, considerando-se o comprimento concretado.

** Área lateral compreendida entre o nível das células e a cota de fundo da estaca.

Cotas da estaca ensaiada

- PC01 (ESTACA P21C):
- Cota de Topo: 21,00
- Cota de Arrasamento: 21,00
- Cota de instalação das células: 8,50
- Cota de Ponta: 0,00

Concreto

- Fator água cimento: $0,5 \leq a/c \leq 0,6$
- Resistência Característica: $f_{ck} \geq 20\text{MPa}$.
- Agregado: Areia e brita 0.
- Consumo mínimo de cimento: 400 kg/m³.
- Resultados de ensaios de resistência à compressão em corpos de prova de concreto retirados das estacas testadas: 17,9 MPa.

Carga de trabalho da estaca testada: até 150,00 tf.

Referência aos dispositivos de aplicação de carga e medição dos deslocamentos

- 01 Célula Expansiva Hidrodinâmica® (área interna de 452 cm²): PCE-01.

- 01 manômetro Wika.
- 02 defletores Mitutoyo (01 para ponta e 01 para o fuste).
- 01 bomba elétrica Eneparc.
- 01 bomba manual Eneparc.
- Perfil de aço rígido para apoio dos extensores em metal resistente.

Obs.: Como foram atingidos os 20 estágios previstos por norma superando a carga de projeto e de teste e não foi acusado o rompimento, o ensaio foi finalizado promovendo seu descarregamento conforme norma.

Tabelas das leituras tempo-recalque e carga-recalque de todos os estágios

Para as cargas mobilizadas para o fuste descontou-se o peso próprio do mesmo devido ao carregamento ascendente, considerando-se a densidade do concreto armado iguala $2,5 \text{ tf/m}^3$, o mesmo valor foi acrescido às cargas mobilizadas para a ponta.

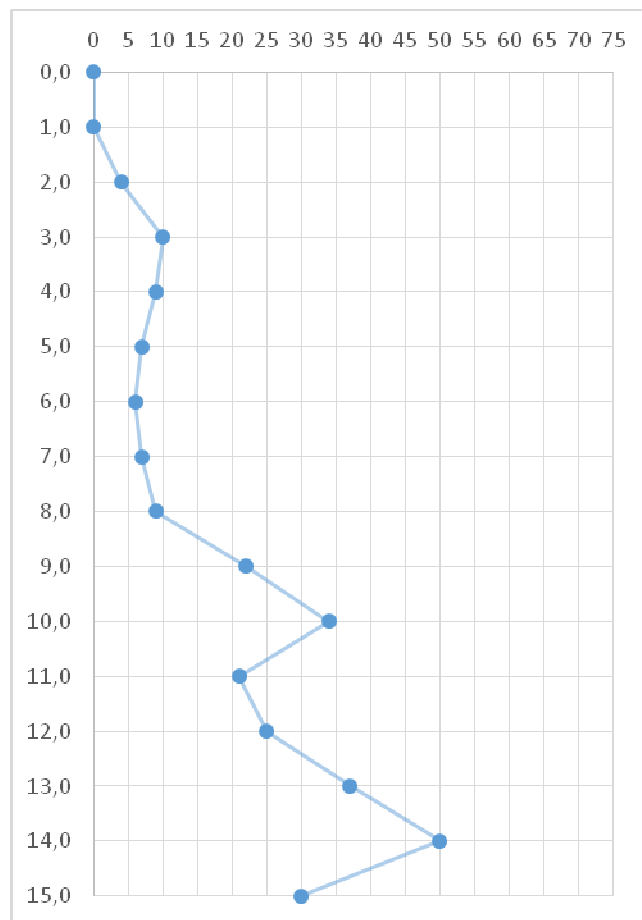


Gráfico 67 - PCE 06: SPT do ensaio feito no presente trabalho.

Tabela 37 - Classificação do solo

Classificação do solo	Z (m)	N (SPT)
Areia Arrenos Mole	0.0	0
	1.0	0
Argila Silto-Arenosa Média	2.0	4
	3.0	10
	4.0	9
Argila Silto-Arenosa Média	5.0	7
Argila Orgânica Média	6.0	6
	7.0	7
	8.0	9
	9.0	22
Areia Siltosa com Pedregulhos	10.0	34
Silte Arenoso Compacto	11.0	21
Rocha Arenosa Muito Compacta	12.0	25
	13.0	37
	14.0	50
Impenetrável ao Trépano	15.0	30

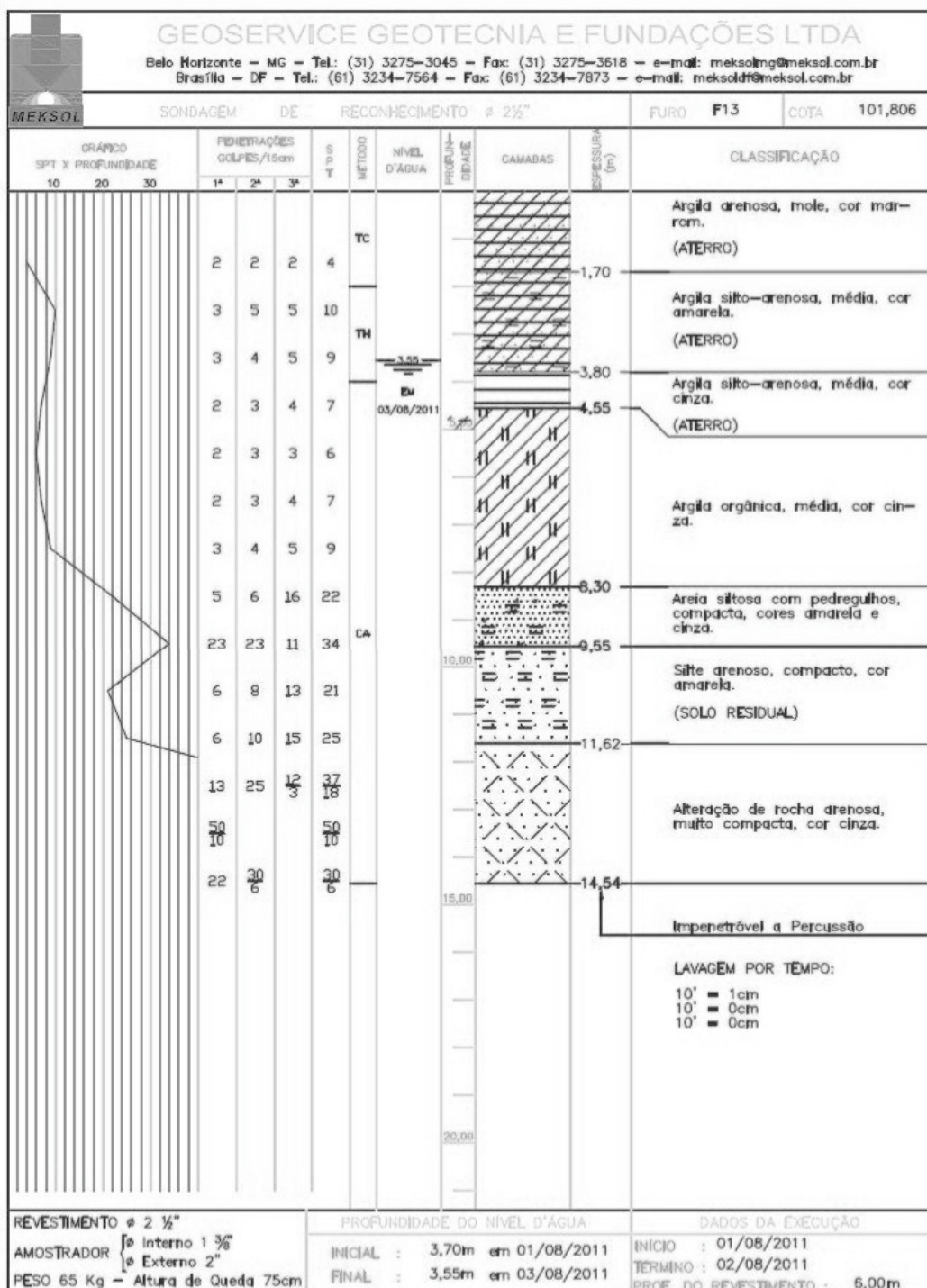


Figura 38 - PCE 06: SPT.

TABELAS (MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS)

Tabela 38 - Cálculo PC SE 01: método Aoki-Velloso

DIAMET	0,3	metro
CIRC	0,942	metro
AREA P	0,07065	metro quadrado

F1=	3,50
F2=	7,00

PROF (M)	N (spt) ponta	Tipo solo	K (KN/m²)	Σspt	N (spt) médio	α %	Qs KN	Qp KN	Qu fs=2	Qu tf
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,0	3	argila arenosa	600,00	3,00	3,00	2,40	5,81	36,33	21,07	2,11
2,0	5	argila arenosa	600,00	8,00	4,00	2,40	15,50	60,56	38,03	3,80
3,0	6	argila arenosa	600,00	14,00	4,67	2,40	27,13	72,67	49,90	4,99
4,0	7	argila arenosa	600,00	21,00	5,25	2,40	40,69	84,78	62,74	6,27
4,9	7	argila arenosa	600,00	28,00	5,77	2,40	54,26	84,78	69,52	6,95
5,0	7	silte arenoso	550,00	35,00	7,00	2,20	56,99	77,72	67,35	6,74
6,0	10	silte arenoso	550,00	45,00	7,50	2,20	73,27	111,02	92,15	9,21
7,0	10	silte arenoso	550,00	55,00	7,86	2,20	89,56	111,02	100,29	10,03
8,0	9	silte arenoso	550,00	64,00	8,00	2,20	104,21	99,92	102,07	10,21
9,0	12	silte arenoso	550,00	76,00	8,44	2,20	123,75	133,23	128,49	12,85
10,0	13	silte arenoso	550,00	89,00	8,90	2,20	144,92	144,33	144,62	14,46
10,5	14	areia argilosa	600,00	103,00	9,85	3,00	249,50	169,56	209,53	20,95
11,0	14	areia argilosa	600,00	117,00	10,64	3,00	283,41	169,56	226,48	22,65
12,0	15	areia argilosa	600,00	132,00	11,00	3,00	319,74	181,67	250,71	25,07
13,0	16	areia argilosa	600,00	148,00	11,38	3,00	358,50	193,78	276,14	27,61
14,0	18	areia argilosa	600,00	166,00	11,86	3,00	402,10	218,01	310,05	31,01
15,0	19	areia argilosa	600,00	185,00	12,33	3,00	448,12	230,12	339,12	33,91
16,0	21	areia argilosa	600,00	206,00	12,88	3,00	498,99	254,34	376,67	37,67
17,0	22	areia argilosa	600,00	228,00	13,41	3,00	552,28	266,45	409,37	40,94
18,0	32	areia argilosa	600,00	260,00	14,44	3,00	629,79	387,57	508,68	50,87
19,0	33	areia argilosa	600,00	293,00	15,42	3,00	709,73	399,68	554,70	55,47
19,9	44	areia argilosa	600,00	337,00	16,98	3,00	816,31	532,90	674,61	67,46
20,0	44	areia argilosa	600,00	381,00	19,05	3,00	922,89	532,90	727,90	72,79
21,0	50	areia argilosa	600,00	431,00	20,52	3,00	1044,01	605,57	824,79	82,48
22,0	55	areia argilosa	600,00	486,00	22,09	3,00	1177,23	666,13	921,68	92,17
23,0	54	areia argilosa	600,00	540,00	23,48	3,00	1308,03	654,02	981,03	98,10
24,0	64	areia argilosa	600,00	604,00	25,17	3,00	1463,06	775,13	1119,10	111,91
25,0	72	areia argilosa	600,00	676,00	27,04	3,00	1637,47	872,02	1254,74	125,47

Tabela 39 - Cálculo PCE 02: método Aoki-Velloso

DIAMET	0,4	metro
CIRC	1,256	metro
AREA P	0,1256	metro quadrado

F1=	3,50
F2=	7,00

PROF (M)	N (spt) ponta	Tipo solo	K (KN/m²)	Σspt	N (spt) médio	α %	Qs KN	Qp KN	Qu fs=2	Qu tf
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,0	3	argila arenosa	600,00	3,00	3,00	2,40	7,75	64,59	36,17	3,62
2,0	5	argila arenosa	600,00	8,00	4,00	2,40	20,67	107,66	64,16	6,42
3,0	6	argila arenosa	600,00	14,00	4,67	2,40	36,17	129,19	82,68	8,27
4,0	7	argila arenosa	600,00	21,00	5,25	2,40	54,26	150,72	102,49	10,25
4,9	7	argila arenosa	600,00	28,00	5,77	2,40	72,35	150,72	111,53	11,15
5,0	7	silte arenoso	550,00	35,00	7,00	2,20	75,99	138,16	107,07	10,71
6,0	10	silte arenoso	550,00	45,00	7,50	2,20	97,70	197,37	147,54	14,75
7,0	10	silte arenoso	550,00	55,00	7,86	2,20	119,41	197,37	158,39	15,84
8,0	9	silte arenoso	550,00	64,00	8,00	2,20	138,95	177,63	158,29	15,83
9,0	12	silte arenoso	550,00	76,00	8,44	2,20	165,00	236,85	200,92	20,09
10,0	13	silte arenoso	550,00	89,00	8,90	2,20	193,23	256,58	224,90	22,49
10,5	14	areia argilosa	600,00	103,00	9,85	3,00	332,66	301,44	317,05	31,71
11,0	14	areia argilosa	600,00	117,00	10,64	3,00	377,88	301,44	339,66	33,97
12,0	15	areia argilosa	600,00	132,00	11,00	3,00	426,32	322,97	374,65	37,46
13,0	16	areia argilosa	600,00	148,00	11,38	3,00	478,00	344,50	411,25	41,13
14,0	18	areia argilosa	600,00	166,00	11,86	3,00	536,13	387,57	461,85	46,18
15,0	19	areia argilosa	600,00	185,00	12,33	3,00	597,50	409,10	503,30	50,33
16,0	21	areia argilosa	600,00	206,00	12,88	3,00	665,32	452,16	558,74	55,87
17,0	22	areia argilosa	600,00	228,00	13,41	3,00	736,37	473,69	605,03	60,50
18,0	32	areia argilosa	600,00	260,00	14,44	3,00	839,73	689,01	764,37	76,44
19,0	33	areia argilosa	600,00	293,00	15,42	3,00	946,31	710,54	828,42	82,84
19,9	44	areia argilosa	600,00	337,00	16,98	3,00	1088,41	947,38	1017,90	101,79
20,0	44	areia argilosa	600,00	381,00	19,05	3,00	1230,52	947,38	1088,95	108,90
21,0	50	areia argilosa	600,00	431,00	20,52	3,00	1392,01	1076,57	1234,29	123,43
22,0	55	areia argilosa	600,00	486,00	22,09	3,00	1569,64	1184,23	1376,93	137,69
23,0	54	areia argilosa	600,00	540,00	23,48	3,00	1744,05	1162,70	1453,37	145,34
24,0	64	areia argilosa	600,00	604,00	25,17	3,00	1950,75	1378,01	1664,38	166,44
25,0	72	areia argilosa	600,00	676,00	27,04	3,00	2183,29	1550,26	1866,77	186,68

Tabela 40 - Cálculo PCE 03: método Aoki-Velloso

DIAMET	0,7	metro
CIRC.	2,198	metro
AREA P.	0,38465	metro quadrado

F1=	3,50
F2=	7,00

PROF (M)	N (spt) ponta	tipo solo	K (KN/m²)	Σspt	N (spt) médio	α %	Qs KN	Qp KN	Qu fs=2	Qu tf
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	0	areia silto arenosa	800,00	0,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0	areia silto arenosa	800,00	0,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	9	areia silto arenosa	800,00	9,00	3,00	2,00	45,22	791,28	418,25	41,82
4	32	areia silto arenosa	800,00	41,00	10,25	2,00	205,98	2813,44	1509,71	150,97
5	38	argilo silto arenosa	330,00	79,00	15,80	3,00	245,58	1378,15	811,86	81,19
6	32	argilo silto arenosa	330,00	111,00	18,50	3,00	345,05	1160,54	752,80	75,28
7	37	argilo silto arenosa	330,00	148,00	21,14	3,00	460,07	1341,88	900,98	90,10
8	31	argilo silto arenosa	330,00	179,00	22,38	3,00	556,44	1124,28	840,36	84,04
9	35	argilo silto arenosa	330,00	214,00	23,78	3,00	665,24	1269,35	967,29	96,73
10	38	argilo silto arenosa	330,00	252,00	25,20	3,00	783,37	1378,15	1080,76	108,08
11	35	argilo silto arenosa	330,00	287,00	26,09	3,00	892,17	1269,35	1080,76	108,08
12	40	silte arenoso comp	600,00	327,00	27,25	2,80	1724,99	2637,60	2181,30	218,13
13	19	silte arenoso comp	600,00	346,00	26,62	2,80	1825,22	1252,86	1539,04	153,90
14	25	silte arenoso comp	600,00	371,00	26,50	2,80	1957,10	1648,50	1802,80	180,28
15	24	silte arenoso comp	600,00	395,00	26,33	2,80	2083,70	1582,56	1833,13	183,31
16	26	alteração de rocha	1000,00	421,00	26,31	3,00	3965,82	2857,40	3411,61	341,16
17	46	alteração de rocha	1000,00	467,00	27,47	3,00	4399,14	5055,40	4727,27	472,73
18	25	alteração de rocha	1000,00	492,00	27,33	3,00	4634,64	2747,50	3691,07	369,11
19	25	impenetravel	1000,00	517,00	27,21	3,00	4870,14	2747,50	3808,82	380,88

Tabela 41 - Cálculo PCE 04: método Aoki-Velloso

CALCULO PCE - 04		
METODO AOKI VELLOSO		
DIAMET=	0,5	metro
CIRC.=	1,57	metro
Area P.=	0,19625	metro quadrado

F1=	3,50
F2=	7,00

PROF (M)	N (spt) ponta	tipo solo	K (KN/m²)	Σspt	N (spt) médio	α %	Qs KN	Qp KN	Qu fs=2	Qu tf
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,0	0	argila arenosa	350,00	0,00	0,00	2,40	0,00	0,00	0,00	0,00
2,0	3	argila arenosa	350,00	3,00	1,50	2,40	5,65	58,88	32,26	3,23
3,0	4	argila arenosa	350,00	7,00	2,33	2,40	13,19	78,50	45,84	4,58
4,0	5	areia argilosa	600,00	12,00	3,00	3,00	48,45	168,21	108,33	10,83
5,0	8	areia argilosa	600,00	20,00	4,00	3,00	80,74	269,14	174,94	17,49
6,0	9	areia argilosa	600,00	29,00	4,83	3,00	117,08	302,79	209,93	20,99
7,0	10	areia siltosa	800,00	39,00	5,57	2,00	139,95	448,57	294,26	29,43
8,0	13	areia siltosa	800,00	52,00	6,50	2,00	186,61	583,14	384,87	38,49
9,0	13	areia siltosa	800,00	65,00	7,22	2,00	233,26	583,14	408,20	40,82
10,0	17	areia siltosa	800,00	82,00	8,20	2,00	294,26	762,57	528,42	52,84
11,0	19	areia siltosa	800,00	101,00	9,18	2,00	362,45	852,29	607,37	60,74
12,0	22	areia siltosa	800,00	123,00	10,25	2,00	441,39	986,86	714,13	71,41
12,5	26	areia siltosa	800,00	149,00	11,97	2,00	534,70	1166,29	850,49	85,05
13,0	26	areia argilosa	600,00	175,00	13,46	3,00	706,50	874,71	790,61	79,06
14,0	27	areia argilosa	600,00	202,00	14,43	3,00	815,50	908,36	861,93	86,19
15,0	32	areia argilosa	600,00	234,00	15,60	3,00	944,69	1076,57	1010,63	101,06
16,0	36	areia siltosa	800,00	270,00	16,88	2,00	968,91	1614,86	1291,89	129,19
17,0	36	areia siltosa	800,00	306,00	18,00	2,00	1098,10	1614,86	1356,48	135,65
18,0	40	areia siltosa	800,00	346,00	19,22	2,00	1241,65	1794,29	1517,97	151,80
19,0	35	areia siltosa	800,00	381,00	20,05	2,00	1367,25	1570,00	1468,62	146,86
19,5	37	areia siltosa	800,00	418,00	21,44	2,00	1500,02	1659,71	1579,87	157,99
20,0	37	areia argilosa	600,00	455,00	22,75	3,00	1836,90	1244,79	1540,84	154,08
21,0	40	areia argilosa	600,00	495,00	23,57	3,00	1998,39	1345,71	1672,05	167,21
21,4	40	areia argilosa	600,00	535,00	25,00	3,00	2159,87	1345,71	1752,79	175,28
22,0	42	areia media	1000,00	577,00	26,23	1,40	1811,78	2355,00	2083,39	208,34
23,0	45	areia media	1000,00	622,00	27,04	1,40	1953,08	2523,21	2238,15	223,81
24,0	45	areia media	1000,00	667,00	27,79	1,40	2094,38	2523,21	2308,80	230,88
25,0	48	areia media	1000,00	715,00	28,60	1,40	2245,10	2691,43	2468,26	246,83
26	49	areia media	1000,00	764,00	29,38	1,40	2398,96	2747,50	2573,23	257,32
26,5	52	areia media	1000,00	816,00	30,79	1,40	2562,24	2915,71	2738,98	273,90
27	52	areia grossa	1000,00	868,00	32,15	1,40	2725,52	2915,71	2820,62	282,06
28	54	areia grossa	1000,00	922,00	32,93	1,40	2895,08	3027,86	2961,47	296,15
29	56	areia grossa	1000,00	978,00	33,72	1,40	3070,92	3140,00	3105,46	310,55
30	60	areia grossa	1000,00	1038,00	34,60	1,40	3259,32	3364,29	3311,80	331,18
31	62	areia grossa	1000,00	1100,00	35,48	1,40	3454,00	3476,43	3465,21	346,52
32	67	areia grossa	1000,00	1167,00	36,47	1,40	3664,38	3756,79	3710,58	371,06
33	73	areia grossa	1000,00	1240,00	37,58	1,40	3893,60	4093,21	3993,41	399,34

Tabela 42 - Cálculo PCE 06: método Aoki-Velloso

CALCULO PCE - 06		
METODO AOKI VELLOSO		
DIAMET=	0,7	metro
CIRC.=	2,198	metro
Area P.=	0,38465	metro quadrado

F1=	3,50
F2=	7,00

PROF (M)	N (spt) ponta	Tipo solo	K (KN/m²)	Σspt	N (spt) medio	α %	Qs KN	Qp KN	Qu fs=2	Qu tf
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,0	0	areia grossa	1000,00	0,00	0,00	1,40	0,00	0,00	0,00	0,00
1,7	4	areia grossa	1000,00	4,00	2,35	1,40	17,58	439,60	228,59	22,86
2,0	4	areia grossa	1000,00	8,00	4,00	1,40	35,17	439,60	237,38	23,74
3,0	10	areia grossa	1000,00	18,00	6,00	1,40	79,13	1099,00	589,06	58,91
3,8	9	areia grossa	1000,00	27,00	7,11	1,40	118,69	989,10	553,90	55,39
4,0	9	areia grossa	1000,00	36,00	9,00	1,40	158,26	989,10	573,68	57,37
4,6	7	areia gr. siltosa	800,00	43,00	9,45	2,00	216,03	615,44	415,74	41,57
5,0	7	areia gr. siltosa	800,00	50,00	10,00	2,00	251,20	615,44	433,32	43,33
6,0	6	areia gr. siltosa	800,00	56,00	9,33	2,00	281,34	527,52	404,43	40,44
7,0	7	areia gr. siltosa	800,00	63,00	9,00	2,00	316,51	615,44	465,98	46,60
8,0	9	areia gr. siltosa	800,00	72,00	9,00	2,00	361,73	791,28	576,50	57,65
8,3	9	areia gr. siltosa	800,00	81,00	9,76	2,00	406,94	791,28	599,11	59,91
9,0	22	areia gr. siltosa	800,00	103,00	11,44	2,00	517,47	1934,24	1225,86	122,59
9,6	34	areia gr. siltosa	800,00	137,00	14,35	2,00	688,29	2989,28	1838,78	183,88
10,0	34	areia grossa	1000,00	171,00	17,10	1,40	751,72	3736,60	2244,16	224,42
11,0	21	areia grossa	1000,00	192,00	17,45	1,40	844,03	2307,90	1575,97	157,60
11,6	25	areia grossa	1000,00	217,00	18,67	1,40	953,93	2747,50	1850,72	185,07
12,0	25	areia grossa	1000,00	242,00	20,17	1,40	1063,83	2747,50	1905,67	190,57
13,0	37	areia grossa	1000,00	279,00	21,46	1,40	1226,48	4066,30	2646,39	264,64
14,0	50	areia grossa	1000,00	329,00	23,50	1,40	1446,28	5495,00	3470,64	347,06
14,5	50	areia grossa	1000,00	379,00	26,07	1,40	1666,08	5495,00	3580,54	358,05
15,0	30	areia grossa	1000,00	409,00	27,27	1,40	1797,96	3297,00	2547,48	254,75

Tabela 43 - Cálculo PCE 01: método Decourt-Quaresma

Hélice Continua (ESCAVADA)				N _{SPT} LIMITE	N _{SPT} (mínimo)			β _p	RESISTENCIA DE PONTA				RESISTENCIA LATERAL				Q _{U2}	Q _{U1}	Q _U	Q _U
DIAMETRO=		40	cm		N _{SPT} (máximo)				50	qp	Q _p	Q _p (f _s = 4)	β _s	q _s	Q _s	Q _s (f _s =1,3)	f _s =2	f _s = 1,3 e 4	KN	tf
Nspt LIMITE 3 E 50																				
Area		0,1256	m²																	
circunf		1,256	m																	
PRO F(m)	N _{SPT}	TIPO SOLO	K (KN/m²)																	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	
1	3	argila arenosa	100	3	4	4	4	0,30	400,00	15,07	3,77	1,00	23,33	29,31	22,54	22,19	26,31	22,19	2,22	
2	5	argila arenosa	100	5	5	5	4	0,30	466,67	17,58	4,40	1,00	24,44	61,40	47,23	39,49	51,63	39,49	3,95	
3	6	argila arenosa	100	6	6	6	5	0,30	600,00	22,61	5,65	1,00	26,30	99,08	76,22	60,85	81,87	60,85	6,08	
4	7	argila arenosa	100	7	7	7	5	0,30	666,67	25,12	6,28	1,00	27,78	139,56	107,35	82,34	113,63	82,34	8,23	
4,85	7	argila arenosa	100	7	7	7	6	0,30	700,00	26,38	6,59	1,00	28,89	175,98	135,37	101,18	141,96	101,18	10,12	
5	7	silte arenoso	140	7	8	8	6	0,30	1120,00	42,20	10,55	1,00	30,19	189,56	145,82	115,88	156,37	115,88	11,59	
6	10	silte arenoso	140	10	9	9	6	0,30	1260,00	47,48	11,87	1,00	31,59	238,04	183,11	142,76	194,98	142,76	14,28	
7	10	silte arenoso	140	10	10	10	7	0,30	1353,33	50,99	12,75	1,00	32,92	289,40	222,62	170,20	235,37	170,20	17,02	
8	9	silte arenoso	140	9	10	10	7	0,30	1446,67	54,51	13,63	1,00	34,20	343,62	264,32	199,06	277,95	199,06	19,91	
9	12	silte arenoso	140	12	11	11	8	0,30	1586,67	59,79	14,95	1,00	35,56	401,92	309,17	230,85	324,12	230,85	23,09	
10	13	silte arenoso	140	13	13	13	8	0,30	1820,00	68,58	17,14	1,00	37,17	466,88	359,14	267,73	376,28	267,73	26,77	
10,46	14	areia argilosa	200	14	14	14	9	0,30	2733,33	102,99	25,75	1,00	38,70	508,48	391,14	305,74	416,89	305,74	30,57	
11	14	areia argilosa	200	14	14	14	9	0,30	2866,67	108,02	27,00	1,00	40,17	555,00	426,92	331,51	453,93	331,51	33,15	
12	15	areia argilosa	200	15	15	15	9	0,30	3000,00	113,04	28,26	1,00	41,59	626,80	482,16	369,92	510,42	369,92	36,99	
13	16	areia argilosa	200	16	16	16	10	0,30	3266,67	123,09	30,77	1,00	43,11	703,92	541,48	413,50	572,25	413,50	41,35	
14	18	areia argilosa	200	18	18	18	10	0,30	3533,33	133,14	33,28	1,00	44,72	786,40	604,92	459,77	638,20	459,77	45,98	
15	19	areia argilosa	200	19	19	19	11	0,30	3866,67	145,70	36,42	1,00	46,47	875,51	673,47	510,60	709,89	510,60	51,06	
16	21	areia argilosa	200	21	21	21	11	0,30	4133,33	155,74	38,94	1,00	48,27	970,07	746,20	562,91	785,14	562,91	56,29	
17	22	areia argilosa	200	22	25	25	12	0,30	5000,00	188,40	47,10	1,00	50,64	1081,34	831,80	634,87	878,90	634,87	63,49	
18	32	areia argilosa	200	32	29	29	13	0,30	5800,00	218,54	54,64	1,00	53,44	1208,27	929,44	713,41	984,08	713,41	71,34	
19	33	areia argilosa	200	33	36	36	14	0,30	7266,67	273,81	68,45	1,00	57,14	1363,66	1048,97	818,73	1117,42	818,73	81,87	
19,85	44	areia argilosa	200	44	40	40	15	0,30	8066,67	303,95	75,99	1,00	61,11	1523,60	1172,00	913,77	1247,99	913,77	91,38	
20	44	areia argilosa	200	44	46	46	17	0,30	9200,00	346,66	86,66	1,00	65,56	1646,76	1266,74	996,71	1353,40	996,71	99,67	
21	50	areia argilosa	200	50	48	48	18	0,30	9600,00	361,73	90,43	1,00	69,91	1843,88	1418,37	1102,80	1508,80	1102,80	110,28	
22	55	areia argilosa	200	50	50	50	19	0,30	10000,00	376,80	94,20	1,00	74,18	2049,68	1576,68	1213,24	1670,88	1213,24	121,32	
23	54	areia argilosa	200	50	50	50	20	0,30	10000,00	376,80	94,20	1,00	78,12	2256,72	1735,94	1316,76	1830,14	1316,76	131,68	
24	64	areia argilosa	200	50	50	50	22	0,30	10000,00	376,80	94,20	1,00	81,77	2464,86	1896,05	1420,83	1990,25	1420,83	142,08	
25	72	areia argilosa	200	50	50	50	23	0,30	10000,00	376,80	94,20	1,00	85,16	2673,98	2056,91	1525,39	2151,11	1525,39	152,54	

Tabela 44 - Cálculo PCE 02: método Decourt-Quaresma

Hélice Continua (ESCAVADA)																				
DIAMETRO=		30	cm																	
Nspt LIMITE 3 E 50																				
Area=		0,07065	m²																	
circunfer=		0,942	m																	
PROF (m)	N _{SPT}	TIPO	K (KN/m²)	N _{SPT} LIMITE	Nspt (min)=		3	RESISTENCIA DE PONTA				RESISTENCIA LATERAL				Q _{U2}	Q _{U1}	Q _U	Q _U	
		SOLO			spt (mpona)	verf (sptmp)	sptm (lat.)	βp	qp	Qp	Qp (fs=4)	βs	qs	Qs	Qs (fs=1,3)	fs=2	fs=1,3 e 4	KN	tf	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	
1	3	argila arenosa	100	3	4	4	4	0,30	400,00	8,48	2,12	1,00	23,33	21,98	16,91	15,23	19,03	15,23	1,52	
2	5	argila arenosa	100	5	5	5	4	0,30	466,67	9,89	2,47	1,00	24,44	46,05	35,43	27,97	37,90	27,97	2,80	
3	6	argila arenosa	100	6	6	6	5	0,30	600,00	12,72	3,18	1,00	26,30	74,31	57,16	43,52	60,34	43,52	4,35	
4	7	argila arenosa	100	7	7	7	5	0,30	666,67	14,13	3,53	1,00	27,78	104,67	80,51	59,40	84,05	59,40	5,94	
4,85	7	argila arenosa	100	7	7	7	6	0,30	700,00	14,84	3,71	1,00	28,89	131,98	101,53	73,41	105,24	73,41	7,34	
5	7	silte arenoso	140	7	8	8	6	0,30	1120,00	23,74	5,93	1,00	30,19	142,17	109,36	82,96	115,30	82,96	8,30	
6	10	silte arenoso	140	10	9	9	6	0,30	1260,00	26,71	6,68	1,00	31,59	178,53	137,33	102,62	144,01	102,62	10,26	
7	10	silte arenoso	140	10	10	10	7	0,30	1353,33	28,68	7,17	1,00	32,92	217,05	166,96	122,87	174,13	122,87	12,29	
8	9	silte arenoso	140	9	10	10	7	0,30	1446,67	30,66	7,67	1,00	34,20	257,71	198,24	144,19	205,91	144,19	14,42	
9	12	silte arenoso	140	12	11	11	8	0,30	1586,67	33,63	8,41	1,00	35,56	301,44	231,88	167,53	240,28	167,53	16,75	
10	13	silte arenoso	140	13	13	13	8	0,30	1820,00	38,57	9,64	1,00	37,17	350,16	269,35	194,37	279,00	194,37	19,44	
10,46	14	areia argilosa	200	14	14	14	9	0,30	2733,33	57,93	14,48	1,00	38,70	381,36	293,35	219,65	307,84	219,65	21,96	
11	14	areia argilosa	200	14	14	14	9	0,30	2866,67	60,76	15,19	1,00	40,17	416,25	320,19	238,51	335,38	238,51	23,85	
12	15	areia argilosa	200	15	15	15	9	0,30	3000,00	63,59	15,90	1,00	41,59	470,10	361,62	266,84	377,51	266,84	26,68	
13	16	areia argilosa	200	16	16	16	10	0,30	3266,67	69,24	17,31	1,00	43,11	527,94	406,11	298,59	423,42	298,59	29,86	
14	18	areia argilosa	200	18	18	18	10	0,30	3533,33	74,89	18,72	1,00	44,72	589,80	453,69	332,34	472,41	332,34	33,23	
15	19	areia argilosa	200	19	19	19	11	0,30	3866,67	81,95	20,49	1,00	46,47	656,63	505,10	369,29	525,59	369,29	36,93	
16	21	areia argilosa	200	21	21	21	11	0,30	4133,33	87,61	21,90	1,00	48,27	727,55	559,65	407,58	581,56	407,58	40,76	
17	22	areia argilosa	200	22	25	25	12	0,30	5000,00	105,98	26,49	1,00	50,64	811,00	623,85	458,49	650,34	458,49	45,85	
18	32	areia argilosa	200	32	29	29	13	0,30	5800,00	122,93	30,73	1,00	53,44	906,20	697,08	514,57	727,81	514,57	51,46	
19	33	areia argilosa	200	33	36	36	14	0,30	7266,67	154,02	38,50	1,00	57,14	1022,74	786,73	588,38	825,23	588,38	58,84	
19,85	44	areia argilosa	200	44	40	40	15	0,30	8066,67	170,97	42,74	1,00	61,11	1142,70	879,00	656,84	921,74	656,84	65,68	
20	44	areia argilosa	200	44	46	46	17	0,30	9200,00	194,99	48,75	1,00	65,56	1235,07	950,05	715,03	998,80	715,03	71,50	
21	50	areia argilosa	200	50	48	48	18	0,30	9600,00	203,47	50,87	1,00	69,91	1382,91	1063,78	793,19	1114,64	793,19	79,32	
22	55	areia argilosa	200	50	50	50	19	0,30	10000,00	211,95	52,99	1,00	74,18	1537,26	1182,51	874,61	1235,50	874,61	87,46	
23	54	areia argilosa	200	50	50	50	20	0,30	10000,00	211,95	52,99	1,00	78,12	1692,54	1301,95	952,25	1354,94	952,25	95,22	
24	64	areia argilosa	200	50	50	50	22	0,30	10000,00	211,95	52,99	1,00	81,77	1848,65	1422,04	1030,30	1475,02	1030,30	103,03	
25	72	areia argilosa	200	50	50	50	23	0,30	10000,00	211,95	52,99	1,00	85,16	2005,49	1542,68	1108,72	1595,67	1108,72	110,87	

Tabela 45 - Cálculo PCE 03: método Decourt-Quaresma

DIAMETRO=		70	cm																		
Nspt LIMITE 3 E 50																					
Area		0,38465	m²																		
PROF (m)	Circ.	2,198	m	Nspt LIMITE	Nspt (mínimo)=		3	RESISTENCIA DE PONTA						RESISTENCIA LATERAL				Qu2	Qu1	Qu	Qu
	Nspt	TIPO	K (KN/m²)		Nspt (máximo)=		50														
		SOLO			spt (mporta)	verf (sptmp)	sptm (lat.)	βp	qp	Qp	Qp (fs=4)	βs	qs	Qs	Qs (fs=1,3)	fs=2	fs=1,3 e 4	KN	tf		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,00		
1	0	areia silto arenosa	200	3	6	6	6	0,30	1200,00	138,47	34,62	1,00	30,00	65,94	50,72	102,21	85,34	85,34	8,53		
2	9	areia solto arenosa	200	9	15	15	10	0,30	2933,33	338,49	84,62	1,00	44,44	195,38	150,29	266,93	234,91	234,91	23,49		
3	32	areia silto arenosa	200	32	26	26	16	0,30	5266,67	607,75	151,94	1,00	62,22	410,29	315,61	509,02	467,55	467,55	46,75		
4	38	areia silto arenosa	200	38	34	34	20	0,30	6800,00	784,69	196,17	1,00	77,50	681,38	524,14	733,03	720,31	720,31	72,03		
5	32	argilo silto arenosa	120	32	36	36	23	0,30	4280,00	493,89	123,47	1,00	87,78	964,68	742,06	729,28	865,53	729,28	72,93		
6	37	argilo silto arenosa	120	37	33	33	25	0,30	4000,00	461,58	115,40	1,00	93,33	1230,88	946,83	846,23	1062,23	846,23	84,62		
7	31	argilo silto arenosa	120	31	34	34	26	0,30	4120,00	475,43	118,86	1,00	97,78	1504,41	1157,24	989,92	1276,09	989,92	98,99		
8	35	argilo silto arenosa	120	35	35	35	27	0,30	4160,00	480,04	120,01	1,00	101,25	1780,38	1369,52	1130,21	1489,53	1130,21	113,02		
9	38	argilo silto arenosa	120	38	36	36	28	0,30	4320,00	498,51	124,63	1,00	104,44	2066,12	1589,32	1282,31	1713,95	1282,31	128,23		
10	35	argilo silto arenosa	120	35	38	38	29	0,30	4520,00	521,59	130,40	1,00	107,56	2364,07	1818,52	1442,83	1948,91	1442,83	144,28		
11	40	argilo silto arenosa	120	40	31	31	29	0,30	3760,00	433,89	108,47	1,00	108,18	2615,62	2012,02	1524,75	2120,49	1524,75	152,48		
12	19	silte arenoso comp	140	19	28	28	29	0,30	3920,00	452,35	113,09	1,00	107,78	2842,75	2186,73	1647,55	2299,82	1647,55	164,75		
13	25	silte arenoso comp	140	25	23	23	29	0,30	3173,33	366,19	91,55	1,00	106,07	3030,80	2331,38	1698,49	2422,93	1698,49	169,85		
14	24	silte arenoso comp	140	24	25	25	29	0,30	3500,00	403,88	100,97	1,00	105,16	3235,94	2489,19	1819,91	2590,16	1819,91	181,99		
15	26	silte arenoso comp	140	26	32	32	29	0,30	4480,00	516,97	129,24	1,00	105,93	3492,38	2686,44	2004,67	2815,69	2004,67	200,47		
16	46	alteração de rocha	200	46	32	32	29	0,30	6466,67	746,22	186,56	1,00	106,67	3751,25	2885,58	2248,74	3072,13	2248,74	224,87		
17	25	alteração de rocha	200	25	29	29	29	0,30	5733,33	661,60	165,40	1,00	106,60	3983,26	3064,05	2322,43	3229,45	2322,43	232,24		
18	15	alteração de rocha	200	15	30	30	29	0,30	6000,00	692,37	173,09	1,00	106,79	4225,04	3250,03	2458,71	3423,13	2458,71	245,87		
19	50	impenetravel	200	50	33	33	29	0,30	6500,00	750,07	187,52	1,00	107,40	4485,14	3450,11	2617,60	3637,63	2617,60	261,76		

Tabela 46 - Cálculo PCE 04: método Decourt-Quaresma

Hélice Continua (ESCAVADA)																				
DIAMETRO=		50	cm																	
Nspt LIMITE 3 E 50																				
Área=		0,19625	m²																	
circunfer=		1,57	m	Nspt (mínimo)= 3			RESISTENCIA DE PONTA						RESISTENCIA LATERAL				Q _{U2}	Q _{U1}	Q _U	Q _U
PROF (m)	N _{SPT}	TIPO	K (KN/m²)	N _{SPT} LIMITE	Nspt (máximo)=		50													
		spt (mpona)			verf (sptmp)	sptm (lat.)	βp	qp	Qp	Qp (fs=4)	βs	qs	Qs	Qs (fs=1,3)	fs=2	fs=1,3 e 4	KN	tf		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	
1	0	argila arenosa	100	3	3	3	3	0,30	300,00	17,66	4,42	1,00	20,00	31,40	24,15	24,53	28,57	24,53	2,45	
2	3	argila arenosa	100	3	3	3	3	0,30	333,33	19,63	4,91	1,00	20,56	64,54	49,65	42,08	54,56	42,08	4,21	
3	4	argila arenosa	100	4	4	4	3	0,30	400,00	23,55	5,89	1,00	21,48	101,18	77,83	62,36	83,72	62,36	6,24	
4	5	areia argilosa	200	5	6	6	4	0,30	1133,33	66,73	16,68	1,00	23,33	146,53	112,72	106,63	129,40	106,63	10,66	
5	8	areia argilosa	200	8	7	7	5	0,30	1466,67	86,35	21,59	1,00	25,56	200,61	154,32	143,48	175,90	143,48	14,35	
6	9	areia argilosa	200	9	9	9	5	0,30	1800,00	105,98	26,49	1,00	27,96	263,41	202,62	184,69	229,12	184,69	18,47	
7	10	areia siltosa	200	10	11	11	6	0,30	2133,33	125,60	31,40	1,00	30,48	334,93	257,64	230,27	289,04	230,27	23,03	
8	13	areia siltosa	200	13	12	12	7	0,30	2400,00	141,30	35,33	1,00	32,92	413,43	318,03	277,37	353,35	277,37	27,74	
9	13	areia siltosa	200	13	14	14	8	0,30	2866,67	168,78	42,19	1,00	35,68	504,14	387,80	336,46	430,00	336,46	33,65	
10	17	areia siltosa	200	17	16	16	9	0,30	3266,67	192,33	48,08	1,00	38,56	605,32	465,63	398,82	513,71	398,82	39,88	
11	19	areia siltosa	200	19	19	19	10	0,30	3866,67	227,65	56,91	1,00	41,82	722,20	555,54	474,93	612,45	474,93	47,49	
12	22	areia siltosa	200	22	21	21	11	0,30	4200,00	247,28	61,82	1,00	45,00	847,80	652,15	547,54	713,97	547,54	54,75	
12,45	22	areia siltosa	200	22	23	23	11	0,30	4666,67	274,75	68,69	1,00	48,29	943,91	726,09	609,33	794,77	609,33	60,93	
13	26	areia argilosa	200	26	25	25	12	0,30	5000,00	294,38	73,59	1,00	51,51	1051,28	808,67	672,83	882,27	672,83	67,28	
14	27	areia argilosa	200	27	28	28	14	0,30	5666,67	333,63	83,41	1,00	55,04	1209,71	930,55	771,67	1013,96	771,67	77,17	
15	32	areia argilosa	200	32	32	32	15	0,30	6333,33	372,88	93,22	1,00	58,82	1385,20	1065,54	879,04	1158,76	879,04	87,90	
16	36	areia siltosa	200	36	35	35	16	0,30	6933,33	408,20	102,05	1,00	62,75	1576,16	1212,43	992,18	1314,48	992,18	99,22	
17	36	areia siltosa	200	36	37	37	17	0,30	7466,67	439,60	109,90	1,00	66,73	1780,98	1369,99	1110,29	1479,89	1110,29	111,03	
18	40	areia siltosa	200	40	40	40	18	0,30	7933,33	467,08	116,77	1,00	70,70	1998,03	1536,95	1232,55	1653,72	1232,55	123,26	
19	43	areia siltosa	200	43	40	40	19	0,30	8000,00	471,00	117,75	1,00	74,33	2217,36	1705,66	1344,18	1823,41	1344,18	134,42	
19,5	37	areia siltosa	200	37	39	39	20	0,30	7800,00	459,23	114,81	1,00	77,46	2371,45	1824,19	1415,34	1939,00	1415,34	141,53	
20	37	areia argilosa	200	37	38	38	21	0,30	7600,00	447,45	111,86	1,00	80,15	2516,76	1935,97	1482,10	2047,83	1482,10	148,21	
21	40	areia argilosa	200	40	39	39	22	0,30	7800,00	459,23	114,81	1,00	82,75	2728,39	2098,76	1593,81	2213,57	1593,81	159,38	
21,4	40	areia argilosa	200	40	41	41	23	0,30	8133,33	478,85	119,71	1,00	85,37	2868,27	2206,36	1673,56	2326,08	1673,56	167,36	
22	42	areia media	200	42	42	42	23	0,30	8466,67	498,48	124,62	1,00	88,00	3039,52	2338,09	1769,00	2462,71	1769,00	176,90	
23	45	areia media	200	45	44	44	24	0,30	8800,00	518,10	129,53	1,00	90,64	3273,05	2517,73	1895,57	2647,25	1895,57	189,56	
24	45	areia media	200	45	46	46	25	0,30	9200,00	541,65	135,41	1,00	93,33	3516,80	2705,23	2029,23	2840,64	2029,23	202,92	
25	48	areia media	200	48	47	47	26	0,30	9466,67	557,35	139,34	1,00	95,99	3767,69	2898,22	2162,52	3037,56	2162,52	216,25	
26	49	areia media	200	49	49	49	27	0,30	9800,00	576,98	144,24	1,00	98,66	4027,26	3097,89	2302,12	3242,14	2302,12	230,21	
26,5	52	areia media	200	50	50	50	27	0,30	9933,33	584,83	146,21	1,00	101,22	4211,35	3239,50	2398,09	3385,71	2398,09	239,81	
27	52	areia grossa	200	50	50	50	28	0,30	10000,00	588,75	147,19	1,00	103,66	4393,97	3379,98	2491,36	3527,17	2491,36	249,14	
28	54	areia grossa	200	50	50	50	29	0,30	10000,00	588,75	147,19	1,00	105,94	4657,01	3582,32	2622,88	3729,50	2622,88	262,29	
29	56	areia grossa	200	50	50	50	29	0,30	10000,00	588,75	147,19	1,00	108,08	4920,92	3785,32	2754,83	3932,51	2754,83	275,48	
30	60	areia grossa	200	50	50	50	30	0,30	10000,00	588,75	147,19	1,00	110,10	5185,62	3988,94	2887,18	4136,12	2887,18	288,72	
31	62	areia grossa	200	50	50	50	31	0,30	10000,00	588,75	147,19	1,00	112,00	5451,04	4193,11	3019,90	4340,30	3019,90	301,99	
32	67	areia grossa	200	50	50	50	31	0,30	10000,00	588,75	147,19	1,00	113,80	5717,13	4397,79	3152,94	4544,98	3152,94	315,29	
33	73	areia grossa	200	50	50	50	32	0,30	10000,00	588,75	147,19	1,00	115,50	5983,82	4602,94	3286,29	4750,13	3286,29	328,63	

Tabela 47 - Cálculo PCE 05: método Decourt-Quaresma

Hélice Continua (ESCAVADA)																					
DIAMETRO=		40		cm																	
Nspt LIMITE 3 E 50																					
Área=		0,1256		m²																	
circunfer=		1,256		m																	
PROF (m)	N _{SPT}	TIPO		K (KN/m²)	N _{SPT} LIMITE	Nspt (mínimo) =		3		RESISTENCIA DE PONTA				RESISTENCIA LATERAL				Q _{U2}	Q _{U1}	Q _U	Q _U
		SOLO				Nspt (máximo) =		50 <th colspan="4"></th> <th colspan="4"></th> <th>fs=2</th> <th>fs=1,3 e 4</th> <th>KN</th> <th>tf</th>										fs=2	fs=1,3 e 4	KN	tf
						spt (mpona)	verf (sptmp)	sptm (lat.)	βp	qp	Qp	Qp (fs=4)	βs	qs	Qs	Qs (fs=1,3)					
0	0	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	
1	5	areia grossa		200	5	6	6	6	0,30	1100,00	41,45	10,36	1,00	28,33	35,59	27,37	38,52	37,74	37,74	3,77	
2	6	areia grossa		200	6	5	5	5	0,30	1066,67	40,19	10,05	1,00	28,06	70,48	54,21	55,33	64,26	55,33	5,53	
3	5	areia grossa		200	5	6	6	6	0,30	1200,00	45,22	11,30	1,00	28,70	108,16	83,20	76,69	94,50	76,69	7,67	
4	7	areia grossa		200	7	7	7	6	0,30	1333,33	50,24	12,56	1,00	29,58	148,63	114,33	99,43	126,89	99,43	9,94	
5	8	areia grossa		200	8	9	9	7	0,30	1800,00	67,82	16,96	1,00	31,67	198,87	152,97	133,35	169,93	133,35	13,33	
6	12	areia grossa		200	12	12	12	7	0,30	2400,00	90,43	22,61	1,00	34,72	261,67	201,28	176,05	223,89	176,05	17,60	
7	16	areia gr. siltosa		200	16	14	14	8	0,30	2866,67	108,02	27,00	1,00	38,02	334,24	257,10	221,13	284,11	221,13	22,11	
8	15	areia gr. siltosa		200	15	13	13	9	0,30	2600,00	97,97	24,49	1,00	39,93	401,22	308,63	249,60	333,12	249,60	24,96	
9	8	areia gr. siltosa		200	8	9	9	9	0,30	1866,67	70,34	17,58	1,00	40,06	452,86	348,35	261,60	365,94	261,60	26,16	
10	5	areia gr. siltosa		200	5	6	6	9	0,30	1266,67	47,73	11,93	1,00	39,17	491,93	378,41	269,83	390,34	269,83	26,98	
11	6	areia gr. siltosa		200	6	6	6	8	0,30	1133,33	42,70	10,68	1,00	38,23	528,22	406,32	285,46	417,00	285,46	28,55	
12	6	areia gr. siltosa		200	6	7	7	8	0,30	1333,33	50,24	12,56	1,00	37,73	568,69	437,45	309,46	450,01	309,46	30,95	
13	8	areia gr. siltosa		200	8	9	9	8	0,30	1733,33	65,31	16,33	1,00	37,82	617,53	475,03	341,42	491,35	341,42	34,14	
14	12	areia gr. siltosa		200	12	10	10	8	0,30	2000,00	75,36	18,84	1,00	38,21	671,96	516,89	373,66	535,73	373,66	37,37	
15	10	areia grossa		200	10	12	12	9	0,30	2400,00	90,43	22,61	1,00	39,00	734,76	565,20	412,60	587,81	412,60	41,26	
16	14	areia grossa		200	14	15	15	9	0,30	3000,00	113,04	28,26	1,00	40,31	810,12	623,17	461,58	651,43	461,58	46,16	
17	21	areia grossa		200	21	20	20	10	0,30	3933,33	148,21	37,05	1,00	42,39	905,02	696,17	526,61	733,22	526,61	52,66	
18	24	areia grossa		200	24	25	25	11	0,30	5066,67	190,91	47,73	1,00	45,28	1023,64	787,42	607,28	835,14	607,28	60,73	
19	31	areia grossa		200	31	29	29	12	0,30	5866,67	221,06	55,26	1,00	48,57	1159,01	891,55	690,03	946,81	690,03	69,00	
20	33	areia grossa		200	33	33	33	13	0,30	6666,67	251,20	62,80	1,00	52,19	1311,12	1008,56	781,16	1071,36	781,16	78,12	
21	36	areia grossa		200	36	34	34	14	0,30	6800,00	256,22	64,06	1,00	55,58	1466,03	1127,72	861,13	1191,77	861,13	86,11	
22	33	areia grossa		200	33	36	36	15	0,30	7133,33	268,78	67,20	1,00	58,91	1627,92	1252,24	948,35	1319,44	948,35	94,83	
23	38	areia grossa		200	38	38	38	16	0,30	7666,67	288,88	72,22	1,00	62,34	1800,96	1385,36	1044,92	1457,58	1044,92	104,49	
24	44	areia grossa		200	44	44	44	17	0,30	8800,00	331,58	82,90	1,00	66,27	1997,74	1536,72	1164,66	1619,62	1164,66	116,47	
25	53	areia grossa		200	50	48	48	18	0,30	9600,00	361,73	90,43	1,00	70,42	2211,26	1700,97	1286,49	1791,40	1286,49	128,65	
26	52	areia grossa		200	50	50	50	19	0,30	10000,00	376,80	94,20	1,00	74,51	2433,15	1871,65	1404,98	1965,85	1404,98	140,50	
27	52	areia grossa		201	50	50	50	20	0,30	10050,00	378,68	94,67	1,00	78,29	2655,04	2042,34	1516,86	2137,01	1516,86	151,69	

Tabela 48 - Cálculo PCE 06: método Decourt-Quaresma

Hélice Contínua (ESCAVADA)																			
DIAMETRO=		70	cm																
Nspt LIMITE 3 E 50																			
Área=		0,38465	m²																
circunfer=		2,198	m																
PROF (m)	N _{SPT}	TIPO	K (KN/m²)	N _{SPT} LIMITE	Nspt (mínimo)= 3			RESISTENCIA DE PONTA				RESISTENCIA LATERAL				Q _{U2}	Q _{U1}	Q _U	Q _U
		SOLO			Nspt (máximo)= 50														
					spt (mponta)	verf (sptmp)	sptm (lat.)	βp	qp	Qp	Qp(fs=4)	βs	qs	Qs	Qs(fs=1, 3)	fs=2	fs=1,3 e 4	KN	ft
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,00
1	0	areia grossa	200	3	4	4	4	0,30	700,00	80,78	20,19	1,00	21,67	47,62	36,63	64,20	56,83	56,83	5,68
1,7	4	areia grossa	200	4	4	4	4	0,30	733,33	84,62	21,16	1,00	21,94	82,00	63,08	83,31	84,23	83,31	8,33
2	4	areia grossa	200	4	6	6	4	0,30	1200,00	138,47	34,62	1,00	24,63	108,27	83,29	123,37	117,90	117,90	11,79
3	10	areia grossa	200	10	8	8	5	0,30	1533,33	176,94	44,23	1,00	27,36	180,42	138,78	178,68	183,02	178,68	17,87
3,8	9	areia grossa	200	9	9	9	6	0,30	1866,67	215,40	53,85	1,00	30,11	251,50	193,46	233,45	247,31	233,45	23,35
4	9	areia grossa	200	9	9	9	7	0,30	1800,00	207,71	51,93	1,00	31,76	279,23	214,79	243,47	266,72	243,47	24,35
4,55	9	areia gr. siltosa	200	9	8	8	7	0,30	1666,67	192,33	48,08	1,00	32,62	326,22	250,94	259,27	299,02	259,27	25,93
5	7	areia gr. siltosa	200	7	7	7	7	0,30	1466,67	169,25	42,31	1,00	32,85	360,99	277,69	265,12	320,00	265,12	26,51
6	6	areia gr. siltosa	200	6	7	7	7	0,30	1333,33	153,86	38,47	1,00	32,78	432,27	332,52	293,07	370,98	293,07	29,31
7	7	areia gr. siltosa	200	7	7	7	7	0,30	1466,67	169,25	42,31	1,00	32,94	506,88	389,91	338,06	432,22	338,06	33,81
8	9	areia gr. siltosa	200	9	8	8	7	0,30	1666,67	192,33	48,08	1,00	33,38	587,02	451,55	389,67	499,64	389,67	38,97
8,3	9	areia gr. siltosa	200	9	13	13	8	0,30	2666,67	307,72	76,93	1,00	35,14	641,05	493,12	474,39	570,05	474,39	47,44
9	22	areia gr. siltosa	200	22	18	18	8	0,30	3533,33	407,73	101,93	1,00	37,74	746,47	574,21	577,10	676,14	577,10	57,71
9,55	22	areia gr. siltosa	200	22	26	26	10	0,30	5200,00	600,05	150,01	1,00	41,94	880,45	677,27	740,25	827,28	740,25	74,03
10	34	areia grossa	200	34	26	26	11	0,30	5133,33	592,36	148,09	1,00	45,52	1000,50	769,61	796,43	917,70	796,43	79,64
11	21	areia grossa	200	21	27	27	12	0,30	5333,33	615,44	153,86	1,00	48,85	1181,20	908,61	898,32	1062,47	898,32	89,83
11,62	25	areia grossa	200	25	24	24	12	0,30	4733,33	546,20	136,55	1,00	51,21	1307,92	1006,09	927,06	1142,64	927,06	92,71
12	25	areia grossa	200	25	29	29	13	0,30	5800,00	669,29	167,32	1,00	54,29	1431,96	1101,50	1050,62	1268,83	1050,62	105,06
13	37	areia grossa	200	37	37	37	15	0,30	7466,67	861,62	215,40	1,00	58,51	1671,83	1286,02	1266,72	1501,43	1266,72	126,67
14	50	areia grossa	200	50	46	46	16	0,30	9133,33	1053,94	263,49	1,00	63,69	1960,01	1507,70	1506,97	1771,18	1506,97	150,70
14,54	50	areia grossa	200	50	43	43	17	0,30	8666,67	1000,09	250,02	1,00	68,02	2173,71	1672,09	1586,90	1922,11	1586,90	158,69
15	30	areia grossa	200	30	40	40	18	0,30	8000,00	923,16	230,79	1,00	71,44	2355,36	1811,81	1639,26	2042,60	1639,26	163,93