

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

CURSO DE MESTRADO EM GEOTECNIA E TRANSPORTES

**AVALIAÇÃO DO EFEITO DA MODIFICAÇÃO
DA PONTA NA CAPACIDADE DE CARGA DE
ESTACAS ESCAVADAS TIPO TRADO
MECANIZADO**

Anderson Antonio Gervásio da Silva

Belo Horizonte

2014

Anderson Antonio Gervásio da Silva

**AVALIAÇÃO DO EFEITO DA MODIFICAÇÃO
DA PONTA NA CAPACIDADE DE CARGA DE
ESTACAS ESCAVADAS TIPO TRADO
MECANIZADO**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Geotecnia e Transportes da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Geotecnia e Transportes.

Área de concentração: Geotecnia

Orientador(a): Prof. Dr. Lúcio Flávio de Souza Villar

Coorientador(a): Prof. Dr. Ecidnéia Pinto Soares

Belo Horizonte

Escola de Engenharia da UFMG

2014

S586a

Silva, Anderson Antonio Gervásio da.

Avaliação do efeito da modificação da ponta na capacidade de carga de estacas escavadas tipo trado mecanizado [manuscrito] / Anderson Antonio Gervásio da Silva. - 2014.
xviii, 134 f., enc.: il.

Orientador: Lúcio Flávio de Souza Villar.
Coorientador: Ecidnéia Pinto Soares.

Dissertação (mestrado) Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.

Anexos: f. 101-116.

Biografia: f. 97-100.

1. Mecânica do solo - Teses. 2. Fundações (Engenharia) - Teses. 3. Estacas de concreto - Teses. I. Villar, Lúcio Flávio de Souza. II. Soares, Ecidnéia Pinto. III. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. IV. Título.

CDU: 624.13(043)



FOLHA DE APROVAÇÃO

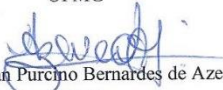
**AVALIAÇÃO DO EFEITO DA MODIFICAÇÃO DA PONTA NA
CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS ESCAVADAS TIPO TRADO
MECANIZADO**


ANDERSON ANTÔNIO GERVÁSIO DA SILVA


Dissertação submetida à Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em GEOTECNIA E TRANSPORTES, como requisito para obtenção do grau de Mestre em GEOTECNIA E TRANSPORTES, área de concentração GEOTECNIA.

Aprovada em 09 de dezembro de 2014, pela banca constituída pelos membros:


Prof. Lúcio Flávio de Sousa Villar - Orientador
UFMG


Prof. Crysthian Purcino Bernardes de Azevedo
UFMG


Prof. Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha
USP-São Carlos


Prof. Ecidinéia Pinto Soares de Mendonça - coorientadora
UFMG

Belo Horizonte, 9 de dezembro de 2014.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por me proporcionar mais essa conquista, guiando-me e proporcionando discernimento para compreensão em cada etapa desta pesquisa, ao longo de toda a trajetória.

Agradeço a minha esposa, Munik Ramos, por toda atenção, compreensão e incentivo. Suas palavras de afeto e sua dedicação para comigo foram essenciais ao longo deste percurso.

Agradeço aos meus pais, que são exemplos de dedicação e perseverança e aos meus irmãos pelo incentivo prestado. Agradeço a todos pela paciência e compreensão das ausências em diversos momentos.

Ao amigo e companheiro de profissão, Eng. Hedmilson Bragança, pelo apoio, contribuições, incentivo e disponibilidade prestada. Sua garra e dedicação profissional, servem-me de exemplos.

Ao meu orientador, Prof. Lúcio Flávio de Souza Villar, por toda contribuição, disponibilidade e confiança depositada nesta pesquisa ao longo de toda esta caminhada. Sua dedicação para com a docência não será esquecida.

Aos mestres e tutores, Prof. Sergio Velloso e Luis Fernando, por todo ensinamento, dedicação e incentivo prestado, que contribuem diariamente para meu desenvolvimento como geotécnico. A postura, ética e dedicação, são exemplos para a busca e aperfeiçoamento contínuo como profissional e pessoa.

A todos colegas da SERGIO M. P. VELLOSO ENGENHEIROS CONSULTORES, pelo apoio, compreensão e auxílio, ao Eng. Sandro Eduardo que muito contribuiu em diversos pontos desta pesquisa, além do convívio ao longo desta jornada acadêmica.

Aos membros da banca examinadora, a coorientadora Prof. Edicinéia Pinto Soares, ao Prof. Crysthian Purcino e a Prof.^a Cristina Tsuha pela disponibilidade e relevantes contribuições.

A MRV Engenharia e Participações pelo apoio, recursos e incentivos disponibilizados ao desenvolvimento desta pesquisa.

*"Theory is the language by means
of which lessons of experience can
be clearly expressed. "*

Karl Terzaghi

RESUMO

Com o crescimento acentuado da construção civil nos últimos anos no país e principalmente no ramo imobiliário, as empresas do setor têm buscado cada vez mais por técnicas de engenharia e procedimentos que promovam obras seguras com a melhor racionalização de custo possível em seus empreendimentos. No que diz respeito ao ramo de fundações, existem no mercado algumas práticas utilizadas para aproveitamento máximo dos elementos de fundação em relação a sua capacidade de carga. A presente pesquisa visou a avaliação da capacidade de carga de ponta com modificação da mesma, em estacas escavadas tipo trado mecanizado com diâmetro de 40 cm sem uso de fluidos estabilizantes. Para tal, foram executadas oito estacas em cada um dos quatro canteiros de obras disponibilizados nesta pesquisa, sendo duas estacas executadas de forma convencional para servir de referência e seis estacas com modificação da ponta. Dentre estas seis estacas, duas foram executadas com o procedimento de apiloamento da ponta, duas com a adição e mistura de argamassa e duas com a adição e apiloamento de bucha de concreto, sendo os dois últimos procedimentos lançados ao solo solto proveniente do próprio processo de perfuração contido no fundo da cavidade das estacas. Também é apresentada a avaliação da capacidade de carga lateral em função do tempo de escavação versus concretagem. Para a avaliação da carga mobilizada na ponta e superfície lateral das estacas, foram executados ensaios de carregamento dinâmico em todas as estacas. Assim, com os resultados obtidos, foi possível avaliar o efeito gerado na capacidade de carga em relação aos procedimentos executivos aplicados, sendo que a técnica de adição de argamassa apresentou níveis superiores de capacidade de carga em relação aos demais métodos e com maior qualidade executiva.

Palavras Chaves: estaca trado mecanizado, ponta modificada, capacidade de carga, ponta argamassada.

ABSTRACT

The civil construction industry is always searching for engineering techniques and procedures that ensure safe work with cost rationalization. In case of projects related to construction of foundations elements, they are usually idealized to obtain the maximum load capacity of them in order to diminish their quantity or size. The present research aimed to evaluate the load capacity of piles constructed by mechanized auger without the use of stabilizers fluids and with different modifications of their tips. In order to achieve this objective, eight piles with a diameter of 15,75" were executed in four different sites, each one with a different soil profile, totalizing 32 piles. Between these eight piles in each site, two were executed in the conventional manner to serve as reference and six piles were executed with some modification on their tips: two had the soil at the bottom compacted, two had an amount of mortar placed at the bottom and mixed with the soil existing there and, to the other two, the mortar placed at the bottom was also compacted. The evaluation of the lateral load capacity as function of the time lag between excavation and concrete filling was also done. The mobilized load at the tip and by the lateral surface of the piles were evaluated by dynamic loading tests. Thus, with the results obtained, it was possible to evaluate the effect of type of tip modification at the load capacity, concluding that the technique of placing mortar at the bottom of the pile gives better results than the other methods.

Key words: pile, mechanized auger, modified tip, load capacity, pile drive analyzer, dynamic load test

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	XI
LISTA DE TABELAS.....	XIII
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS	XIV
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 OBJETIVOS DO TRABALHO.....	3
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	3
1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	4
2 REVISÃO DA LITERATURA.....	5
2.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE FUNDAÇÕES.....	5
2.1.1 <i>Estaca tipo trado mecanizado</i>	6
2.1.2 <i>Causas que interferem no desempenho de estacas tipo trado mecanizado</i>	7
2.2 TRANSFERÊNCIA DE CARREGAMENTOS EM ESTACAS E RECALQUES	8
2.2.1 <i>Método baseado na contribuição de Poulos e Davis</i>	11
2.2.2 <i>Método de Aoki e Lopes (1975)</i>	12
2.3 ENSAIO DE PENETRAÇÃO - STANDARD PENETRATION TEST	13
2.3.1 <i>Aplicações dos resultados de SPT</i>	13
2.4 MÉTODOS PARA ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS	15
2.5 MÉTODOS TEÓRICOS	17
2.5.1 <i>Capacidade de carga de estacas em solos puramente argilosos</i>	17
2.5.2 <i>Capacidade de carga de estacas em solos puramente arenosos</i>	19
2.6 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS.....	23
2.6.1 <i>Método de Aoki e Velloso (1975)</i>	23
2.6.2 <i>Método de Décourt - Quaresma (1978)</i>	24
2.6.3 <i>Método de Teixeira (1996)</i>	26
2.6.4 <i>Método de Velloso (1981)</i>	27
2.6.5 <i>Método de Vorcaro - Velloso (2000)</i>	29
2.7 TEORIA DA EQUAÇÃO DA ONDA.....	31
2.8 ENSAIOS DE VERIFICAÇÃO DE DESEMPENHO EM ESTACAS	34
2.8.1 <i>Prova de carga estática</i>	34
2.8.2 <i>Ensaio de carregamento dinâmico</i>	35
2.9 ESTABILIZAÇÃO DOS SOLOS	40
3 MATERIAIS E MÉTODOS	42
3.1 MÉTODOS EMPREGADOS NA EXECUÇÃO DAS ESTACAS.....	46
3.1.1 <i>Método de execução das estacas com ponta convencional</i>	47
3.1.2 <i>Método de execução das estacas com ponta apiloadada</i>	47
3.1.3 <i>Método de modificação da ponta com adição de argamassa</i>	49
3.1.4 <i>Método de modificação da ponta com adição de bucha de concreto apiloadado</i>	51
3.1.5 <i>Avaliação do tempo de concretagem</i>	52
3.2 CAMPOS DE TESTES.....	53
3.2.1 <i>Campo de teste n° 01 – Natal/RN</i>	53
3.2.2 <i>Campo de teste n° 02 – João Pessoa/PB</i>	57
3.2.3 <i>Campo de teste n° 03 – Uberlândia/MG</i>	60
3.2.4 <i>Campo de teste n°04 – São José dos Campos/SP</i>	62
3.3 ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA DE RUPTURA DAS ESTACAS TESTE	66
4 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARREGAMENTOS DINÂMICOS – PDA	67
4.1 CAMPO DE TESTE N° 01	67
4.2 CAMPO DE TESTE N° 02.....	70
4.3 CAMPO DE TESTE N° 03.....	74
4.4 CAMPO DE TESTE N° 04.....	77
5 AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS.....	82
5.1 COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS DE MODIFICAÇÃO DE PONTA APLICADOS	82
5.2 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DE CAMPO COM OS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS	84

5.2.1	<i>Razão entre os valores das cargas de ponta medidos no campo com os calculados por métodos semi-empíricos.</i>	84
5.2.2	<i>Razão entre os valores adquiridos em campo com os cálculos semi-empíricos para cargas laterais mobilizadas</i>	87
5.3	AVALIAÇÃO DAS CURVAS DE CARGA VERSUS RECALQUE	90
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	93
6.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	96
	APÊNDICE A – CURVAS CARGAS VERSUS RECALQUE - CAMPO DE TESTE Nº01	101
	APÊNDICE B – CURVAS CARGAS VERSUS RECALQUE - CAMPO DE TESTE Nº02	105
	APÊNDICE C – CURVAS CARGAS VERSUS RECALQUE - CAMPO DE TESTE Nº03	109
	APÊNDICE D – CURVAS CARGAS VERSUS RECALQUE - CAMPO DE TESTE Nº04	113

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Equipamento de estaca trado mecanizado sobre chassi de caminhão	7
Figura 2.2: Elementos de mecanismo de transferência de carga da estaca para o solo: (a) carga e tensões na estaca; (b) diagrama de carga versus profundidade, (VELLOSO E LOPES, 2010)	9
Figura 2.3: Recalque da cabeça da estaca (w) e da ponta (w_p), (VELLOSO E LOPES, 2010).....	10
Figura 2.4: Comportamento idealizado para uma estaca esbelta: (a) recalque; (b) atrito lateral; (c) carga versus profundidade, (VELLOSO E LOPES,2010).....	11
Figura 2.5: Deslocamentos devido às parcelas de resistência lateral e resistência de ponta, (Branco, 2006).....	12
Figura 2.6: – Esquema genérico de capacidade de carga de uma estaca (VELLOSO e LOPES, 2010).....	16
Figura 2.7: Fator de adesão de Tomlinson, (1957, <i>apud</i> CINTRA E AOKI, 2010)	18
Figura 2.8: Coeficiente N_c em função do embutimento relativo D/B , Skempton (1951 <i>apud</i> HACHICH et al,1998, p.268).....	19
Figura 2.9: Efeito de arqueamento em areias (CINTRA e AOKI, 1999).....	21
Figura 2.10: Valores de $N_q *$ (Vesic, 1967 <i>apud</i> CINTRA E AOKI, 2010).....	22
Figura 2.11: Representação do sistema proposto por Smith (1960) (<i>apud</i> CNTRA et al., 2013)	33
Figura 2.12: Sistemas de reação para execução da prova de carga estática, (a) cargueira, (b) estacas de tração e (c) tirantes ancorados ao solo (VELLOSO e LOPES, 2010).....	35
Figura 2.13: Sistema de medição para prova de carga à compressão, (VELLOSO e LOPES, 2010).....	35
Figura 2.14: Complemento da cabeça da estaca.....	36
Figura 2.15: Instrumentação da estaca para medições de força e aceleração da onda.	37
Figura 2.16: Instalação de martelo hidráulico para execução do ensaio	38
Figura 2.17: Curva de resistência estática mobilizada versus deslocamento: prova de carga com (A) energia constante e (B) energia crescente, (CINTRA et al., 2013).....	38
Figura 2.18: Carga de ruptura convencional (NBR-6122/2010).....	40
Figura 2.19: Variação de resistência a compressão simples de corpo de prova de solo-cimento com a idade e teor de cimento utilizado (Vargas,1977)	41
Figura 3.1: Simbologia adotada para nomeação das estacas teste.....	43
Figura 3.2: Equipamento trado mecanizado montado sobre caminhão.....	44
Figura 3.3: Balde graduado para medição de volumes de cimento, areia, brita e água.....	44
Figura 3.4: Funil utilizado para lançamento dos materiais.....	45
Figura 3.5: Analisador de PDA	46
Figura 3.6: Acoplagem do martelo sobre o complemento das estacas para ensaio.....	46
Figura 3.7: Escavação com trado mecanizado e concretagem com funil.....	47
Figura 3.8: Pilão de concreto utilizado no apiloamento do solo no fundo da cavidade da estaca	48
Figura 3.9: (A) Tripé de madeira e (B) pilão de concreto para execução do apiloamento.....	48
Figura 3.10: Medição da nega	49
Figura 3.11: Lançamento da argamassa com auxílio do funil.....	50
Figura 3.12: (A) e (B) Trado helicoidal após mistura de argamassa no fundo da estaca em locais distintos	51
Figura 3.13: Homogeneização da bucha de concreto com betoneira elétrica	52
Figura 3.14: Adição de bucha de concreto sobre o solo solto na ponta da estaca.....	52
Figura 3.15: Croqui esquemático de locação do empreendimento – campo de teste nº01,	53
Figura 3.16: Perfil geotécnico – SP20 de referência do campo de teste nº01	55

Figura 3.17: Disposição das estacas ensaiadas – campo de teste nº01	56
Figura 3.18: Croqui esquemático de locação do empreendimento – campo de teste nº02,	57
Figura 3.19: Perfil geotécnico – SA-11 de referência do campo de teste nº02.....	58
Figura 3.20: Disposição das estacas ensaiadas – campo de teste nº02	59
Figura 3.21: Croqui esquemático de locação do empreendimento – campo de teste nº03,	60
Figura 3.22: Perfil geotécnico – SP-11 de referência do campo de teste nº03	61
Figura 3.23: Disposição das estacas ensaiadas – campo de teste nº03	62
Figura 3.24: Croqui esquemático de locação do empreendimento – campo de teste nº04	63
Figura 3.25: Perfil geotécnico – SP-06 de referência do campo de teste nº04	64
Figura 3.26: Disposição das estacas ensaiadas – campo de teste nº04	65
Figura 4.1: Gráfico para cargas laterais mobilizadas no campo de teste nº 01.	68
Figura 4.2: Gráfico para cargas mobilizadas na ponta, no campo de teste nº 01.	68
Figura 4.3: Cargas totais mobilizadas no campo de teste nº 01.....	69
Figura 4.4: Gráfico para cargas laterais mobilizadas no campo de teste nº 02.	71
Figura 4.5: Gráfico para cargas mobilizadas na ponta, no campo de teste nº 02.	72
Figura 4.6: Cargas totais mobilizadas no campo de teste nº 02.....	72
Figura 4.7: Gráfico para cargas laterais mobilizadas no campo de teste nº 03.	74
Figura 4.8: Gráfico para cargas mobilizadas na ponta, no campo de teste nº 03.	75
Figura 4.9: Cargas totais mobilizadas no campo de teste nº 03.....	75
Figura 4.10: Gráfico para cargas laterais mobilizadas no campo de teste nº 04.	78
Figura 4.11: Gráfico para cargas mobilizadas na ponta, no campo de teste nº 04.	79
Figura 4.12: Cargas totais mobilizadas no campo de teste nº 04.	79
Figura 5.1: Razão entre os resultados dos ensaios de campo e os resultados dos cálculos obtidos de diferentes métodos semi-empíricos para carga de ponta - campo de teste nº01	85
Figura 5.2: Razão entre os resultados dos ensaios de campo e os resultados dos cálculos obtidos de diferentes métodos semi-empíricos para carga de ponta - campo de teste nº02	85
Figura 5.3: Razão entre os resultados dos ensaios de campo e os resultados dos cálculos obtidos de diferentes métodos semi-empíricos para carga de ponta - campo de teste nº03	86
Figura 5.4: Razão entre os resultados dos ensaios de campo e os resultados dos cálculos obtidos de diferentes métodos semi-empíricos para carga de ponta - campo de teste nº04	86
Figura 5.5: Razão entre os resultados dos ensaios de campo e os resultados dos cálculos obtidos de diferentes métodos semi-empíricos para carga lateral- campo de teste nº01	87
Figura 5.6: Razão entre os resultados dos ensaios de campo e os resultados dos cálculos obtidos de diferentes métodos semi-empíricos para carga lateral- campo de teste nº02.....	88
Figura 5.7: Razão entre os resultados dos ensaios de campo e os resultados dos cálculos obtidos de diferentes métodos semi-empíricos para carga lateral- campo de teste nº03.....	88
Figura 5.8: Razão entre os resultados dos ensaios de campo e os resultados dos cálculos obtidos de diferentes métodos semi-empíricos para carga lateral- campo de teste nº04.....	89
Figura 5.9: Mobilização do recalque médio por campo de teste.	92

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Parâmetros de dimensionamento (NBR-6122/2010).....	8
Tabela 2.2: Classificação da compacidade e rigidez de solos em função do SPT (NBR-6484/2001).....	14
Tabela 2.3: Coeficiente de empuxo (K) e ângulo de atrito δ , (Broms,1966 <i>apud</i> CINTRA e AOKI , 2010).....	21
Tabela 2.4: Fatores de correção F_1 e F_2 atualizados (AOKI e VELLOSO,1975).....	24
Tabela 2.5: Coeficiente “K” e razão de atrito “ α ” (AOKI e VELLOSO,1975)	24
Tabela 2.6: Valores atribuídos a C (DÉCOURT e QUARESMA, 1978)	26
Tabela 2.7: Valores de atrito médio (DÉCOURT e QUARESMA, 1978).....	26
Tabela 2.8: Valores dos coeficientes α e β (DÉCOURT e QUARESMA, 1978)	26
Tabela 2.9: Valores de α e β (TEIXEIRA,1996).....	27
Tabela 2.10: Valores do atrito lateral r_1 (TEIXEIRA,1996)	28
Tabela 2.11: Valores de “ C_p ” e “ C_f ”, modificado de (VELLOSO E LOPES,2010)	29
Tabela 2.12: Grupos de solos de acordo com o Método de Vorcaro-Velloso, 2000 (VORCARO,2000).....	30
Tabela 3.1: Profundidades das estacas de teste- campo de teste n° 01.....	56
Tabela 3.2: Profundidades das estacas de teste- campo de teste n° 02.....	59
Tabela 3.3: Profundidades das estacas de teste- campo de teste n° 03.....	62
Tabela 3.4: Profundidades das estacas de teste- campo de teste n° 04.....	65
Tabela 3.5: Capacidade de carga de ruptura das estacas teste.....	66
Tabela 4.1: Cargas mobilizadas nos ensaios dinâmicos para o campo de teste n° 01.	67
Tabela 4.2: Ganho ou perda de carga em relação ao método de execução convencional – campo de teste n°01	69
Tabela 4.3: Perda de carga lateral em relação ao tempo de perfuração x concretagem – campo de teste n°01	70
Tabela 4.4: Cargas mobilizadas nos ensaios dinâmicos para o campo de teste n° 02.	71
Tabela 4.5: Ganho ou perda de carga em relação ao método de execução convencional – campo de teste n°02.....	73
Tabela 4.6: Perda de carga lateral em relação ao tempo de perfuração x concretagem – campo de teste n°02	73
Tabela 4.7: Cargas mobilizadas nos ensaios dinâmicos para o campo de teste n° 03.	74
Tabela 4.8 Ganho ou perda de carga em relação ao método de execução convencional – campo de teste n°03.....	76
Tabela 4.9: Perda de carga lateral em relação ao tempo de perfuração x concretagem – campo de teste n°03	77
Tabela 4.10: Cargas mobilizadas nos ensaios dinâmicos para o campo de teste n° 04.	78
Tabela 4.11: Ganho ou perda de carga em relação ao método de execução convencional – campo de teste n°04.....	80
Tabela 4.12: Perda de carga lateral em relação ao tempo de perfuração x concretagem – campo de teste n°04.....	81
Tabela 5.1: Percentual de ganho ou perda de carga média mobilizada na ponta para estacas de todos os campos de teste.....	82
Tabela 5.2: Percentual de perda de carga lateral média mobilizada para as estacas de todos os campos de teste.....	84
Tabela 5.3: Métodos semi-empíricos mais adequados para os locais estudados relativos a parcela de carga lateral mobilizada para concretagem imediata.	91

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

CPT	Cone Penetration Test
CPTu	Cone Penetration Test Com Medição Da Pressão Intersticial
SPT	Standard Penetration Test
N_{spt}	Índice de Penetração do Ensaio de SPT
PDA	Pile Driving Analyzer
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
PCE	Prova de Carga Estática
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão simples
Q	Carregamento axial na fundação
w	Recalque da cabeça da estaca
w_p	Recalque da ponta da estaca
ρ	Encurtamento elástico do fuste da estaca
A_p	Área da seção transversal da estaca
E	Módulo de elasticidade do material da estaca
I	Fator de influência da razão entre o diâmetro da base da estaca e diâmetro do fuste da estaca
N_{60}	Energia nominal de 60% para o processo mecanizado do ensaio de SPT
Q_{ult}	Capacidade de carga total
W	Peso próprio da estaca

$Q_{p,ult}$	Capacidade de carga da ponta
$Q_{l,ul}$	Capacidade de carga do fuste
$q_{p,ult}$	Resistência de ponta unitária
$\tau_{l,ult}$	Resistência lateral unitária
L	Comprimento da estaca
U	Perímetro da estaca, suposto constante
Δl	Trecho do comprimento da estaca ao qual $\tau_{l,ult}$ se aplica
τ_{ult}	Tensão resistente lateral última
r_l	Parcela de adesão lateral em relação a capacidade de carga unitária lateral
r_p	Parcela de capacidade de carga de ponta
c	Coesão do solo
α	Fator de adesão entre o solo e estaca
N_c	Fator de capacidade de carga
R_p	Capacidade relativa à parcela de ponta da estaca
q	Sobrecarga
σ_h	Tensão horizontal no segmento da estaca
$tg\delta$	Coefficiente de atrito estaca/solo
σ_h	Tensão horizontal
σ_v	Tensão vertical
K	Coefficiente de empuxo
q	Pressão efetiva de solo na cota de apoio da fundação

N_q, N_γ	Fatores de carga em função do ângulo de atrito interno do solo
S_q, S_γ	Fatores de forma geométrica da base da fundação
B	Menor dimensão da base ou diâmetro da estaca
K	Coefficiente de conversão
N_p	Índice de resistência à penetração na cota de apoio da estaca
N_l	Resistência à penetração média na camada de solo de comprimento
F_1, F_2	Fatores de correção relativos a resistência de ponta e lateral
α	Razão de atrito
C	Coefficiente característico do solo
$N_{l,m}$	Número médio de índice de SPT ao longo do comprimento do fuste da estaca
\bar{N}_p	Valor médio de índice de SPT acima e abaixo da ponta da estaca
\bar{N}_L	Valor médio de índice de SPT ao longo do fuste da estaca
SFL	Argilas fluviolagunares
AT	Argilas transicionais
α_p, α_l	Fator de execução da estaca
β	Fator da dimensão da base
S_l	Área lateral da estaca
λ_l	Fator de carregamento na estaca
C_p	Capacidade de carga por área do solo na ponta da estaca
C_f	Capacidade de carga por área do solo no contato lateral da estaca
XP	Parcela de capacidade de carga de ponta

XF	Parcela de capacidade de carga lateral
Q_{EST}	Capacidade de carga da estaca
D	Diâmetro do círculo circunscrito à estaca
Δr	Recalque de ruptura convencional
P	Carga de ruptura convencional
L	Comprimento da estaca
D_c	Diâmetro do círculo circunscrito à estaca
C	Convencional (sem modificação da ponta)
P.B.C. Ponta com Bucha de Concreto	
P.ARG. Ponta Argamassada	
P.A.	Ponta Apiloadada
ET	Estaca trado
kN	Unidade de massa em quilo Newton
n	Sequência de golpes do pilão
m^3	Unidade de volume em metro cúbico
cm	Unidade de comprimento em centímetro
SP	Sondagem à Percussão
m	Unidade de comprimento em metro
SA	Sondagem Adicional
C.T.	Campo de Teste
n°	número
Ql	Carga lateral mobilizada

Q_p	Carga de ponta mobilizada
Q_t	Carga total mobilizada
%	percentagem
min	minuto
FP	Fator adimensional de ponderação
R_u	Carga de ruptura convencional
mm	Unidade de comprimento em milímetro
c	velocidade de propagação
m/s	unidade de velocidade em metro por segundo
v	velocidade da partícula
F	força
Z	impedância
R_t	Resistência total da estaca
R_u	Resistência estática da estaca
R_d	Resistência dinâmica da estaca
J_s	coeficiente de amortecimento do solo

1 INTRODUÇÃO

As fundações por estacas escavadas do tipo trado mecanizado são empregadas em grande escala nas edificações de pequeno e médio porte, principalmente no ramo de habitação popular de três a cinco pavimentos, pela baixa magnitude de cargas geradas nas fundações. Sua simplicidade executiva, boa produtividade, níveis de vibrações quase nulos, o que minimiza riscos de danos em edificações ao entorno, permite aos construtores uma fundação de custo relativamente baixo e execução rápida. Este tipo de fundação é normalmente empregado em perfis de substrato que apresentam propriedade coesiva e acima do nível freático, por se tratar de uma escavação não revestida e sem uso de fluidos estabilizantes.

Durante a execução, em função do processo executivo é gerado acúmulo de material solto no fundo da escavação devido à impossibilidade de limpeza total pelo trado helicoidal. A espessura deste material acumulado, na maioria das vezes, não tem como ser aferido corretamente, provocando, muitas vezes, um contato direto ruim entre o elemento estrutural de fundação e o solo nas condições naturais apresentado pelo perfil de investigação geológico geotécnico. Por isto, muitas vezes, se despreza ou reduz significadamente a parcela de capacidade de carga de ponta neste tipo de fundação. Por se tratar de um processo de escavação não revestido, estas são potencialmente favoráveis ao desprendimento de partículas sólidas da parede do fuste da estaca, ou seja, uma desagregação do solo devido à perda de tensão confinante. Tal fato pode se agravar ao longo do tempo em função das propriedades mecânicas do solo, quando não concretadas de imediato, podendo gerar perda de capacidade de carga lateral.

Existem alguns estudos para melhor aproveitamento tanto da parcela de carga lateral, quanto da parcela de ponta das estacas escavadas sem revestimentos, como a técnica de alargamento de fustes, através de ranhuras ou anéis, criados de forma localizada ao longo do fuste, estudadas na região oeste do Paraná, realizados por LORENZI (2012), que apresentou, segundo os estudos, ganhos de 25% na capacidade de carga por atrito lateral. Há, também, estudos na região sul do país sobre técnicas de melhoramento de solo na ponta das estacas escavadas do tipo trado mecanizado, com modificação de ponta, nos quais, dentre as técnicas empregadas, a de adição de estabilizantes de solo foi a mais eficiente conforme verificado pelos ensaios de carregamento dinâmico utilizados na pesquisa (BRANCO, 2006). MORAES (2010) estudou no campo experimental do departamento de Geotecnia da USP, em São Carlos, as condições de capacidade de carga na ponta de estacas aplicando como técnica de melhoria injeções de cimento sob pressão na região da ponta das estacas pós concretagem dos elementos. As injeções foram realizadas com auxílio de tubos “manchetados” introduzidos ao longo do corpo das

estacas anteriormente à concretagem das mesmas. Os resultados atingiram cerca de 49 % de ganho de capacidade de carga para o caso de terreno sem inundação prévia, e de 81 % para o caso onde as inundações do terreno foram realizadas.

Em muitas regiões do país ocorre a prática de apiloamento da ponta de estacas tipo trado mecanizado, de forma manual, através da queda livre e centralizada na seção da escavação, por um pilão com aproximadamente 0,32 kN, a uma altura de 2,00 m acima do fundo da estaca, com número de golpes o suficiente para gerar uma nega pré-determinada para a energia aplicada. Porém, este trabalho requer cuidados importantes para o não comprometimento do fuste da escavação. O pilão não pode atritar com a parede do fuste, afim de não comprometer a estabilidade da escavação e provocar a desagregação das partículas sólidas. Ainda há, com todos os cuidados, a possibilidade de instabilização do maciço terroso devido à vibração gerada quanto do impacto do pilão no fundo da escavação. Como este processo demanda certo tempo para sua execução, e além disso, há também a prática de se acumular um maior número de escavações para aproveitamento da etapa de concretagem, visando menor custo pelas construtoras, o solo envolto do fuste das escavações fica sujeito à perda de capacidade de carga lateral por desconfinamento, conforme já mencionado.

A partir destes processos comumente utilizados na prática cotidiana, este trabalho tem o intuito de verificar possíveis ganhos no que diz respeito à capacidade de carga de ponta das estacas escavadas do tipo trado mecanizado com a aplicação de três técnicas que visam melhorar as condições da ponta; apiloamento, adição de argamassa e execução de bucha de concreto apilado, no fundo da cavidade das estacas. Em relação à parcela de capacidade de carga lateral, algumas estacas foram executadas de forma que houvesse um intervalo de 24 horas entre a escavação e concretagem das mesmas, para avaliação de possíveis perdas de capacidade de carga em função do tempo de exposição do fuste.

Para a realização desta pesquisa, foram executadas e ensaiadas 32 estacas distribuídas em quatro canteiros de obras no Brasil, que serão nomeados nesta pesquisa como “campos de testes”. Um destes campos foi em Natal, no Rio Grande do Norte (campo de testes nº01), um em João Pessoa, na Paraíba (campo de testes nº02), um em Uberlândia, em Minas Gerais (campo de testes nº03) e um em São José dos Campos, em São Paulo (campo de testes nº04), a fim de verificar a mobilização da carga de ponta em diferentes tipos de solo.

Um dos aspectos principais para o dimensionamento de um projeto de fundação é a previsão de capacidade de carga dos elementos de fundação pela interação estaca/solo. Tal previsão pode

ser realizada através de métodos teóricos e semi-empíricos, sendo estes últimos, os mais utilizados pelos projetistas de fundações. Para aplicação dos métodos semi-empíricos, estes dependem da execução de ensaios *in situ* de resistência à penetração. Normalmente emprega-se o CPT (CONE PENETRATION TEST), CPT_u (CONE PENETRATION TEST COM MEDIÇÃO DA PRESSÃO INTERSTICIAL) e o SPT (STANDARD PENETRATION TEST).

Para fins de dimensionamento geotécnico das estacas de fundação nos canteiros de obras relacionados neste trabalho, foram obtidos os parâmetros de resistência do solo a partir de correlações de número de golpes (N_{spt}), adquiridos através do ensaio de SPT, de acordo com a NBR-6484/2001, e através da aplicação de formulações semi-empíricas desenvolvidas por Aoki e Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), Teixeira (1996), Velloso (1981) e Vorcaro-Velloso (2000), havendo uma tentativa de comparação com os resultados obtidos através do ensaio de carregamento dinâmico (ECD – ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO), regido pela norma brasileira regulamentadora de número NBR-13208/2007.

1.1 Objetivos do trabalho

O objetivo geral deste trabalho é avaliar o efeito da modificação da ponta empregando técnicas que possam viabilizar maior aproveitamento da capacidade de carga na ponta de estacas escavadas tipo trado mecanizado. Pretendeu-se avaliar e demonstrar a validade do emprego dessas técnicas de modificação da ponta, sugerindo a mais efetiva dentre as mesmas para os campos de testes e tipos de solos estudados, proporcionando ao mercado uma técnica alternativa de estudo para utilização, maneira mais confiável e com melhor qualidade executiva.

1.2 Objetivos específicos

- Analisar a capacidade de carga de ponta através de ensaios dinâmicos (EDC), com e sem aplicação de técnicas de melhoramento de ponta.
- Analisar as capacidades de cargas medidas em campo com as fornecidas pelos métodos semi-empíricos utilizados nos dimensionamentos.
- Verificar a capacidade de carga lateral em estacas concretadas 24 horas após a escavação, e em estacas concretadas imediatamente após a escavação do fuste, através de ensaios de carregamentos dinâmicos.

- Comparar os resultados obtidos entre a técnica convencional de execução e com as técnicas de melhoramento da ponta das estacas a fim de verificar o ganho ou perda, significativo de carga de ponta.

1.3 Estrutura da dissertação

Além deste capítulo introdutório, serão apresentados outros cinco capítulos que compõe esta dissertação. No Capítulo 2 será apresentada uma revisão bibliográfica sobre os conceitos relativos aos tipos de estacas em relação ao método executivo, também são apresentados os conceitos teóricos para determinação da capacidade de carga em estacas, a partir de formulações empíricas e semiempíricas para estimativa de capacidade de carga admissível. Apresenta-se, também, uma revisão bibliográfica sobre a utilização de ensaios de carregamento dinâmicos (ECD) em obras de fundações, fazendo um breve comparativo com o método de prova de carga estática (PCE). No Capítulo 3 são apresentadas as características geotécnicas das áreas onde as pesquisas foram realizadas e as metodologias empregadas para execução das estacas, escolha e caracterização das mesmas, bem como os processos de aplicação das técnicas de melhoria de ponta propostas, materiais empregados e processos executivos dos ensaios de carregamentos dinâmicos. Os resultados serão apresentados no Capítulo 4. No Capítulo 5 constam as análises dos resultados obtidos. Finalizando esta dissertação, o Capítulo 6 apresenta as conclusões com base nos resultados alcançados, bem como sugestões para futuros trabalhos.

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 Considerações sobre fundações

Fundação é parte do sistema da engenharia a qual é responsável por transmitir ao solo ou rocha subjacente, as cargas suportadas pela mesma, bem como seu peso próprio, (BOWLES, 1997). A fundação de uma edificação é encarregada pela transmissão dos esforços gerados pela superestrutura ao substrato de apoio, de maneira a garantir segurança e durabilidade. Além disto, ter seu dimensionamento realizado com a maior economia possível. A fundação de uma obra de engenharia não é o item de maior custo da obra e pode variar entre 3% a 7% do custo total previsto para o empreendimento, (JOPPERT JR, 2007).

Elas podem ser divididas em dois grupos: fundações superficiais e profundas. Dentre as fundações profundas, estas podem ser em tubulões; que são elementos de fundação escavados manualmente ou mecanicamente, que requer a descida de operários para limpeza da ponta ou abertura de base, ou em estacas; que são

As estacas são definidas como elementos de fundação profunda, sendo as escavações executadas inteiramente por processo mecânico, sem que haja a descida de pessoas, (NBR-6122/2010).

Dentre as estacas, estas podem ser classificadas quanto ao seu processo executivo, as quais podem ser de deslocamento ou escavadas. As estacas de deslocamentos são aquelas que deslocam o solo subjacente e lateralmente, ou seja, não há a remoção do solo local, sua execução é realizada pela cravação dinâmica de elementos pré-moldados, quer sejam de aço, concreto ou madeira, ou moldada *in loco* pela perfuração do solo através de um trado especial, por rotação, sem que haja a retirada de material. Neste processo executivo, como não há a remoção de material, há um maior aproveitamento de capacidade de carga pela interação da estaca/solo, uma vez que, quando da introdução dos elementos estruturais de fundação ao solo, há uma tendência de aumento das tensões internas no maciço, contribuindo pelo aumento da aderência entre o corpo da estaca com o solo envolvente.

Já as estacas escavadas são elementos moldados *in loco*, que ao contrário das estacas de deslocamento, promovem a retirada do material escavado. Neste tipo de execução há ocorrência de alívio de tensões internas no maciço, promovendo um menor aproveitamento da capacidade de carga do solo pela interação estaca/solo.

Existem vários métodos de execução de estacas escavadas. Neste trabalho, o intuito, como já descrito anteriormente, é a avaliação da carga mobilizada na ponta, através dos ensaios dinâmicos em estacas tipo trado mecanizado.

2.1.1 Estaca tipo trado mecanizado

A execução deste tipo de estaca se faz através da perfuração por rotação de um trado helicoidal de comprimento usual de 1,00 m, acoplado a uma haste tipo Keller ou torre. Este tipo de estaca tem profundidade de alcance limitada pelo nível de água freática. Por se tratar de uma escavação sem o uso de revestimentos ou fluidos estabilizantes, é empregada em perfis de solo que apresenta uma determinada coesão, (NBR-6122/2010).

Quando da inserção total do trado helicoidal no solo, pelo sistema de rotação e avanço hidráulico, o trado é retirado de forma estática para fora da escavação, e então, faz-se a limpeza do mesmo de maneira que o material presente entre as pás do trado não caia na escavação, conforme Figura 2.1. Prossegue-se, então, com este ciclo até a cota de apoio desejada, para inserção da armadura longitudinal e posterior concretagem do elemento. Antes da inserção da armadura, o fundo da cavidade da estaca é apiloado com um soquete, “pilão” de concreto fabricado na própria obra (HACHICH et al,1998), procedimento este adotado em muitas regiões do país, visando a compactação da camada de solo solto no fundo da cavidade, para se obter melhorias no desempenho de carga da parcela referente a ponta da estaca, bem como minimizar os possíveis recalques. O diâmetro de trados disponíveis no mercado, podem variar usualmente de 0,30 m à 1,20 m e alcance de profundidade de até 25,0 m em média.

O controle executivo deve ser realizado ao longo de toda perfuração do fuste da estaca, onde deve ser avaliada a verticalidade da torre com fio de prumo ou outro processo de maior precisão, podendo ter no máximo um desaprumo de 1% em relação a sua profundidade (NBR-6122/2010), sem que haja a necessidade de intervenções. Também é inspecionado de forma tátil-visual o solo escavado afim de verificar a compatibilidade em relação a classificação do material junto ao perfil geotécnico apresentado nos boletins de sondagens, bem como estabilidade do maciço durante o processo de perfuração. Atenção deve ser dada durante o processo de inserção da armadura, mesmo quando são apenas armaduras de ligação entre a estaca e o bloco de coroamento, devendo-se evidenciar o uso de espaçadores e o cobrimento adequado da armadura. Em relação à concretagem do elemento, faz-se o uso de funil com comprimento de no mínimo 1,50 m (NBR-6122/2010), o que contribui para a queda

centralizada do concreto e a não segregação do mesmo. A resistência do concreto aos 28 dias deve obter o $f_{ck} \geq 20\text{MPa}$. As vantagens deste método executivo são: vibração insignificante, alta produtividade e garantia da geometria circular, o que permite considerar com boa aproximação um cilindro perfeito, que propicia uma estimativa de volume de concretagem mais fidedigna.



Figura 2.1: Equipamento de estaca trado mecanizado sobre chassi de caminhão

O dimensionamento estrutural dos elementos de fundação do tipo trado mecanizado, quando solicitados apenas com carregamentos axiais e tensões limitadas aos valores apresentados na Tabela.2.1, podem ser executados em concreto não armado, exceto quando há imposição de armadura de ligação com a infra-estrutura da edificação. Quando são solicitados com carregamentos que ultrapassem a tensão máxima indicada na Tabela.2.1, devem ser dotadas de armaduras dimensionadas de acordo com a NBR-6118/2014.

2.1.2 Causas que interferem no desempenho de estacas tipo trado mecanizado

As causas que interferem no bom desempenho deste tipo de estaca, estão ligadas na maioria das vezes com o processo de execução. Porém, também pode haver alteração no desempenho devido a mudanças no teor de umidade natural do maciço.

Tabela 2.1: Parâmetros de dimensionamento (NBR-6122/2010)

Tipo de estaca	f_{ck}^d máximo de projeto MPa	γ_f	γ_c	γ_s	Comprimento útil mínimo (incluindo trecho de ligação com o bloco) e % de armadura mínima		Tensão média atuante abaixo da qual não é necessário armar (exceto ligação com o bloco) MPa
					Armadura %	Comprimento (m)	
Escavadas sem fluido	15	1,4	1,9	1,15	0,5	2,0	5,0

(1) “d” f_{ck} máximo de projeto para dimensionamento estrutural da peça

Em relação ao desempenho das estacas devido ao processo executivo, como já citado brevemente no Capítulo 1, há uma redução das tensões confinantes do solo em função da remoção do mesmo pelo processo executivo, tanto no fundo da cavidade quanto ao longo do fuste da estaca (BRANCO,2006), podendo promover desprendimento das partículas sólidas por alívio de tensões na direção da escavação. Com isto, haverá uma redução na capacidade de absorção de cargas pelo solo, transmitidas pelo elemento estrutural de fundação. Para minimizar esta perda de capacidade de carga, se faz necessário a concretagem imediata após a escavação da estaca.

A variação do teor de umidade do solo também pode interferir no desempenho das estacas. Esta variação ocorre devido à demora entre o tempo de escavação e concretagem, podendo gerar o desprendimento dos grãos. O teor de umidade também é alterado quando do aumento de precipitações, o que também pode reduzir o valor de sucção do solo. Com a diminuição do valor de sucção, há ocorrência de redução da coesão aparente do solo, o que pode provocar a queda de rigidez das ligações entre partículas sólidas e redução da resistência ao cisalhamento, (GONÇALVES, 2006).

2.2 Transferência de carregamentos em estacas e recalques

Para melhor compreensão do comportamento de uma estaca, a partir do primeiro instante após o início de seu carregamento até o ponto de ruptura, é preciso entender o mecanismo de

transferência de cargas da estaca para o solo que a envolve. Este mecanismo também é chamado de interação estaca/solo. Os carregamentos são absorvidos pelo maciço através do contato da área de ponta e lateral do elemento de fundação com o mesmo, ou seja, pelo sistema de interação estaca/solo. A magnitude desta transferência depende das características, propriedades e parâmetros de resistência oferecidos pelo maciço, bem como da rigidez do elemento de fundação. A parcela de capacidade de carga lateral é a grande responsável pela transferência de cargas ao solo, principalmente quando se trata de estacas escavadas, nas quais não se consegue executar a limpeza total na região da ponta. Na Figura 2.2a pode ser observado, a reação do solo envolvente à estaca, que consiste em tensões cisalhantes ao longo do fuste bem como as tensões normais na base. E na Figura 2.2b, se vê o diagrama de carga axial ao longo da estaca com as componentes de reação do solo. O diagrama de atrito lateral e de distribuição de carregamentos ao longo da estaca, correspondem a uma atrito uniforme ao longo de toda profundidade da estaca.

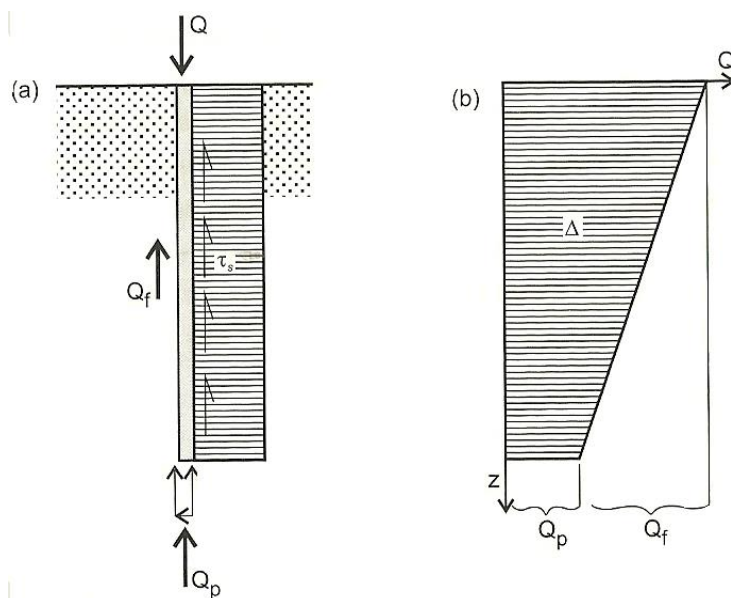


Figura 2.2: Elementos de mecanismo de transferência de carga da estaca para o solo: (a) carga e tensões na estaca; (b) diagrama de carga versus profundidade, (VELLOSO E LOPES, 2010)

A mobilização total da resistência de ponta será solicitada quando a capacidade de carga lateral tiver sido totalmente mobilizada. Isto pode ocorrer rapidamente, sob pequenos deslocamentos verticais, ao contrário da resistência de ponta, que requer deslocamentos bem maiores. A Figura 2.3 apresenta a deformação vertical, ou seja o recalque de uma estaca sob ação de carregamento axial (Q), com o recalque da cabeça da estaca (w) e da ponta (w_p).

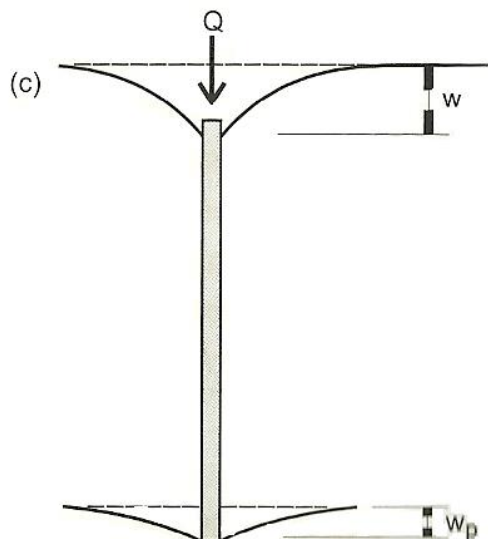


Figura 2.3: Recalque da cabeça da estaca (w) e da ponta (w_p), (VELLOSO E LOPES, 2010)

A partir da Figura 2.3, a seguinte relação pode ser estabelecida:

$$w = w_p + \rho \quad (2.1)$$

em que: ρ = encurtamento (essencialmente elástico) do fuste da estaca, onde o mesmo vale,

$$\rho = \int_0^L \frac{Q(z)}{A_p E} dz \quad (2.2)$$

A expressão acima somente é válida quando a área transversal (A_p) da estaca for constante, bem como o módulo de elasticidade (E) do material.

O comportamento completo de uma estaca esbelta sob carregamento axial até a sua ruptura pode ser apresentado de forma genérica a partir da Figura 2.4, relacionando os recalques laterais e de carga versus profundidade. Nesta figura, encontram-se representados quatro estágios de carregamento. Pode-se, inicialmente, considerar a capacidade de encurtamento da estaca sob a ação do primeiro estágio de carregamento, encurtamento este pronunciado em estacas mais esbeltas conforme acima mencionado. A Figura 2.4a apresenta os encurtamentos sob os quatro estágios de carregamentos, conseqüentemente a mobilização do atrito lateral pode ser verificado na Figura 2.4b. Conforme já mencionado anteriormente, a mobilização da capacidade de carga da ponta da estaca ocorre quando da mobilização integral da parcela de capacidade de carga lateral, o que pode ser visto na Figura 2.4c, na qual somente quando da aplicação do terceiro

carregamento, a carga chega a ponta da estaca, mobilizando a resistência disponível do solo subjacente.

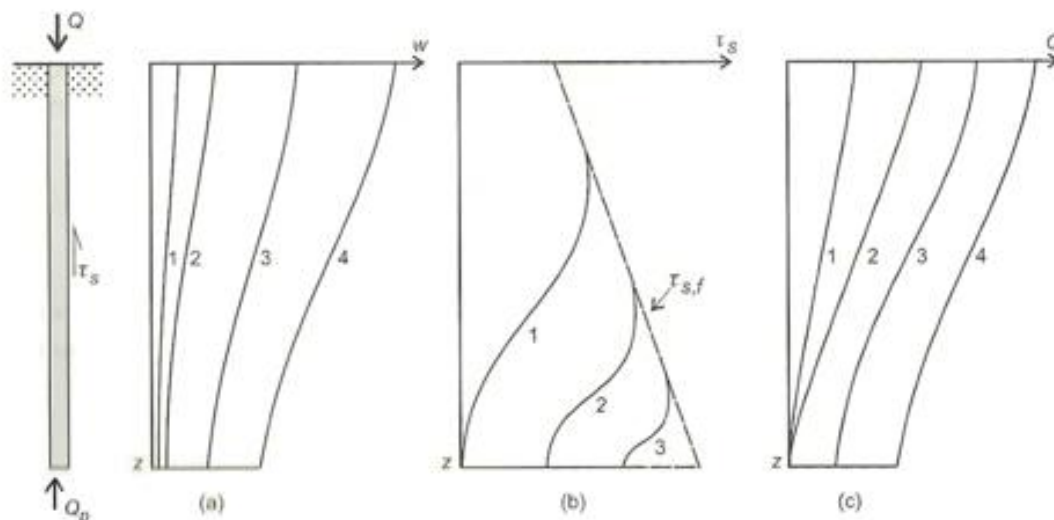


Figura 2.4: Comportamento idealizado para uma estaca esbelta: (a) recalque; (b) atrito lateral; (c) carga versus profundidade, (VELLOSO E LOPES,2010)

Segundo Branco (2006), a transferência dos esforços ao maciço não ocorre exclusivamente pelo contato estaca/solo, mas também através de um volume de solo circundante ao elemento estrutural devido a continuidade da matéria e com deslocamentos inversamente proporcionais à distância do ponto de contato da área do elemento estrutural com o solo, até uma suposta superfície considerada indeslocável, conforme Figura 2.5.

2.2.1 Método baseado na contribuição de Poulos e Davis

Poulos e Davis (1980 *apud* VELLOSO E LOPES 2010), contribuíram para a obtenção da ação da estaca sob o solo a partir da equação de Mindlin, fazendo o uso de ábacos. Esta solução pode ser obtida através de programação computacional.

Velloso e Lopes (2010) apresentam este método a partir da divisão da estaca em elementos carregados uniformemente. A solução é obtida compatibilizando os deslocamentos da estaca e os deslocamentos do solo adjacente para cada um dos elementos da estaca. Os deslocamentos da estaca são obtidos considerando-se a compressibilidade sob a carga axial e os deslocamentos do solo são adquiridos pela equação de Mindlin.

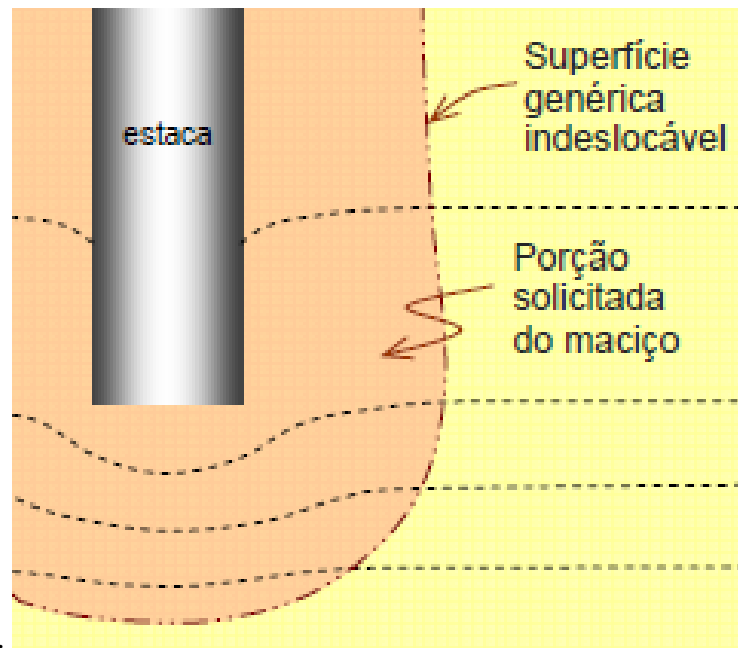


Figura 2.5: Deslocamentos devido às parcelas de resistência lateral e resistência de ponta, (Branco, 2006)

A equação geral para obtenção do recalque é expressa como:

$$w = \frac{QI}{EB} \quad (2.3)$$

em que:

Q = carga axial aplicada;

I = fator de influência (razão entre diâmetro da base da estaca e o diâmetro do fuste da estaca);

E = módulo de elasticidade;

B = diâmetro da estaca.

2.2.2 Método de Aoki e Lopes (1975)

Neste método pode obter os recalques e as tensões geradas no solo de uma estaca ou de um grupos de estacas. O método consiste na substituição das tensões transmitidas pelo elemento estrutural de fundação ao solo, tanto pelo fuste como pela base, por um conjunto de cargas concentradas. Desta forma, os efeitos são superpostos no ponto ou na superfície de estudo. Os

efeitos dessas cargas concentradas são calculados através da equação de Mindlin (1936) e a substituição das tensões geradas pela estaca por um conjunto de cargas concentradas é realizado por um conjunto de equações fornecidas pelos autores, as quais podem ser executadas a partir de programas computacionais.

2.3 Ensaio de penetração - Standard Penetration Test

O ensaio Standard Penetration Test (SPT) é reconhecido mundialmente como o ensaio mais popular, rotineiro e econômico para identificação e obtenção de parâmetros básicos para o dimensionamento geotécnico de obras de fundações. Velloso e Lopes (2010) relatam que o SPT tem uma primeira utilidade na indicação da compacidade de solos arenosos e da consistência de solos argilosos. A norma brasileira regulamentadora do ensaio de SPT (NBR-6484/2001) prevê que no boletim de sondagem seja descrito junto a classificação do solo sua compacidade ou consistência. Esta compacidade ou consistência está relacionada com o número N_{spt} , obtido no ensaio a partir da cravação do amostrador padrão a cada metro. Os procedimentos executivos do ensaio bem como ferramentas e materiais de aplicação podem ser verificados na norma de sondagem de simples reconhecimento (NBR-6484/2001).

No Brasil, o sistema executivo do ensaio comumente utilizado é manual e a energia aplicada é da ordem de 70% da energia nominal. Nos Estados Unidos, o sistema é mecanizado, e a energia aplicada ao sistema de cravação é da ordem de 60% (conhecido nas bibliografias como N_{60}). A partir disso, antes de se utilizar correlações americanas, o número de golpes obtidos em uma sondagem brasileira pode ser majorado de 10% a 20%, (VELLOSO E LOPES, 2010).

2.3.1 Aplicações dos resultados de SPT

A primeira aplicação atribuída aos ensaios de SPT é a caracterização dos horizontes de solo encontrados nas amostragens ao longo do ensaio, através de análise tátil-visual. A classificação do material amostrado é obtida pela combinação da descrição dos testemunhos com as medidas de resistência à penetração (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012). A Tabela 2.2 apresenta a classificação do solo a partir do índice de penetração segundo a NBR-6484/2001.

Tabela 2.2: Classificação da compactidade e rigidez de solos em função do SPT (NBR-6484/2001)

Solo	Índice de resistência à penetração	Designação
Areia e silte arenosos	≤ 4	Fofa
	5-8	Pouco compacta
	9-18	Medianamente compacta
	19-40	Compacta
	> 40	Muito compacta
Argila e silte argiloso	≤ 2	Muito mole
	3-5	Mole
	6-10	Média
	11-19	Rija
	> 19	Dura

A interpretação dos resultados dos ensaios de SPT para fins de projetos geotécnicos pode ser obtida por meio de métodos indiretos, onde os resultados são utilizados na previsão de parâmetros geotécnicos representativos do comportamento do solo. Este método é utilizado com frequência na prática brasileira. Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), é sempre aconselhável verificar os parâmetros estimados empiricamente a partir das medidas de N_{spt} com aqueles adquiridos por outros ensaios de campo ou laboratório, verificando também a compatibilidade em uma determinada faixa de ocorrência em condições de subsolo similares.

Outra interpretação que pode ser dada aos dados obtidos pelo ensaio de SPT é a dos métodos diretos, onde os resultados são aplicados diretamente na previsão de capacidade de carga ou recalques de uma fundação, sem a necessidade de identificar parâmetros intermediários. Esta abordagem tem a desvantagem de não permitir uma avaliação qualitativa dos resultados, tendo a confiabilidade e veracidade correlacionada com o número de casos históricos para a aplicação do método, porém sua grande vantagem é a simplicidade de sua aplicação. Uma abordagem completa sobre o assunto pode ser estudado no trabalho de Schnaid e Odebrecht (2012).

No Brasil, os resultados do ensaio de SPT são utilizados amplamente pelos projetistas de fundações para previsão da capacidade de carga de fundações profundas, relacionando diretamente os índices de N_{spt} com a capacidade de carga de estacas através de formulações criadas por diversos autores, como apresentado no item 2.6. Esta pratica foi difundida por Poulos, 1989, em âmbito internacional, (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).

2.4 Métodos para estimativa de capacidade de carga em estacas

Segundo Velloso e Lopes (2010), uma fundação quando dimensionada de forma correta, tanto do ponto de vista estrutural quanto geotécnico, apresenta segurança quanto ao estado limite último bem como ao estado limite de serviço aceitáveis. Para tal, é necessária a verificação da segurança quanto a possíveis perdas de capacidade de carga para desenvolvimento de um projeto de fundação.

O termo capacidade de carga mencionada neste trabalho é dada como o carregamento à compressão axial do sistema de fundação, ou seja, é a capacidade que o elemento estrutural de fundação é capaz de absorver e transferir ao solo quando em contato com o mesmo, e está limitada a capacidade de carga nominal do elemento estrutural de fundação, (CINTRA E AOKI, 2010). A capacidade de carga na ruptura pode ser entendida, como aquela que ao ser aplicada no elemento de fundação provoca o colapso ou o escoamento do solo subjacente ao apoio da mesma que lhe propicia o suporte ou do próprio elemento. A partir disto, o valor de capacidade de carga para uma fundação é aquela de menor grandeza dos dois valores que são relacionados abaixo (CINTRA E AOKI 2010):

- Resistência do elemento estrutural;
- Resistência do solo que envolve o elemento estrutural.

A capacidade de carga de um elemento de fundação é composta pelo somatório de duas parcelas distintas, a resistência lateral entre a área da superfície lateral da estaca com o solo, e a resistência ao cisalhamento oferecida pelo solo subjacente à área da ponta da estaca, conforme demonstra Velloso e Lopes (2010). Isto pode ser percebido na Figura 2.6. Nesta figura, tem-se que: Q_{ult} = capacidade de carga total;

W = peso próprio da estaca;

$Q_{p,ult}$ = capacidade de carga da ponta;

$Q_{l,ult}$ = capacidade de carga do fuste;

$q_{p,ult}$ = resistência de ponta unitária;

τ_{ult} = resistência lateral unitária;

L = comprimento da estaca.

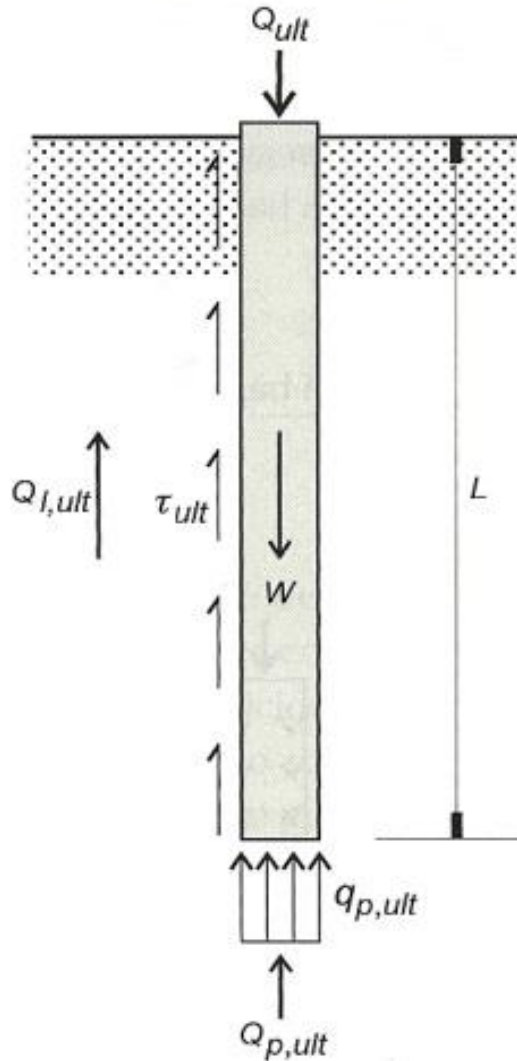


Figura 2.6: – Esquema genérico de capacidade de carga de uma estaca (VELLOSO e LOPES, 2010)

A partir do esquema da FIG 2.6, podemos escrever:

$$Q_{ult} + W = Q_{p,ult} + Q_{l,ult} \quad (2.4)$$

Na maioria dos casos, o peso próprio da estaca é desprezado em função de sua magnitude em relação aos carregamentos envolvidos, assim a expressão 2.4 apresentada por Velloso e Lopes (2010) pode ser escrita em termos de resistências unitárias conforme equação 2.5:

$$Q_{ult} = A_p + U \int_0^L \tau_{l,ult} dz = A_p q_p + U \Sigma \tau_{ult} \Delta l \quad (2.5)$$

em que: A_p = área transversal da ponta da estaca;

U = perímetro da estaca, suposto constante;

Δl = trecho do comprimento da estaca ao qual t_{ult} se aplica.

Existem vários métodos consagrados para a determinação da capacidade de carga de elementos de fundação. A seguir, serão abordados os métodos teóricos de forma breve, bem como os métodos semi-empíricos, aos quais será dada maior ênfase por se tratar de métodos mais utilizados pelos profissionais da área na atualidade.

2.5 Métodos teóricos

As primeiras fórmulas teóricas foram instituídas no início do século XX por Verendeel, Bénabenq etc. (ver, p. ex., Dörr, 1922; Sansoni, 1955; Davidian, 1969, *apud* VELLOSO E LOPES, 2010, p.240). Segundo Cintra e Aoki (2010), as fórmulas teóricas de capacidade de carga constituem um amplo capítulo da engenharia de fundações em que muitos pesquisadores contribuíram com várias proposições para o imenso repertório de fórmulas. Entretanto, há uma imensa dificuldade de ajustar tais proposições para um bom modelo físico e matemático que se aplique as questões de fundações profundas. Em função disso, há na prática de projetos de fundações por estacas o uso restrito de fórmulas teóricas.

A partir da informação acima descrita, ao invés de se abordar de forma detalhada os métodos teóricos existentes, será apresentado à aplicação deste método para casos particulares de solos puramente argilosos e arenosos.

2.5.1 Capacidade de carga de estacas em solos puramente argilosos

Conforme assinalado anteriormente, as variáveis na equação de capacidade de carga sob o ponto de vista geotécnico são duas: r_l e r_p . Tratando-se de solos puramente argilosos, r_l representa a capacidade de carga unitária lateral em função da adesão do solo envolto ao fuste da estaca, em termos de valor local, para qualquer segmento Δl da estaca. Esta adesão pode ser adquirida através da coesão (c) não drenada, conforme a equação 2.6 e Figura 2.7, apresentadas por Cintra e Aoki (2010).

$$r_l = \alpha c \quad (2.6)$$

em que: α = fator de adesão entre o solo e a estaca.

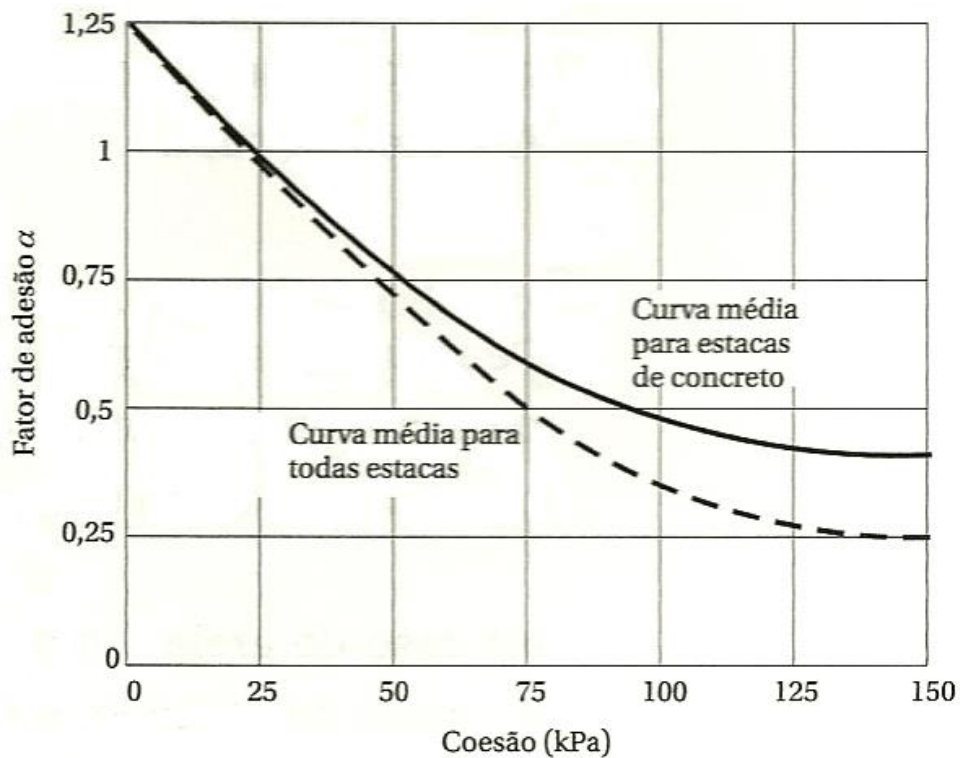


Figura 2.7: Fator de adesão de Tomlinson, (1957, *apud* CINTRA E AOKI, 2010)

Portanto, a resistência de capacidade de carga lateral atuante em um segmento de estaca, com comprimento Δ_l e perímetro U é expressa pelo produto da equação (2.7), demonstrada por Cintra e Aoki (2010).

$$U \cdot \alpha \cdot c \cdot \Delta_l \quad (2.7)$$

Porém, na prática da engenharia segundo Cintra e Aoki (2010), se um maciço se apresenta estratificado, de camadas com diferentes valores de coesão, interpreta-se (Δ_l) como a espessura da camada e obtemos a parcela de capacidade de carga por adesão lateral ao longo do fuste da estaca pela equação (2.8):

$$R_p = U \cdot \Sigma(\alpha \cdot c \cdot \Delta_l) \quad (2.8)$$

A partir da equação de Skempton (1951), a parcela de capacidade de carga de ponta, pode ser adquirida a partir do cálculo da equação 2.9 para fundação direta de mesma base.

$$r_p = c \cdot N_c + q \quad (2.9)$$

em que: r_p = resistência de ponta

q = sobrecarga (tensão vertical efetiva aplicada na cota de apoio da ponta da estaca);

c = valor médio da coesão não drenada da camada de apoio da ponta da estaca;

N_c = fator de capacidade de carga, que pode ser considerado igual a 9 para fundações profundas, (CINTRA e AOKI, 2010).

A Figura 2.8 apresenta a proposta de Skempton (1951 *apud* HACHICH et al,1998) para variação de N_c com o embutimento relativo D/B da estaca no solo. Na figura, tem-se que: B/L = Razão entre a menor e maior dimensão da ponta da estaca respctivamente e D = profundidade de embutimento da ponta da estaca no solo.

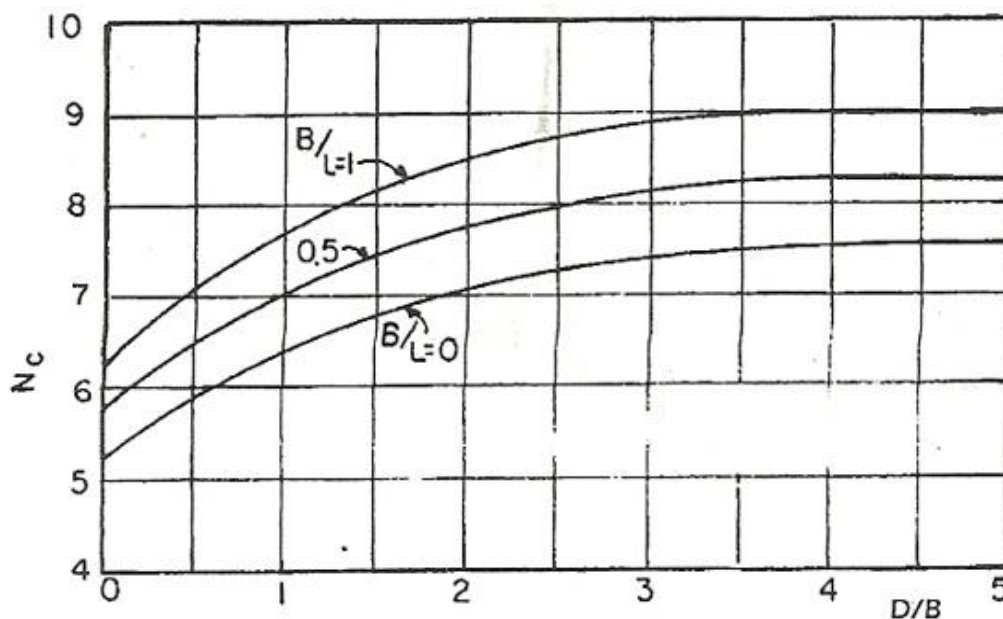


Figura 2.8: Coeficiente N_c em função do embutimento relativo D/B , Skempton (1951 *apud* HACHICH et al,1998, p.268)

Portanto, a capacidade de carga relativa à parcela de ponta da estaca (R_p) é expressa como:

$$R_p = (9 \cdot c + q) \cdot A_p \quad (2.10)$$

em que: A_p = área da ponta da estaca;

2.5.2 Capacidade de carga de estacas em solos puramente arenosos

Análogo à seção anterior, há também dificuldades de quantificar as variáveis geotécnicas para a estimativa de capacidade de carga de estacas em solos arenosos. A parcela de capacidade de

carga lateral que desenvolve entre o solo um segmento qualquer do fuste da estaca é representado pela equação 2.11, (CINTRA E AOKI,2010).

$$r_l = \sigma_h \cdot tg\delta \quad (2.11)$$

em que: σ_h = tensão horizontal no segmento da estaca

$tg\delta$ = coeficiente de atrito estaca/solo

Como a tensão horizontal (σ_h), é função do produto do coeficiente de empuxo (K) e da tensão vertical (σ_v), tem-se:

$$r_l = K \cdot \sigma_v \cdot tg\delta \quad (2.12)$$

Segundo Cintra e Aoki (2010), observações experimentais indicam que, em razão do efeito de arqueamento em areias, a resistência lateral local não aumenta indefinidamente com a profundidade. Este atinge um valor crítico (r_l^*) na profundidade de 10 ou 20 vezes o diâmetro da estaca para areia fofa e compacta respectivamente.

Na prática, segundo Moreto (1972 *apud* CINTRA E AOKI, 2010), pode-se supor que em qualquer estado de compacidade relativa da areia, o valor de resistência lateral local cresce linearmente até uma profundidade de 15 vezes o diâmetro (D) da estaca, o qual permanece constante e igual ao valor crítico para profundidades maiores, como pode ser visto na Figura.2.9, e é representado pela equação 2.13.

$$r_l^* = K \cdot (15 \cdot D) \cdot tg\delta \quad (2.13)$$

Com base no valor crítico, se obtém a resistência lateral local média ao longo da totalidade do fuste da estaca. A partir disso, define-se a parcela de capacidade de carga lateral conforme a equação 2.14 (CINTRA E AOKI, 2010).

$$R_L = U \cdot r_{lméd} \quad (2.14)$$

Para adotar o valor de (K) adequado, é necessário avaliar o tipo de estaca, bem como a perturbação do maciço causado quando do processo de execução da estaca.

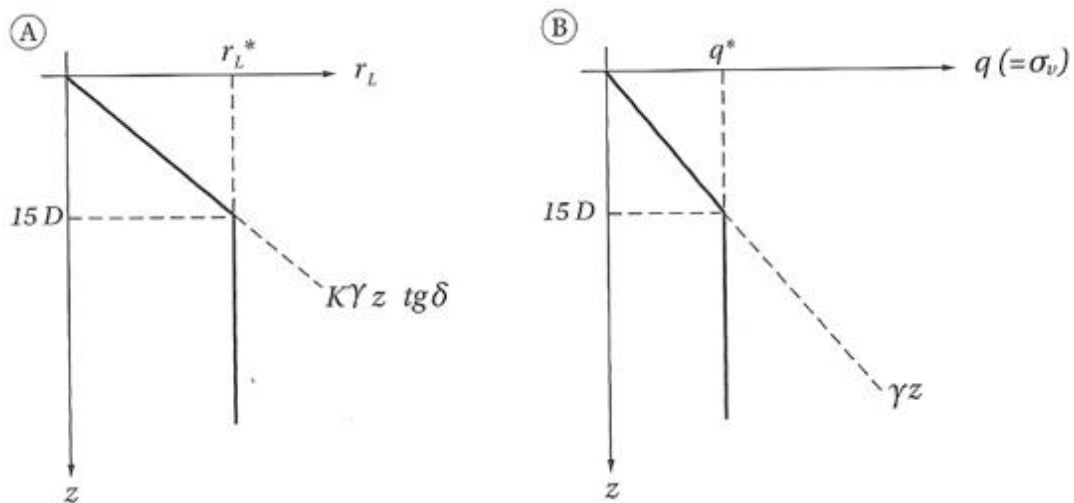


Figura 2.9: Efeito de arqueamento em areias (CINTRA e AOKI, 1999)

Broms (1966, *apud* CINTRA E AOKI, 2010) recomenda para estacas escavadas valores de (K) iguais no máximo ao valor recomendado para estacas metálicas, apresentado na Tabela 2.3. Isto em função do processo executivo, o qual não acarreta no deslocamento lateral do solo quando comparado às estacas de concreto cravadas, bem como em função da não concretagem imediata da estaca escavada do tipo trado mecanizado, o que leva a redução das tensões internas do solo.

Tabela 2.3: Coeficiente de empuxo (K) e ângulo de atrito δ , (Broms,1966 *apud* CINTRA e AOKI , 2010)

Estaca	K		δ
	Areia fofa	Areia compacta	
Trado mecanizado \leq Metálica	0,5	1,0	20°

A parcela de capacidade de carga de ponta (r_p) na eminência da ruptura, é analisada a partir da equação 2.15 extraída de Cintra e Aoki (2010), como a capacidade de carga de uma fundação direta de mesma base, para solos arenosos.

$$r_p = q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \quad (2.15)$$

em que: q = pressão efetiva de solo na cota de apoio da fundação;

N_q e N_γ = fatores de carga em função do ângulo de atrito interno do solo;

S_q e S_γ = fatores de formas geométricas da base da fundação

B = menor dimensão da base.

Para fundações profundas, segundo Cintra e Aoki (2010), a parcela de (N_γ) pode ser considerada desprezível em relação a outra e que a sobrecarga (q) atinge no máximo (q^*) na profundidade de 15 vezes o diâmetro da estaca (Figura 29B) e (N_q^*) sendo retirado da Figura 2.10, obtidos por vários autores, tem-se a parcela correspondente à capacidade de carga na ponta como:

$$R_p = (q^* \cdot N_q^*) \cdot A_p \quad (2.16)$$

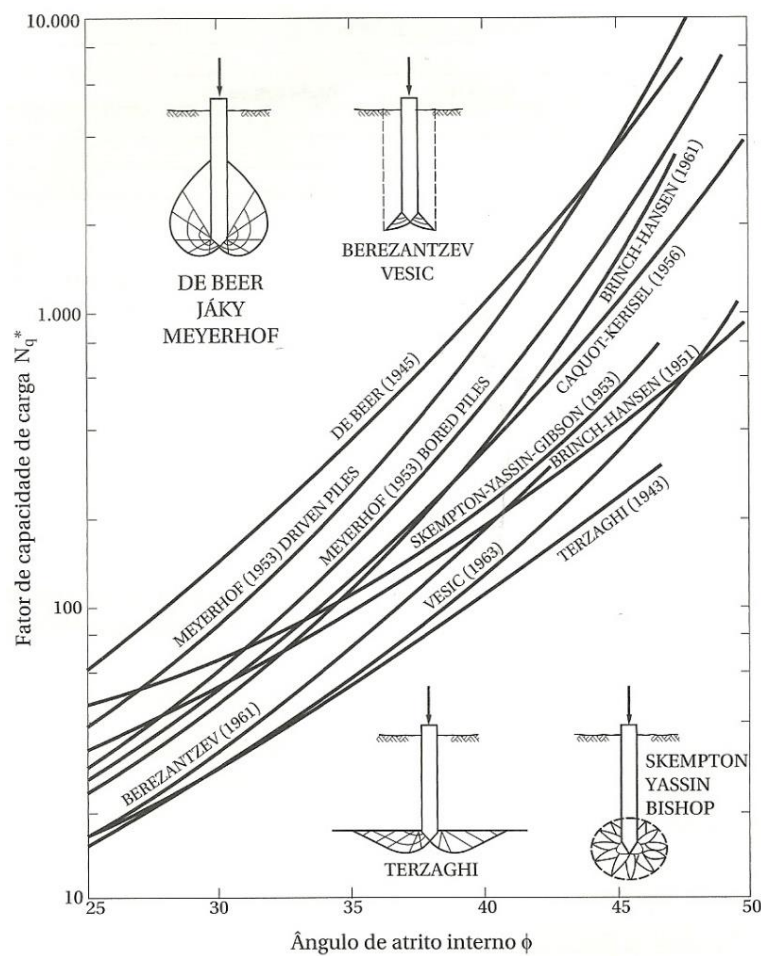


Figura 2.10: Valores de N_q^* (Vesic, 1967 *apud* CINTRA E AOKI, 2010)

Conforme a Figura 2.10, existem diversos valores de N_q^* para diversos autores, o que pode levar a erros graves quando do dimensionamento de uma fundação profunda. Por esse motivo e pela consideração exclusiva de solos totalmente argilosos ou arenosos que se dá, quando na realidade há uma enorme heterogeneidade de solos na natureza, estas formulações levam descrédito para

a utilização prática, sendo, então, preferida pelos profissionais, a utilização dos métodos semi-empíricos, que são abordados no item 2.6.

2.6 Métodos semi-empíricos

Os métodos semi-empíricos desenvolvidos por diversos autores e com ampla utilização pelos escritórios de consultoria e projetos de fundações, são métodos aplicados a partir de correlações entre as tensões que correspondem a estados limites de ruptura e informações de resistência à penetração obtidas de ensaios “*in situ*”.

“Correlações com boas probabilidades de acerto são aquelas obtidas de forma semi-empírica. A filosofia contida nas mesmas é estabelecer, através de ajustes estatísticos, equações de correlação que tenham embutidos em sua essência, os princípios definidos nos métodos teóricos e/ou experimentais.” (HACHICH et al,1998).

Há uma gama de formulações consagradas com utilização de métodos semi-empíricos para estimativa de capacidade de carga de elemento de fundação. Nesta pesquisa, foram utilizados cinco métodos largamente utilizados no meio geotécnico, os quais serão descritos a seguir.

2.6.1 Método de Aoki e Velloso (1975)

O método Aoki e Velloso (1975) foi desenvolvido a partir da comparação de resultados de ensaios de prova de carga em estacas, e resultados de ensaios de penetração. Tomando como base a Figura 2.6, a equação a ser deduzida para estimativa de capacidade de carga última pode ser expressa a partir do somatório das parcelas de capacidade de carga última referentes à: resistência oferecida pelo contato lateral ($Q_{p,ult}$) e resistência de ponta ($Q_{l,ult}$).

$$Q_{ult} = Q_{l,ult} + Q_{p,ult} \quad (2.17)$$

O emprego deste método se faz utilizando um coeficiente de conversão (K) correlacionado com o índice de resistência à penetração estática do ensaio de CPT para a resistência à penetração do SPT (N_{spt}). A formulação da capacidade de carga última é dada pela equação:

$$Q_{ult} = \frac{K.N_p}{F_1} . A_p + U \Sigma \frac{\alpha.K.N_l}{F_2} . \Delta_l \quad (2.18)$$

em que: N_p = índice de resistência à penetração na cota de apoio da estaca;

N_l = resistência à penetração média na camada de solo de comprimento Δl .

Os valores dos fatores de correção (F_1) e (F_2), são fatores relativos à resistência de ponta e lateral respectivamente, sendo que estes fatores diferem quanto ao tipo de estaca. Os valores destes fatores foram ajustados a partir de algumas dezenas de provas de carga executadas em vários locais do Brasil. Na Tabela 2.4 são apresentados os valores de F_1 e F_2 propostos já atualizados em relação à proposta inicial (ver, p. ex., CINTRA e AOKI, 2010). Os valores, do coeficiente (K) e da razão de atrito (α) expressos na Equação 2.18 estão relacionados na Tabela 2.5, onde (K) depende do tipo de solo. Os valores, do coeficiente (K) e da razão de atrito (α) expressos na Equação 2.18 estão relacionados na Tabela 2.5, onde (K) depende do tipo de solo.

Tabela 2.4: Fatores de correção F_1 e F_2 atualizados (AOKI e VELLOSO,1975)

<u>Estaca</u>	<u>F1</u>	<u>F2</u>
Franki	2,50	$2F_1$
Metálica	1,75	$2F_1$
Pré-moldada	$1 + \frac{D}{0,80}$	$2F_1$
Escavada	3,0	$2F_1$
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,0	$2F_1$

2.6.2 Método de Décourt - Quaresma (1978)

Em 1978, Luciano Décourt e Arthur R. Quaresma apresentaram um método expedito para determinação da capacidade de carga de estacas embasado em resultados obtidos a partir de ensaio de SPT. Esta metodologia foi apresentada na primeira versão para estacas pré-moldadas de concreto. Em uma segunda versão, Décourt e Quaresma (1982 *apud* VELLOSO e LOPES, 2010, p. 267), buscaram aperfeiçoar o método no que refere-se à capacidade de carga lateral.

Tabela 2.5: Coeficiente “K” e razão de atrito “ α ” (AOKI e VELLOSO,1975)

<u>Solo</u>	<u>K (MPa)</u>	<u>α (%)</u>
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0

Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Ailte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Décourt (1996), introduziu fatores nas parcelas de capacidade de carga de ponta e capacidade de carga lateral, chamados α e β respectivamente, de modo que a expressão final de capacidade de carga é apresentada pela equação 2.19. Estendendo-se a aplicação do método para estacas escavadas em geral, hélice contínua, bem como para estacas injetadas (Décourt, 1996)

$$Q_{ult} = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + U \cdot \Sigma \left[\beta \cdot \left(\frac{N_{l,m}}{3} + 1 \right) \cdot \Delta l \right] \quad (2.19)$$

em que: C = coeficiente característico do solo ;

N_p = número médio de índice de N_{spt} , na ponta da estaca, obtido a partir do somatório do N_{spt} do nível da ponta, do nível imediatamente superior a ponta e do nível imediatamente abaixo da ponta;

A_p = área transversal da ponta da estaca;

U = perímetro da estaca, suposto constante;

$N_{l,m}$ = número médio de índice de SPT ao longo do comprimento do fuste da estaca;

Δl = trecho do comprimento da estaca.

Para determinação do valor de $N_{l,m}$, os valores de N_{spt} menores que 3 devem ser considerados iguais a 3, os valores maiores que 15 devem ser considerados iguais a 15, para estacas de

deslocamentos e estacas escavadas com bentonita. Os valores dos coeficientes característicos do solo (C) o qual relaciona a resistência de ponta com o N_p em função do tipo de solo podem ser obtidos pela Tabela 2.6. Os valores correspondentes ao número médio de $N_{l,m}$ ao longo do fuste, sem levar em consideração aqueles utilizados para estimativa da resistência da ponta, podem ser extraídos da Tabela 2.7. Os valores de α e β podem ser retirados da Tabela 2.8.

Tabela 2.6: Valores atribuídos a C (DÉCOURT e QUARESMA, 1978)

Tipo de solo	C (tf/m²)
Argilas	12
Siltes argilosos (alteração de rocha)	20
Siltes arenosos (alteração de rochas)	25
Areias	40

Tabela 2.7: Valores de atrito médio (DÉCOURT e QUARESMA, 1978)

N (médio ao longo do fuste)	Atrito lateral (tf/m²)
≥ 3	2
6	3
9	4
12	5
>15	6

Tabela 2.8: Valores dos coeficientes α e β (DÉCOURT e QUARESMA, 1978)

Tipo de solo	Tipo de Estaca					
		Escavadas em geral	Escavada (Bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob altas
Argilas	α	0,85	0,85	0,3	0,85	1,0
	β	0,8	0,9	1,0	1,5	3,0
Solos Intermediários	α	0,6	0,6	0,3	0,6	1,0
	β	0,65	0,75	1,0	0,5	3,0
Areias	α	0,5	0,5	0,3	0,5	1,0
	β	0,5	0,6	1,0	1,5	3,0

2.6.3 Método de Teixeira (1996)

Em 1996, Teixeira apresentou um método para determinação da capacidade de carga de estacas com base na utilização prática e contínua de diversos métodos, onde o autor propõe uma equação unificada em função dos parâmetros α e β , que são parâmetros de capacidade de carga em função do tipo de solo e do tipo de estaca respectivamente.

De acordo com o método, a capacidade de carga à compressão de uma estaca pode ser adquirida pela equação geral a seguir:

$$Q_{ult} = \alpha \cdot \bar{N}_p \cdot A_p + U \cdot \beta \cdot \bar{N}_L \cdot L \quad (2.20)$$

em que: \bar{N}_p = valor médio obtido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca a 1 diâmetro abaixo;

\bar{N}_L = valor médio ao longo do fuste da estaca;

A_p = área da ponta da estaca;

L = comprimento da estaca.

Os valores sugeridos para o parâmetro α , relativo a resistência de ponta, estão indicados na Tabela 2.9 em função do tipo de solo e do tipo de estaca. O parâmetro β , relativo a resistência lateral, independe do tipo de solo, sendo somente atribuído ao tipo de estaca, também são apresentados na Tabela 2.9. Teixeira adverte que o método não é aplicável a filosofia de estacas pré-moldadas de concreto flutuantes em espessas camadas de argilas moles sensíveis, com N_{spt} inferior a 3. Neste caso a tensão de atrito lateral se dá em função do tipo de sedimento argiloso e pode ser obtido através da Tabela 2.10.

2.6.4 Método de Velloso (1981)

Velloso (1981) apresentou seu critério para cálculo da estimativa de capacidade de carga e recalques de estacas e grupos de estacas. Este trabalho foi desenvolvido pelo autor a partir de dados obtidos na obra da Refinaria Duque de Caxias, no Rio de Janeiro, e na obra da Açominas, em Minas Gerais. A equação pode ser trabalhada com dados obtidos a partir de ensaios de CPT, bem como com dados de ensaio de SPT quando somente este é disponibilizado, correlacionando o mesmo com o ensaio de cone do CPT.

Tabela 2.9: Valores de α e β (TEIXEIRA,1996)

	Tipo de estaca
--	-----------------------

<u>Tipo de solo</u> <u>(4<N_{spt}<40)</u> <u>Valores de α (tf/m²)</u>	<u>Pré- moldada e perfil metálico</u>	<u>Franki</u>	<u>Escavada à céu aberto</u>	<u>Raiz</u>
Argila siltosa	11	10	10	10
Silte argiloso	16	12	11	11
Argila arenosa	21	16	13	14
Silte arenoso	26	21	16	16
Areia argilosa	30	24	20	19
Areia siltosa	36	30	24	22
Areia	40	34	27	26
Areia com pedregulhos	44	38	31	29
<u>Valores de β (tf/m²) em função do tipo de estaca</u>	0,4	0,5	0,4	0,6

Tabela 2.10: Valores do atrito lateral r_l (TEIXEIRA,1996)

<u>Sedimento</u>	<u>r_l (tf/m²)</u>
Argila fluviolagunar (SFL)*	2,0 a 3,0
Argila transicional (AT)**	6,0 a 8,0
*SFL: argilas fluviolagunares e de baías, holocênica – camadas de 20 a 25 m de profundidade, com valores de N_{spt} inferior a 3, de coloração cinza-escura, ligeiramente pré-adensadas	
**AT: argilas transicionais, pleitocênicas – camadas profundas subjacentes ao sedimento SFL, com valores de N_{spt} de 4 a 8, às vezes de coloração cinza-clara, com tensões de pré-adensamento maiores que aquelas das SFL.	

A equação do Método de Velloso (1981) pode ser descrita como a seguir, em função dos resultados de N_{spt} :

$$Q_{ult} = A_p \cdot \alpha_p \cdot \beta \cdot 0,5 \cdot [C_p N_{spt1} + C_p N_{spt2}] + S_l \cdot \alpha_l \cdot \lambda_l \cdot \Sigma C_f \cdot N_{spt} \quad (2.21)$$

Os valores de “ C_p ” e “ C_f ” em função do tipo de solo, são apresentados na Tabela 2.11.

Na Equação 2.21, tem –se que: A_p = área da ponta da estaca;

$\alpha_p = \alpha_l =$ fator de execução da estaca ($\alpha = 1$ para estacas cravadas; $\alpha = 0,5$ para estacas escavadas);

$\beta =$ fator da dimensão da base:

$$\beta = 1,016 - 0,016 \cdot \frac{B_b (\text{\O da estaca})}{b (\text{\O da ponta do cone, 3,6cm no cone padrão})}$$

$C_p N_{spt1} =$ média dos valores de capacidade de carga de ponta em um trecho de comprimento igual a 8\O acima do nível da ponta da estaca;

$C_p N_{spt2} =$ média dos valores de capacidade de carga de ponta em um trecho de comprimento igual a $3,5\text{\O}$ abaixo do nível da ponta da estaca;

$S_l =$ área lateral da estaca;

$\alpha_l =$ fator de execução no atrito ($\alpha = 1$ para estacas cravadas; $\alpha = 0,5$ para estacas escavadas);

$\lambda_l =$ fator de carregamento ($\lambda = 1$ para estacas comprimidas e $0,7$ para estacas tracionadas)

$C_f \cdot N_{spt} L =$ valores de capacidade de carga obtidos ao longo do fuste da estaca, válidos para cada trecho de comprimento “L” representativo de cada N_{spt} .

Tabela 2.11: Valores de “ C_p ” e “ C_f ”, modificado de (VELLOSO E LOPES, 2010)

Tipo de solo	C_p (tf/m²)	C_f (tf/m²)
Areias sedimentares submersas	60	0,5
Argilas sedimentares submersas	25	0,63
Solos residuais de gnaiss arenossiltosos submersos	50	0,85
Solos residuais de gnaiss siltoarenosos submersos	40	0,8

2.6.5 Método de Vorcaro - Velloso (2000)

Este método foi apresentado por Vorcaro (2000), em sua tese de doutorado. O método utilizou a técnica de regressão linear múltipla, aplicando-a aos resultado de provas de carga estáticas do Banco de Dados da COPPE-UFRJ, com o solo caracterizado por sondagem a percussão, tanto a classificação bem como o N_{spt} . Posteriormente, o método foi aplicado em dois trabalhos

(Vorcaro e Velloso, 2000a; 2000b), especificamente aplicados às estacas hélice contínua e escavadas, (VELLOSO E LOPES, 2010). O método consiste na classificação dos solos em cinco grupos, conforme Tabela 2.12 e aplicação de equações as quais foram desenvolvidas para cada grupo de solo a partir de 150 provas de carga estática, realizadas em estacas tipo Franki, estacas pré-moldadas de concreto, estacas escavadas e estacas tipo hélice contínua, em todos os cinco grupos.

Tabela 2.12: Grupos de solos de acordo com o Método de Vorcaro-Velloso, 2000 (VORCARO,2000)

Grupo				
<u>1</u>	<u>2</u>	<u>3</u>	<u>4</u>	<u>5</u>
Areia	Areia siltosa	Silte	Silte arenoargiloso	Silte argiloso
	Areia siltoargilosa	Silte arenoso	Silte argiloarenoso	Argila
	Areia argilosa	Argila arenosa	Argila arenossiltosa	Argila siltosa
	Areia argilossiltosa	Argila siltoarenosa		

As equações 2.21 e 2.22 apresentam as soluções para os cálculos parciais, referente as parcelas de ponta e lateral respectivamente.

$$XP = AN_{ponta} \quad (2.21)$$

$$XF = U \cdot \sum N_{fuste} \cdot \Delta l \quad (2.22)$$

em que: XP = parcela de capacidade de carga de ponta;

A = área da ponta da estaca;

U = perímetro do fuste da estaca em metros;

XF = parcela de capacidade de carga lateral;

Δl = espessura de solo, em metros, ao longo do qual N pode ser considerado constante.

A partir da solução das equações 2.21 e 2.22, juntamente com os dados obtidos nas provas de carga acima mencionadas, foram desenvolvidas as equações para cada tipo de estaca ensaiada

em função de cada tipo de grupo de solo que se enquadrem. Os resultados das cargas de ruptura são dados em quiloNewton (kN).

A seguir, será demonstrado apenas as equações referentes de estacas escavadas, uma vez que esta é o objeto de estudo desta pesquisa:

(a) Equação referente ao grupo de solo 1 e 5:

$$Q_{EST} = \exp[(7,32. \ln XP + 7,38. \ln XF)^{1/2}] \quad (2.23)$$

(b) Equação referente ao grupo de solo 2:

$$Q_{EST} = \exp[(6,23. \ln XP + 7,78. \ln XF)^{1/2}] \quad (2.24)$$

(c) Equação referente ao grupo de solo 3:

$$Q_{EST} = \exp[(4,92. \ln XP + 7,78. \ln XF)^{1/2}] \quad (2.25)$$

(d) Equação referente ao grupo de solo 4:

$$Q_{EST} = \exp[(6,96. \ln XP + 7,78. \ln XF)^{1/2}] \quad (2.26)$$

2.7 Teoria da Equação da onda

De acordo com CINTRA et al., (2013), na teoria de propagação da onda, para que seja possível a interpretação da onda para obtenção de uma resposta aos carregamentos aplicados ao sistema estaca/solo, deve-se considerar que o impacto do martelo sobre a estaca gera uma onda de tensão descendente, onde na presença de resistência lateral ou variações da seção transversal da estaca haverá a ocorrência de reflexões ascendentes das ondas de tensão, onde estas podem ser avaliadas durante o impacto do martelo através de instrumentos instalados no topo da estaca. No momento do impacto do martelo sobre a estaca, a região superior da mesma é comprimida e as partículas do material das estacas são aceleradas. Com isso, a onda de compressão se propaga ao longo do fuste com velocidade de propagação (c), sendo que esta velocidade é dependente do meio que a onda se propaga, portanto, dependente das características do material da estaca. A velocidade pode variar muito em função das características do material, ou seja, se ao longo do fuste de uma estaca de concreto, por exemplo, houver grande heterogeneidade do

material, a velocidade da onda também irá variar. A velocidade média para o concreto é da ordem de 3800 m/s a 4000 m/s, e para o aço da ordem de 5120 m/s.

A equação da onda trata-se de uma equação diferencial de derivadas de segunda ordem não homogênea em que se envolve as seguintes variáveis: posição de seção transversal ao longo da estaca (x) na qual se quer determinar o deslocamento $u(x,t)$ em um tempo (t) qualquer do impacto de um martelo de peso (W), caindo de uma altura (H). Portanto a equação diferencial da onda pode ser expressa como:

$$c^2 \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (2.27)$$

A solução geral da equação diferencial da onda é dada por:

$$u(x, t) = f(x - ct) + g(x + ct) \quad (2.28)$$

Em que f e g representam as ondas descendentes e ascendentes, as quais se sobrepõe com a mesma velocidade (c) ao longo do eixo da estaca. Com esta solução é possível obter as funções de velocidade $v(x,t)$ da partícula e de força $F(x,t)$ na seção, onde os instrumentos de medição estão instalados. Estas funções mantêm uma relação de proporcionalidade através de uma constante chamada de Impedância (Z):

$$F = Z \cdot v \quad (2.29)$$

A partir da seção instrumentada, os valores de deformação e aceleração podem ser medidos. As ondas que conduzem informações sobre atrito lateral, variações de seção, danos, etc., são as ondas ascendentes, as quais provocam as reflexões. Com isto, arranjos entre as equações podem identificar isoladamente as amplitudes das ondas ascendentes e descendentes, através das equações abaixo:

$$F_{ascendente} = \frac{(F+Z \cdot v)}{2} \quad (2.30)$$

$$F_{descendente} = \frac{(F-Z \cdot v)}{2} \quad (2.31)$$

Smith (1960), desenvolveu um método para a solução da equação da onda com aplicação às cravações de estacas. O modelo é representado por componentes como massas, molas e amortecedores, sendo o peso do martelo por uma massa, a estaca por massas e molas interligadas e o solo por molas e amortecedores. Com isto, a estaca pode ser dividida em vários segmentos e a resistência pode ser calculada em cada segmento, conforme Figura 2.11.

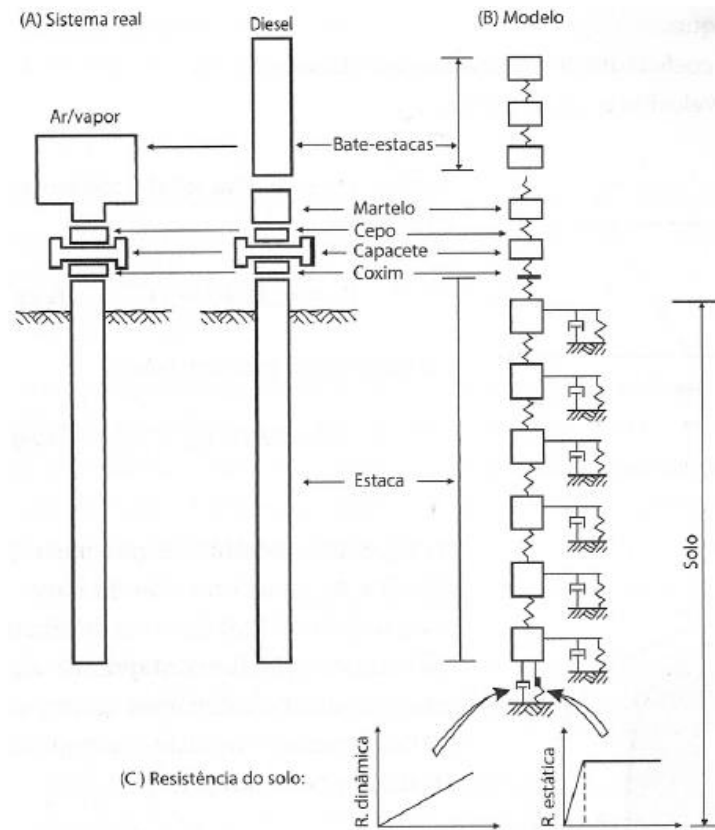


Figura 2.11: Representação do sistema proposto por Smith (1960) (apud CNTRA et al., 2013)

Smith (1960) considera que a resistência à penetração de uma estaca (R_t) detêm de uma parcela estática (R_u) e uma parcela dinâmica (R_d), através da equação abaixo:

$$R_t = R_u + R_d \quad (2.32)$$

A parcela estática é admitida como um comportamento elastoplástico e a parcela referente a resistência dinâmica é estabelecida pela equação:

$$R_d = Js \cdot v \cdot R_u \quad (2.33)$$

em que: Js = coeficiente de amortecimento do solo;

v = velocidade da partícula.

Assim a resistência total pode ser expressa como:

$$R_u = R_t(1 + Js \cdot v) \quad (2.34)$$

Segundo CINTRA et al., (2013), o modelo numérico proposto por Smith (1960), juntamente com a evolução da eletrônica para medição de força e aceleração no topo da estaca durante o impacto do golpe do martelo na mesma, gerou condições para o surgimento do ensaio de carregamento dinâmico, conhecido como prova de carga dinâmico, o qual será abordado no subitem 2.8.2.

2.8 Ensaios de verificação de desempenho em estacas

A verificação de desempenho tem como objetivo avaliar o comportamento do sistema de fundação, para que possa ser confirmado o comportamento estimado na fase de projeto. Para assegurar este objetivo, são aplicados alguns conjuntos de procedimentos. Serão relacionados, a seguir, os ensaios estáticos e dinâmicos, sendo que nesta pesquisa será utilizado o ensaio de carregamento dinâmico para mobilização das cargas do sistema de fundação estaca-solo.

O desempenho deve ser averiguado não só em relação aos aspectos estruturais, mas também em relação aos aspectos estéticos, funcionais e de durabilidade. Porém, o aspecto fundamental a ser verificado é a probabilidade de ruptura da fundação.

A norma brasileira de fundações NBR-6122/2010 prescreve a obrigatoriedade de execução de provas de carga estática em estacas, sendo que deve ser executado um número de provas de carga igual a no mínimo 1% do número de estacas existentes na obra, podendo cada prova de carga estática ser substituída por 5 de ensaios de carregamento dinâmico até um limite máximo de quantidade de estacas. Acima deste, se faz obrigatório a execução de pelo menos uma prova de carga estática, conforme pode se verificar no item nº 9 da NBR-6122/2010.

2.8.1 Prova de carga estática

A prova de carga estática, regida pela norma NBR-12131/2006, estabelece que uma prova de carga estática consiste na aplicação de forças estáticas e crescentes à estaca que está sendo submetida ao ensaio. Os ensaios de carregamento estático visam fornecer dados para avaliação do desempenho da estaca quanto a capacidade de carga bem como quanto ao deslocamento (recalque) da mesma.

A metodologia executiva de uma prova de carga estática consiste basicamente na aplicação de esforços através de um macaco hidráulico e célula de carga para a aplicação das cargas. É necessário um sistema de reação, o qual pode ser uma cargueira de areia sobre o macaco hidráulico ou um sistema de reação mais sofisticado, como a utilização de tirantes ou estacas de tração acoplados a vigas de reação conforme ilustrado pelas Figuras 2.12 e 2.13. Os tirante ou estacas somente são executados para esta finalidade.

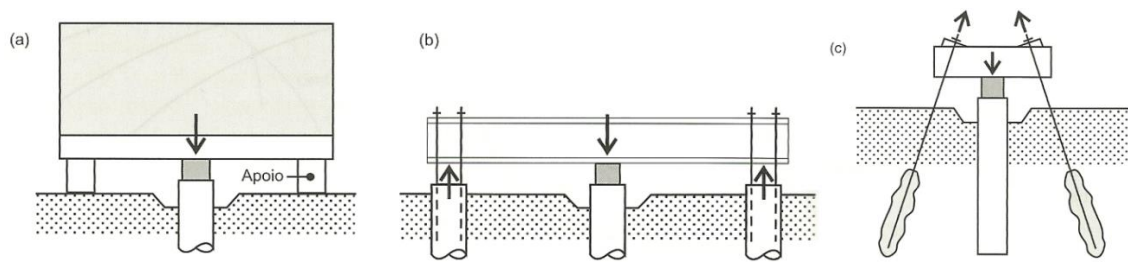


Figura 2.12: Sistemas de reação para execução da prova de carga estática, (a) cargueira, (b) estacas de tração e (c) tirantes ancorados ao solo (VELLOSO e LOPES, 2010)

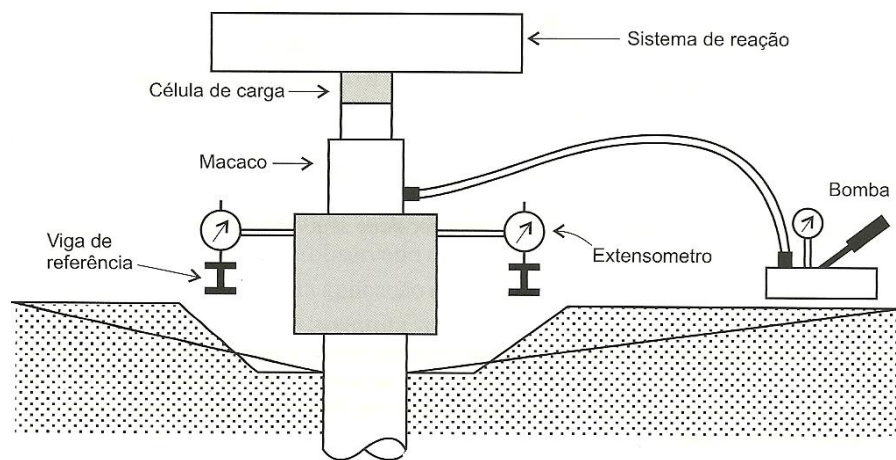


Figura 2.13: Sistema de medição para prova de carga à compressão, (VELLOSO e LOPES, 2010)

A carga máxima aplicada durante a execução do ensaio é limitada pela capacidade do sistema de reação. Quanto maior for a capacidade do sistema de reação, maior poderá ser a carga aplicada no ensaios, respeitando, é claro, o valor máximo da resistência estrutural da estaca. Com isto, há um aumento nas chances de melhor se definir a curva de carga x recalque, alcançando recalques maiores e aproximando-se o valor de ruptura da estaca, (CINTRA et al., 2013).

2.8.2 Ensaio de carregamento dinâmico

O ensaio de carregamento dinâmico compreende na aplicação de um carregamento dinâmico axial com objetivo principal de avaliar a capacidade de carga do sistema de fundação estaca/solo, como também pode avaliar a integridade do elemento estrutural de fundação, ou seja, a qualidade estrutural da estaca, com a utilização de instrumentos de precisão acoplados à mesma e da aplicação da teoria da equação da onda, (NIYAMA, 1998). O ensaio de

carregamento dinâmico no Brasil é especificado pela NBR-13208/2007 e, segundo a mesma, para a execução do ensaio em estaca moldada *in loco* deve-se respeitar o prazo mínimo de sete dias da sua execução. Em função deste tipo de estaca, se faz necessário o preparo da cabeça da mesma através da execução de um complemento de seção idêntica ao da estaca executada e armado, conforme Figura 2.14, para que assim seja possível instalar os instrumentos de medição, bem como suportar os golpes do martelo.



Figura 2.14: Complemento da cabeça da estaca

Na teoria da propagação unidimensional da onda, a interpretação dos resultados de resposta aos carregamentos aplicados sobre o topo da estaca se dá a partir do impacto do martelo sobre a mesma, onde é causada uma propagação de onda descendente ao longo do fuste. A resistência lateral do contato estaca-solo ou variação da seção transversal da estaca provoca reflexões ascendentes das ondas de tensão que podem ser avaliadas, quando do impacto, por meio de medições das forças e velocidade de propagação em uma seção instrumentada. Com estas medições é possível determinar a capacidade de carga lateral e de ponta isoladamente, obtendo assim a capacidade de carga total da estaca.

Em 1964, no Case Institute of Technology em Cleveland segundo Likins e Hussein (1988 *apud* CINTRA et al., 2013), foi desenvolvido um sistema portátil para uso em campo capaz de avaliar a capacidade de carga. O sistema adquire os resultados por meio de instrumentos de precisão de força e aceleração (Figura 2.15) da onda no topo da estaca durante o impacto do martelo (Figura 2.16). O ensaio de carregamento dinâmico tradicional consiste na aplicação de um ciclo de golpes com energia constante, ou seja, através da queda de um martelo a uma altura constante sobre um conjunto de amortecimento colocado sobre o sistema estaca/solo.



Figura 2.15: Instrumentação da estaca para medições de força e aceleração da onda.

Aoki (1989 *apud* CINTRA, et al. 2013, p.124), apresenta um novo conceito de prova de carga dinâmica, em que consiste na utilização de energia crescente nos sucessivos golpes do martelo em vez da energia constante utilizada no ensaio tradicional. A partir deste novo conceito, interpreta-se que o ensaio com a utilização de energia constante se obtém apenas um ponto de uma curva de resistência estática mobilizada versus deslocamento, enquanto com a utilização do conceito de energia crescente obtém-se vários pontos que permitem um traçado mais fidedigno da curva e com maior semelhança à curva carga x recalque de uma prova de carga estática, de acordo com a Figura 2.17.



Figura 2.16: Instalação de martelo hidráulico para execução do ensaio

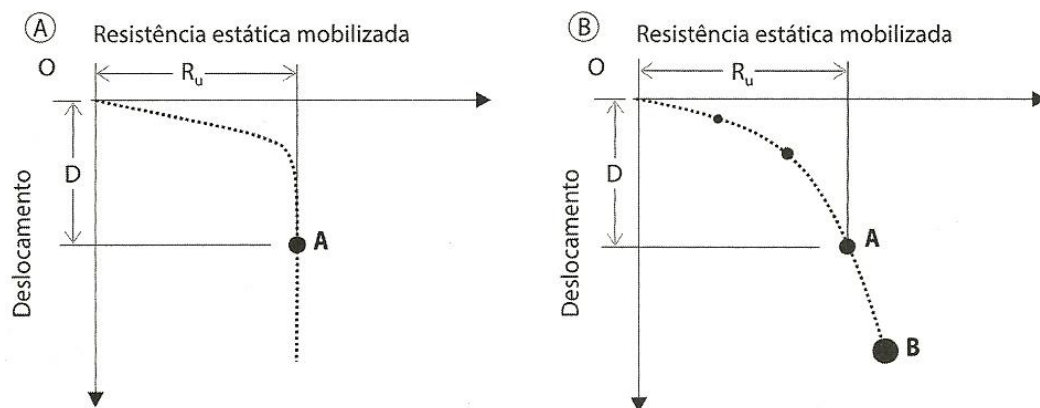


Figura 2.17: Curva de resistência estática mobilizada versus deslocamento: prova de carga com (A) energia constante e (B) energia crescente, (CINTRA et al., 2013)

No ensaio com aplicação de energia constante, por haver um único ponto “A”, é imposto o modo de ruptura com a curva passando por este ponto, em que “D” é o deslocamento vertical provocado pelo golpe; sendo considerado que os demais golpes resultariam em pontos muito próximos com o ponto “A”. No ensaio com aplicação de energia crescente há obtenção de vários pontos, com diferentes valores de resistências mobilizadas, como o ponto “B”. Com a obtenção destes diversos pontos, tem-se uma curva de resistência estática mobilizada versus deslocamento do tipo aberta, sem a caracterização de ruptura. Como a curva aberta é a mais

comum é imperfeita a solução de se realizar um ensaio de energia constante com um martelo suficientemente pesado para mobilizar a máxima resistência estática. Entretanto, a expectativa de se obter a máxima resistência estática máxima através da aplicação de energia crescente é ilusória. A verdadeira imposição da aplicação do ensaio de carregamento dinâmico com energia crescente é a obtenção da curva de resistência estática mobilizada versus deslocamento, a qual pode ser interpretada com semelhança no que se pode verificar em uma prova de carga estática, com possibilidade de extrapolação da curva carga x recalque para a determinação da ruptura convencional (CINTRA et al., 2013).

A NBR-6122/2010 descreve o método que possibilita estimar o valor da carga limite através da equação 2.35. Este método é utilizado quando o carregamento imposto na estaca não indica uma carga de ruptura nítida na curva carga x recalque.

$$\Delta r = \left[\left(\frac{P.L}{E.A} \right) \right] + \left(\frac{D}{30} \right) \quad (2.35)$$

em que: Δr = recalque de ruptura convencional;

P = carga de ruptura convencional;

L = comprimento da estaca;

A = área da seção transversal da estaca;

E = módulo de elasticidade do material da estaca;

D = diâmetro do círculo circunscrito à estaca.

A partir da equação acima 2.35 é possível se obter o recalque correspondente para uma carga “P”. A interseção da reta a partir do recalque calculado com a curva carga x recalque caracteriza a carga de ruptura convencional, conforme Figura 2.18.

Marchezini (2013), concluiu em sua dissertação de mestrado, a qual teve como objetivo a comparação dos métodos estático e dinâmico de previsão de capacidade de carga, assente em solo tropical, que o ensaio de carregamento dinâmico representa bem o comportamento do sistema de interação estaca/solo em relação a determinação da capacidade de carga de uma fundação e que as diferenças observadas mostraram esta metodologia uma excelente ferramenta de ensaio, de fácil e rápida execução que oferecem resultados satisfatórios.

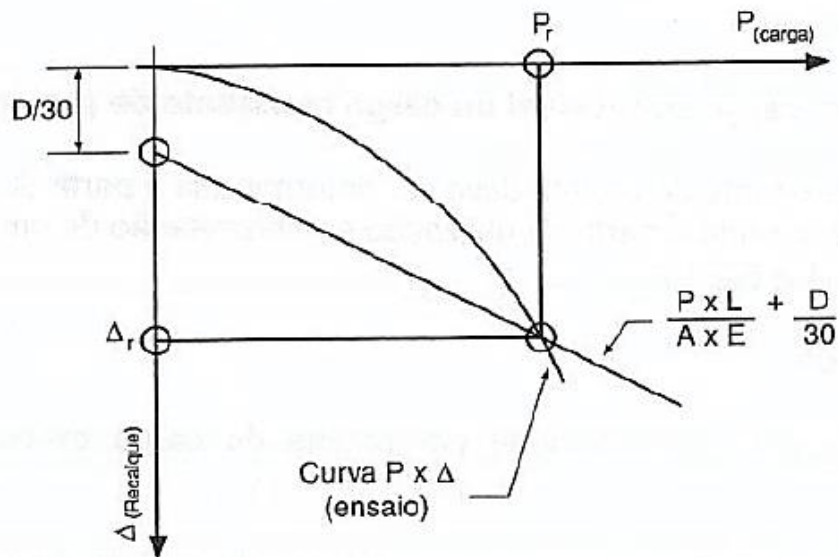


Figura 2.18: Carga de ruptura convencional (NBR-6122/2010)

A realização de uma prova de carga dinâmica, com o auxílio do PDA (Pile Driving Analyzer) vem se tornando uma ferramenta muito prática e acessível sob o ponto de vista econômico, auxiliando os projetistas nas decisões de projetos, (GONÇALVES et al., 1996).

Navajas e Nyama (1996), dizem que a execução de ensaios de carregamento dinâmico é viável em estacas moldadas “in loco”, para avaliação de capacidade de carga.

2.9 Estabilização dos solos

Segundo Vargas (1977), a estabilização de solos é um processo que confere ao solo maior resistência às cargas atuantes ou desgaste ou à erosão. Este processo pode ser realizado por compactação, correção da granulometria e da plasticidade ou através da adição de substâncias que possam conferir uma determinada coesão proveniente de cimentação ou aglutinação dos seus grãos. O uso de estabilização de solos é executado em preparo de bases para pavimentação, bem como em casos de reforço de fundação, ou melhoria das condições de escavações ou de estabilidade de taludes. Quando a correção do solo não é possível pelos métodos de correção da granulometria, ou compactação, recorre-se à adição de ingredientes que passam a conferir resistência permanente. Entre os ingredientes pode-se citar os materiais asfálticos e betuminosos, cal, produtos químicos industrializados, bem como o cimento Portland.

Vargas (1977) relata que de uma forma geral, qualquer solo inorgânico pode ser estabilizado com cimento. Porém, para que seja economicamente viável, esses solos devem conter no máximo 2% de matéria orgânica; menos que 0,2% de sulfatos; não devem conter grãos de dimensões maiores que 75 mm; a porcentagem que passa na peneira de 2" superior a 80%; a porcentagem que passa na peneira nº04 deve ser superior a 50%; na peneira nº40 a porcentagem que passa deve estar entre 100 e 15%; a porcentagem que passa na peneira nº200 deve ser inferior a 50% e o limite de liquidez do ligante deve ser inferior a 45. Entretanto, ainda de acordo com Vargas (1977), por razões de ordem prática a Associação Brasileira de Cimento Portland, recomenda que o teor de cimento sob qualquer condição seja de no mínimo 7% em relação ao teor de solo. Caputo (1983), diz que a maioria dos solos pode ser estabilizado com adição de cimento Portland de maneira eficiente e econômica e que a quantidade de cimento empregado pode variar de 8 a 22% do volume de solo. A Figura 2.19 mostra o teor de cimento a ser adotado de acordo com a idade do corpo de prova e a resistência a compressão desejada.

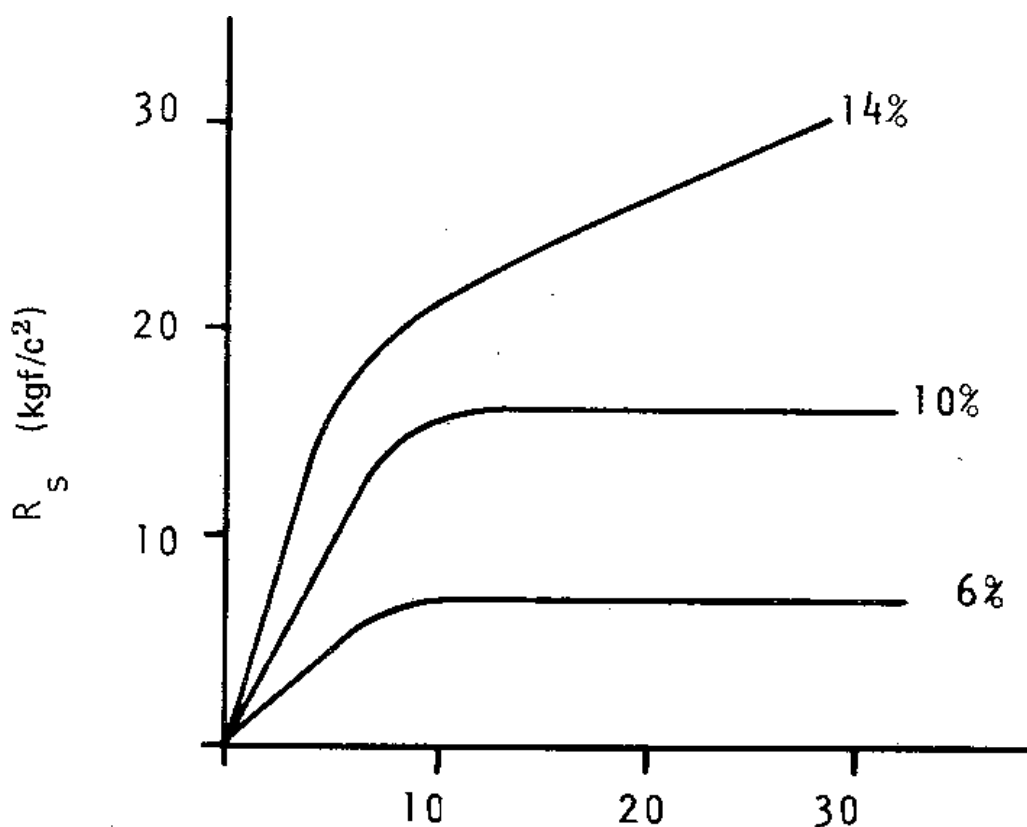


Figura 2.19: Variação de resistência a compressão simples de corpo de prova de solo-cimento com a idade e teor de cimento utilizado (Vargas,1977)

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Nesta pesquisa foi feita a avaliação do desempenho de capacidade de carga de ponta em estacas do tipo trado mecanizado de diâmetro de 40 cm com aplicação de ensaios de carregamentos dinâmicos. Foram executados quatro pares de estacas em cada um dos quatro campos de testes disponibilizados nesta pesquisa, sendo três pares de estacas com modificação na ponta e um par sem modificação da ponta. Dentre estas, em todos os campos de testes, um par de estacas foi executado de forma que houvesse um intervalo de 24 horas entre a escavação e sua concretagem. Este procedimento visou avaliar de forma genérica a possibilidade de perda de capacidade de carga lateral em função de possível alívio de tensões no maciço, afim de levantar dados para estudos futuros sobre o assunto. Para quantificação e avaliação da capacidade de carga mobilizada para os procedimentos impostos, foram realizados ensaios de carregamentos dinâmicos (PDA). A partir dos resultados obtidos, promoveu-se a tentativa de comparação dos mesmos com relação aos valores de capacidade de carga alcançados através de métodos semi-empíricos, cujos resultados serão apresentados no Capítulo 5.

Para a identificação das estacas foram arbitradas nomenclaturas ao longo da dissertação por suas respectivas siglas conforme Figura 3.1. Para as siglas quanto ao tipo de execução das estacas, segue:

- C = convencional (sem modificação da ponta);
- P. B. C. = ponta com bucha de concreto apiloado sobre o solo solto;
- P. ARG. = ponta com adição e mistura de argamassa ao solo solto;
- P. A. = ponta com o solo solto apiloado.

Em cada campo de teste foram executadas quatro pares de estacas, sendo duas estacas de cada tipologia de execução conforme já mencionado.

Atenção especial se deu às profundidades das estacas, para que todas ficassem na mesma cota de apoio. Porém, em função dos equipamentos disponíveis não dotar de instrumentos de medição precisos, houve uma variação média de 15 cm; na cota de apoio entre os elementos de fundação. Estacas de grupos distintos não tiveram profundidades idênticas em função da necessidade de um dimensionamento geotécnico a partir do perfil do subsolo de cada local. Foi realizada, também, a verificação do prumo ao longo das perfurações. Estas verificações foram efetuadas a cada 2,00 m de avanço do trado, afim de evitar desaprumos maiores que 1% em

relação a profundidade final, o que poderia comprometer a execução das modificações bem como na capacidade de carga dos elementos.

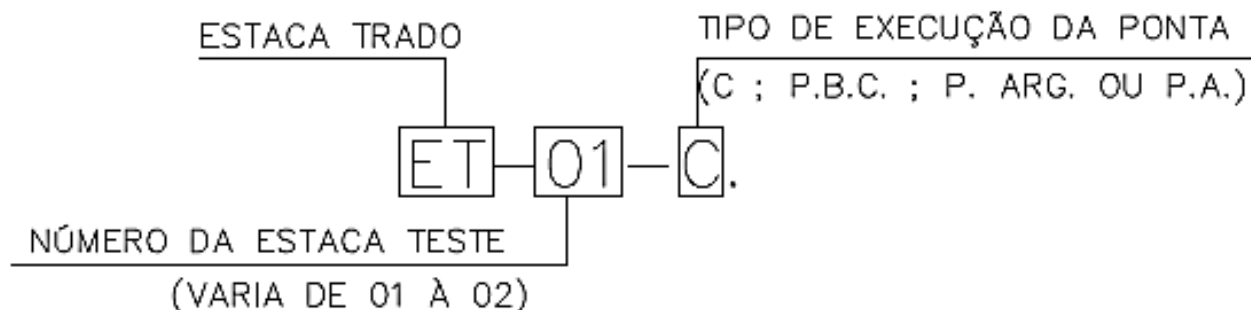


Figura 3.1: Simbologia adotada para nomeação das estacas teste.

As perfuratrizes utilizadas para execução das estacas são dotadas de um trado helicoidal acoplado na extremidade de uma haste telescópica com capacidade de alcance de 20,00 m de profundidade. O acionamento do trado é feito através de um cabeçote hidráulico acoplado a um motor à combustão capaz de manter o torque suficiente para avanço das perfurações (Figura 3.2).

Após a perfuração de cada estaca, a ponta das mesmas foram preparadas com uma das técnicas de modificação proposta, exceto as estacas com execução convencional, as quais serviram de referência para verificação da capacidade de carga mobilizada, entre os métodos aplicados. Posteriormente ao preparo, se fez de imediato a concretagem das estacas de acordo com as recomendações da NRB-6122/2010, exceto as estacas escolhidas para verificação da parcela de carga lateral mobilizada quando da concretagem após 24 horas às perfurações.

Para medição dos volumes de materiais empregados para a confecção da argamassa e bucha de concreto, foi utilizado um balde graduado conforme Figura 3.3. Para a concretagem das estacas, bem como para o lançamento de argamassa ou bucha de concreto nas estacas com ponta modificada, foi utilizado um funil com diâmetro de 150 mm e comprimento de 1,50 m (Figura 3.4), afim de orientar o fluxo dos materiais conforme indicado no anexo “E” da NBR-6122/2010.



Figura 3.2: Equipamento trado mecanizado montado sobre caminhão



Figura 3.3: Balde graduado para medição de volumes de cimento, areia, brita e água.



Figura 3.4: Funil utilizado para lançamento dos materiais.

Todas as estacas foram armadas de forma a garantir uma área de aço de no mínimo 5% da área de concreto na seção transversal da estaca de acordo com a NBR-6122/2010, e com comprimento de 4,00 m. Em todos os campos de teste, um par de estacas foram concretadas 24 horas após a sua escavação com o objetivo de verificar possíveis perdas de capacidade de carga lateral em função do tempo em exposição do fuste.

Para a quantificação da capacidade de carga das estacas foi empregado o ensaio de carregamento dinâmico (ECD), onde os dados dos ensaios foram coletados pelo PDA (PILE DRIVING ANALYZER). O equipamento é composto por um analisador de cravação de estacas e um conjunto de sensores com função de realizar e transmitir as leituras das ondas para o analisador (Figura 3.5). Os ensaios foram realizados com energia crescente a partir da queda livre de um martelo acoplado ao topo do prolongamento das estacas conforme pode ser visto na Figura 3.6, promovendo assim, a aquisição de mais de um ponto da curva carga versus recalque. Após a obtenção dos dados de campo, através do método de interpretação direta, denominado CASE, o qual tem como objetivo principal calcular a resistência estática mobilizada imediatamente após o golpe do martelo no ensaio dinâmico, estes dados foram processados por softwares que permitem a avaliação distinta das cargas mobilizadas lateralmente e na ponta das estacas, estes softwares são denominados como CAPWAP e DLTWAVE, os quais apresentam as mesmas características de processamento, para tal avaliação o sistema de fundação (estaca/solo) é modelado de acordo com a proposição de Smith (1960) (ver, p. ex., CINTRA et al, 2013, p.119).



Figura 3.5: Analisador de PDA



Figura 3.6: Acoplagem do martelo sobre o complemento das estacas para ensaio

3.1 Métodos empregados na execução das estacas

Nos itens 3.1.1 ao 3.1.5, são apresentados detalhadamente os métodos empregados para a execução das estacas com as respectivas propostas.

3.1.1 Método de execução das estacas com ponta convencional

O método de execução convencional, identificado com a sigla ET-C, é o mais simples dentre os métodos empregados nesta pesquisa. Ele consistiu na perfuração das estacas através do equipamento trado mecanizado até a cota desejada, e posteriormente, na inserção da armadura longitudinal e concretagem conforme Figuras 3.7.



Figura 3.7: Escavação com trado mecanizado e concretagem com funil

3.1.2 Método de execução das estacas com ponta apiloada

A sigla adotada para nomeação deste método foi ET-P.A. A aplicação deste método requer a utilização de um peso confeccionado de concreto simples, chamado nesta pesquisa de pilão, com 30 cm diâmetro e 20 cm de altura, cuja massa é de 0,32 kN, conforme pode ser visto Figura 3.8.

Após a perfuração das estacas com o equipamento trado mecanizado até a cota de fundo prevista, o solo solto residente no fundo da cavidade, proveniente da própria escavação, foi apiloado dentro de um critério pré-estabelecido de número de golpes e nega máxima. Este critério consistiu na aplicação de “n” sequências de golpes, sendo que cada sequência consistiu em 15 golpes do pilão caindo em queda livre conforme Figura 3.9 (desprezou-se o atrito da corda com a carretilha durante a pesquisa) de uma altura de 2,00 m acima da ponta da estaca. A cada sequência de golpes, mediu-se a deformação ou nega gerada (Figura 3.10) pela expulsão dos vazios, devido a energia aplicada pelos golpes do pilão. A nega máxima pré-estabelecida foi de 3,0 cm. Com isto, a quantidade de sequências de golpes foi em função da nega obtida em cada sequência. A determinação do valor da nega foi realizada de forma empírica, onde foi

necessário a execução de várias sequências de golpes em uma estaca, até a confirmação da deformação máxima alcançada para o peso adotado, pois não há uma nas bibliografias uma definição de nega e peso do pilão a ser adotado para o processo de apiloamento. Após a conclusão do procedimento de apiloamento com alcance da nega máxima, inseriu-se a armadura longitudinal na estaca e através do funil realizou-se a concretagem.



Figura 3.8: Pilão de concreto utilizado no apiloamento do solo no fundo da cavidade da estaca

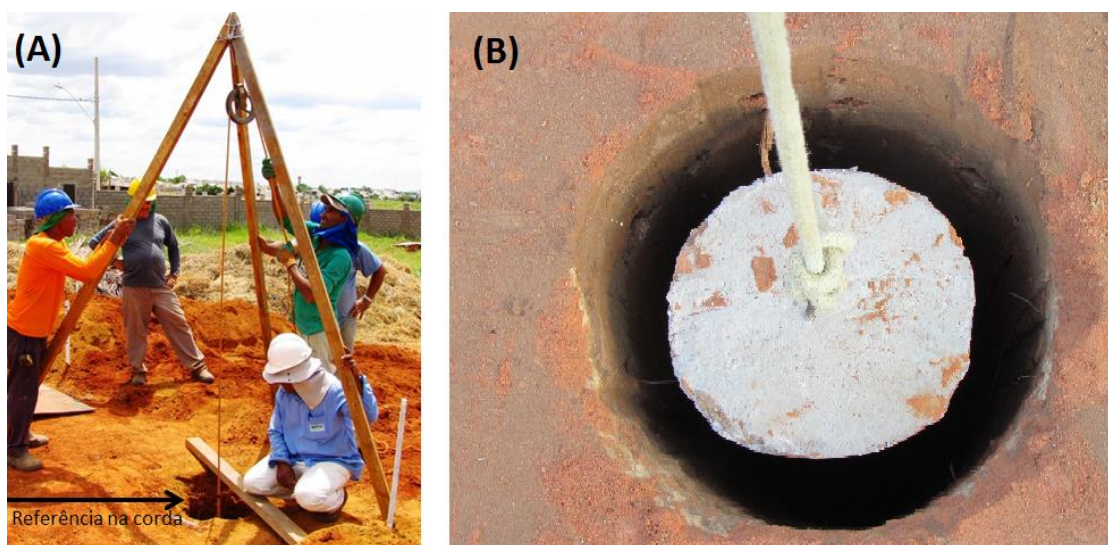


Figura 3.9: (A) Tripé de madeira e (B) pilão de concreto para execução do apiloamento



Figura 3.10: Medição da nega

3.1.3 Método de modificação da ponta com adição de argamassa

Este procedimento, identificado pela silga ET-P.ARG., consistiu na adição e mistura de argamassa ao solo solto na ponta da estaca. O traço da argamassa utilizado para o experimento foi de 1:2, sendo 0,018 m³ de cimento para 0,036 m³ de areia grossa lavada e 0,025 m³ de água. Este traço foi definido a partir de observações empíricas, no qual buscou-se uma boa qualidade da mistura, entretanto levou-se em consideração a relação dos teores de cimento indicados por Vargas (1977), em relação ao volume de solo residente no fundo da escavação somado ao volume de areia utilizada na confecção da argamassa. O teor de cimento utilizado foi de aproximadamente 17% do volume total de solo.

A homogeneização do traço foi realizado por betoneira elétrica. Após a perfuração das estacas, a argamassa foi lançada com auxílio do funil para que se garantisse a queda da mesma no centro da escavação conforme apresenta a Figura 3.11.

Imediatamente após o lançamento da argamassa, foi realizada a mistura da mesma ao solo solto com o auxílio do equipamento trado mecanizado. A mistura se fez com o avanço de 0,5 a 1,0 giro do trado helicoidal no sentido de corte para que fosse possível penetrar as unhas do trado

na camada de solo solto. Feito isto, efetuou-se a rotação do trado helicoidal no sentido reverso ao de corte durante 30 a 40 segundos para homogeneizar os materiais presentes no fundo da escavação, gerando uma massa de solo-cimento. O tempo e quantidade de giros do trado para efetuar a mistura, foi definido em função da observação da massa de solo-cimento aderida no corpo do trado após várias tentativas de misturas, até que se observou uma boa homogeneidade. Portanto, é fundamental a avaliação tátil visual da mistura, pois caso esta não esteja homogênea, sequências adicionais de giros e maior tempo para os mesmos, podem se fazer necessários.



Figura 3.11: Lançamento da argamassa com auxílio do funil

A Figura 3.12 ilustra o trado helicoidal após a realização da mistura. Posteriormente a realização da adição e mistura da argamassa, foi introduzida a armadura longitudinal na estaca e concretagem das mesmas com auxílio do funil.

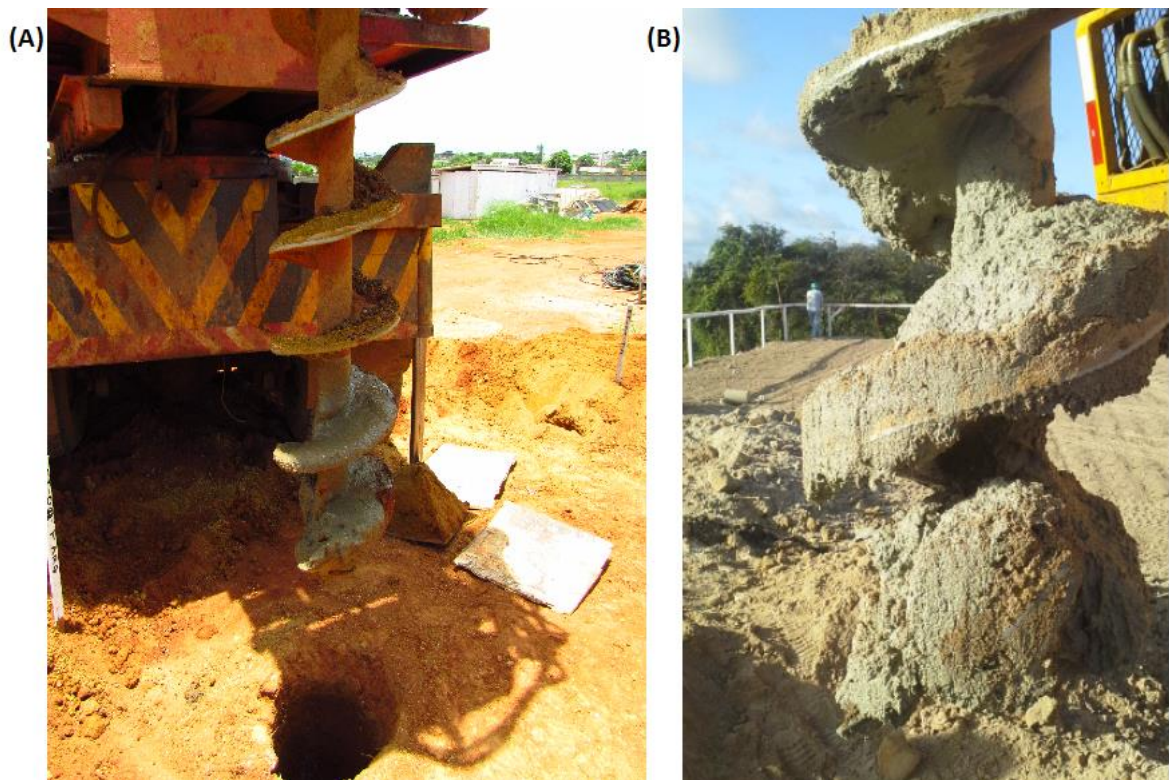


Figura 3.12: (A) e (B) Trado helicoidal após mistura de argamassa no fundo da estaca em locais distintos

3.1.4 Método de modificação da ponta com adição de bucha de concreto apilado

As estacas executadas usando o método de adição e apiloamento de uma bucha de concreto são simbolizadas pelas siglas ET-P.B.C. Esta técnica consiste no lançamento de um concreto de levemente umedecido, com auxílio de um funil, logo após a perfuração da estaca.

A bucha de concreto confeccionada para este método teve seu traço determinado em volume de 1:1,5:3, sendo 0,018 m³ de cimento, 0,027 m³ de areia grossa lavada, 0,054 m³ de brita 1 e 0,009 m³ de água. A homogeneização do traço foi realizada com betoneira elétrica conforme ilustra a Figura 3.13. A Figura 3.14 ilustra o lançamento da bucha de concreto sobre o solo solto na ponta da estaca, com auxílio do funil. Após o lançamento da bucha de concreto, efetuou-se o processo de apiloamento seguindo os mesmos critérios estabelecidos para o método de modificação da ponta com apiloamento, conforme visto no item 3.1.2. O processo de apiloamento é semelhante a proposta de execução da base na ponta de uma estaca tipo Franki (ver, p. ex., HACHICH et al,1998, p.330) . Entretanto, em função da massa do pilão ser muito inferior ao da estaca Franki o processo de execução, bem como o traço desta bucha, foram adaptados.



Figura 3.13: Homogeneização da bucha de concreto com betoneira elétrica



Figura 3.14: Adição de bucha de concreto sobre o solo solto na ponta da estaca

3.1.5 Avaliação do tempo de concretagem

O procedimento proposto consistiu na adoção aleatória de duas estacas de cada campo de teste. Para tal, as estacas escolhidas foram concretadas 24 horas após a perfuração das mesmas.

3.2 Campos de testes

Nos itens 3.2.1 a 3.2.4, são apresentados as características dos campos de testes, bem como as características das estacas ensaiadas.

3.2.1 Campo de teste n° 01 – Natal/RN

O primeiro campo de testes está localizado na cidade de Natal no Rio Grande do Norte. Trata-se de um canteiro de obras de edificações residenciais de dez blocos com quatro pavimentos cada, implantados conforme a Figura 3.15, destacando-se o bloco n°05 onde os testes nas estacas de fundação foram realizados.

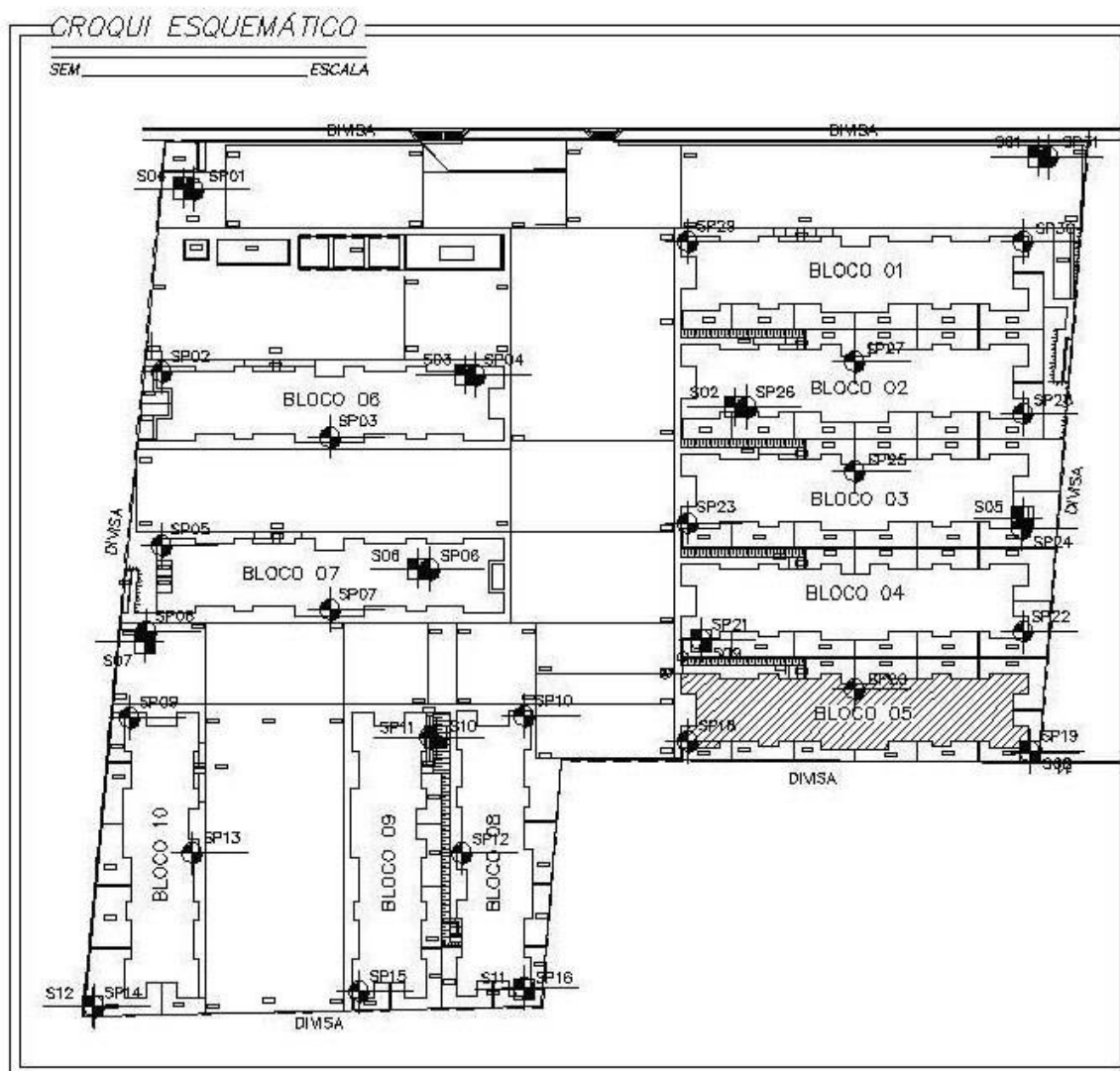


Figura 3.15: Croqui esquemático de localização do empreendimento – campo de teste n°01,

3.2.1.1 Geotecnia local

O solo local analisado por 31 sondagens à percussão executadas no local, trata-se de um solo predominantemente arenoso pouco compacto a muito compacto, de cor amarela e vermelha, sem a presença de lençol freático na época da execução das sondagens a qual foi em fevereiro de 2013. As profundidades atingidas variaram de 11,00 m à 18,00 m aproximadamente. A Figura 3.16 apresenta as características geotécnicas representadas pelo furo de sondagem à percussão (SP-20) mais próximo das estacas de teste.

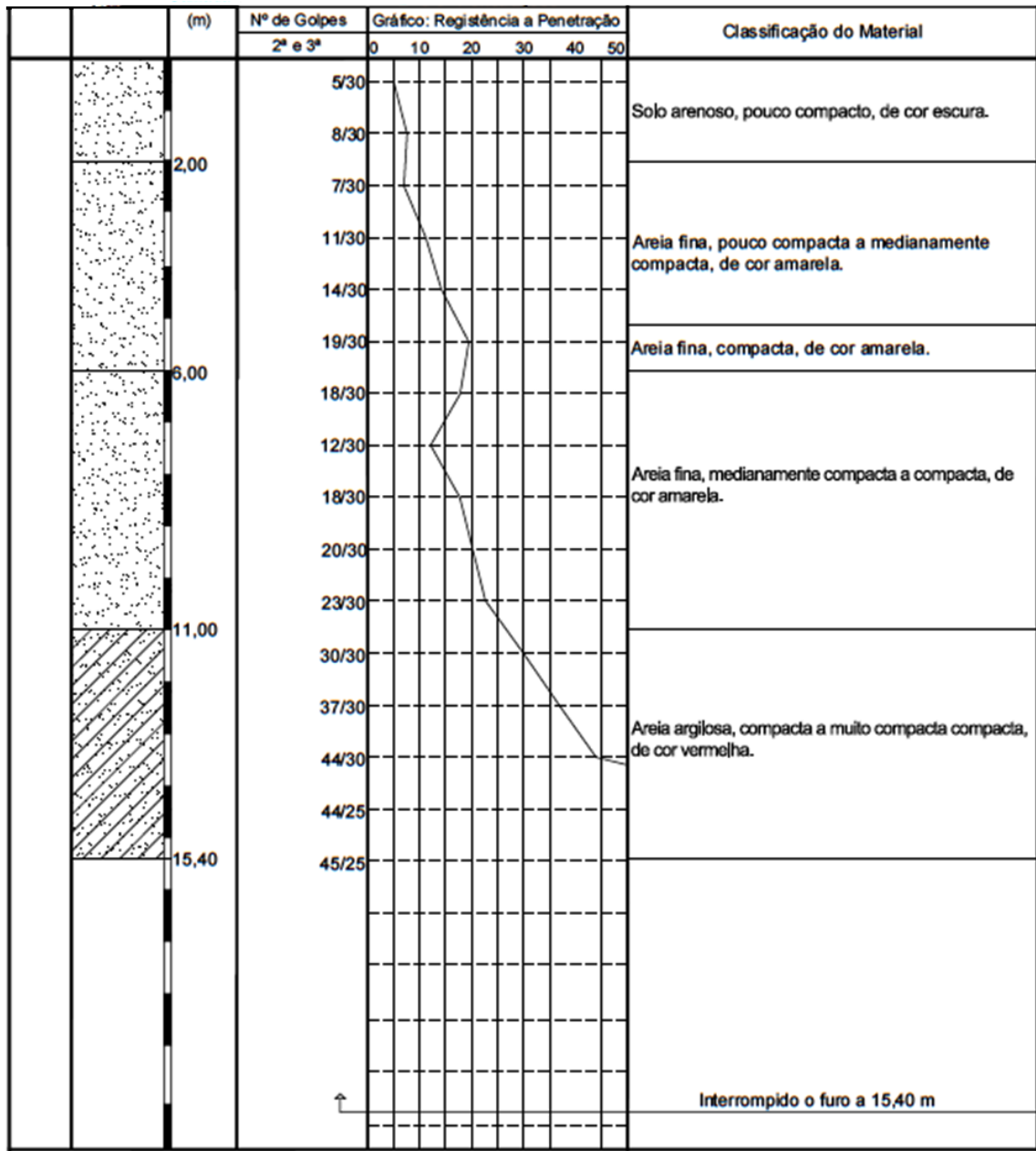


Figura 3.16: Perfil geotécnico – SP20 de referência do campo de teste nº01

3.2.1.2 Dados das estacas

Devido ao prazo e andamento da obra quando da realização da pesquisa, foram escolhidas estacas da própria fundação do bloco nº 05 e sem modificações no dimensionamento geotécnico e geométrico em relação ao projeto, exceto as mudanças feitas no preparo da ponta das estacas. As estacas foram escolhidas de forma a terem ao seu entorno, resultados de ensaio de penetração (SPT) que representam-se de forma mais fidedigna possível a descrição real do substrato local, conforme mencionado no item 3.1.1 e apresentado pela Figura 3.17 a seguir.

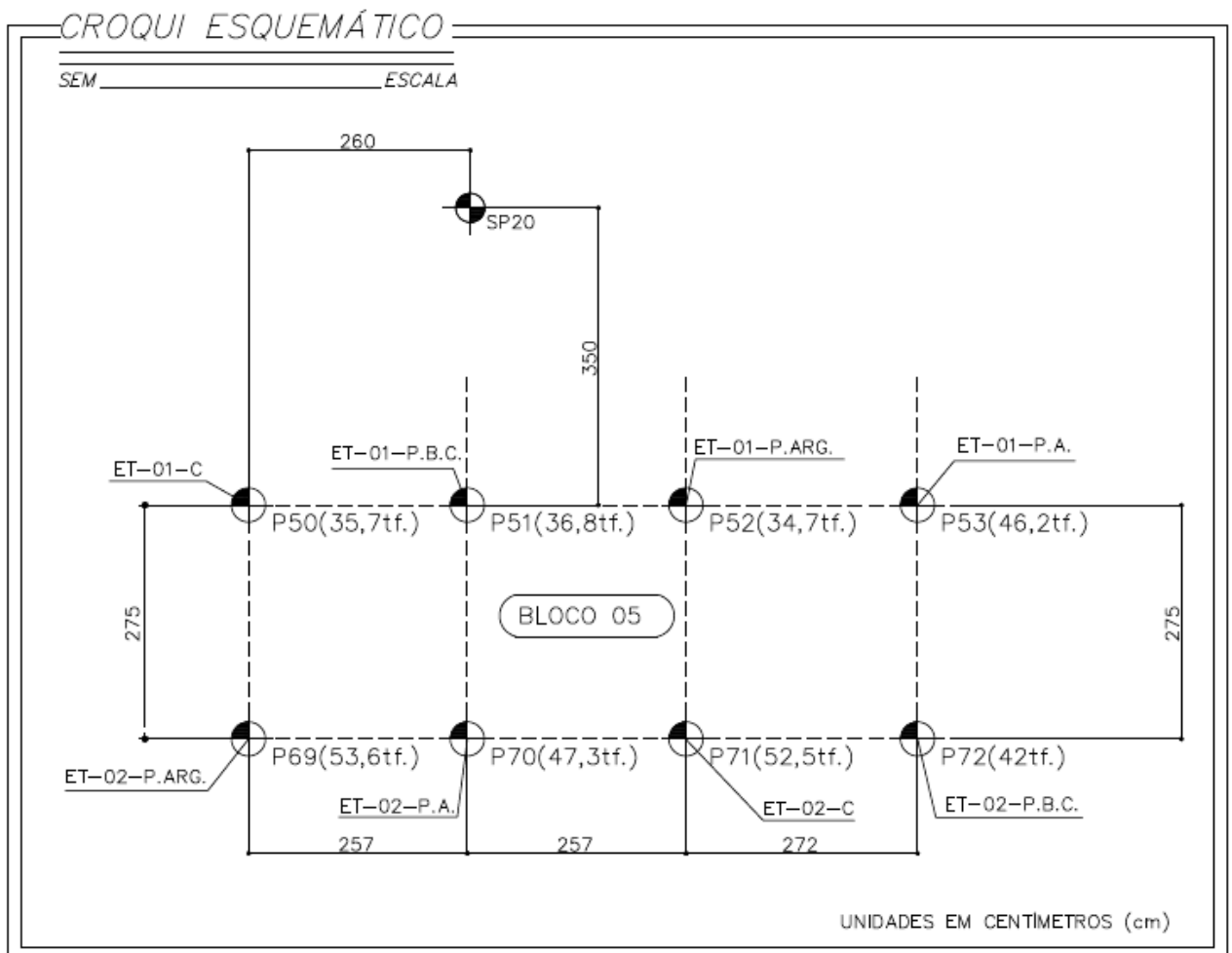


Figura 3.17: Disposição das estacas ensaiadas – campo de teste n°01

As estacas foram executadas com profundidades conforme Tabela 3.1, em função do dimensionamento geotécnico previsto a partir da análise das formulações semi-empíricas propostas, tendo como referência a formulação de Velloso para execução da fundação do bloco n° 05. A ponta das estacas foram apoiadas e embutidas em camada de areia argilosa muito compacta.

Tabela 3.1: Profundidades das estacas de teste- campo de teste n° 01

Profundidade	ET-01- C.	ET-01- P.B.C.	ET-01- P.ARG	ET-01- P.A.	ET-02- P.ARG	ET-02- P.A.	ET-02- C.	ET-02- P.B.C.
(m)	15,07	15,07	15,24	15,28	15,22	15,15	15,12	15,20

Para verificação de uma possível perda de capacidade de carga lateral em função do tempo em exposição versus concretagem, as estacas ET-01-P.B.C. e ET-01-C., foram concretadas 24 horas após as perfurações. As estacas foram paralisadas em camada de areia argilosa muito

compacta de $N_{spt} > 40$ conforme perfil de sondagem SP 20, ilustrado pela Figura 3.16. A variação máxima entre as profundidades das estacas foi de 21 cm entre as mesmas.

3.2.2 Campo de teste n° 02 – João Pessoa/PB

O campo de teste n° 02 está localizado em João Pessoa, capital paraibana. Trata-se de um empreendimento residencial multifamiliar composto por quatorze prédios, sendo treze com quatro pavimentos e um com sete pavimentos. Os testes foram realizados nas estacas de fundação do bloco “O” destacado conforme ilustra a Figura 3.18. As estacas escolhidas não sofreram alterações no dimensionamento geotécnico e geométrico em relação ao projeto, apenas foram realizadas as devidas modificações da ponta das mesmas.

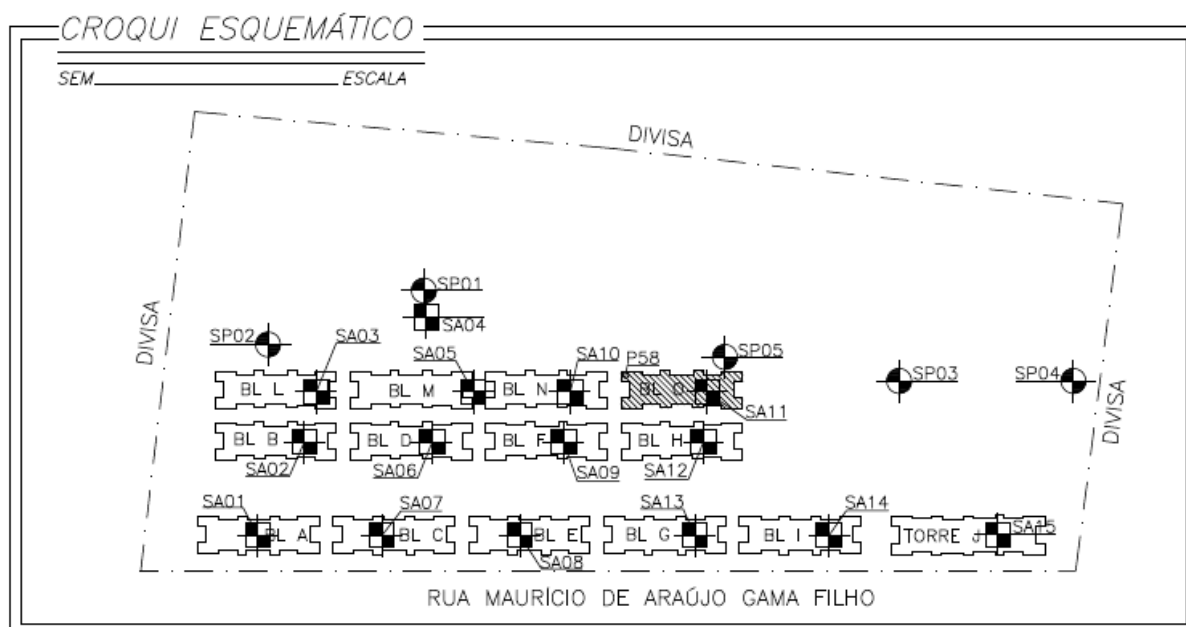


Figura 3.18: Croqui esquemático de localização do empreendimento – campo de teste n°02,

3.2.2.1 Geotecnia local

Para caracterização da geotecnia local foram realizadas duas campanhas de sondagens à percussão distintas, sendo a primeira para reconhecimento geral do terreno, composta por 5 furos. Na segunda campanha foram realizados 15 furos adicionais. O perfil do substrato caracterizado pelas sondagens à percussão, apresenta uma camada superficial de areia fina siltosa fofa até uma profundidade de 1,00 m. Subposta a esta camada, encontra-se uma camada de silte-arenoso pouco compacto a medianamente compacto a uma profundidade média de 6,00 à 8,00 m sotoposta a uma camada de areia fina siltosa medianamente compacta a muito

compacta até o limite das sondagens cuja profundidades variaram de 13,45m à 14,45 m. Não foi encontrado nível freático até o limite das sondagens, as quais foram realizadas em junho de 2013. O perfil de sondagem (SA-11) locado no interior do bloco “O” conforme ilustrado na Figura 3.18, o qual foi adotado como referência para o dimensionamento geotécnico das estacas de teste, é apresentado na Figura 3.19.

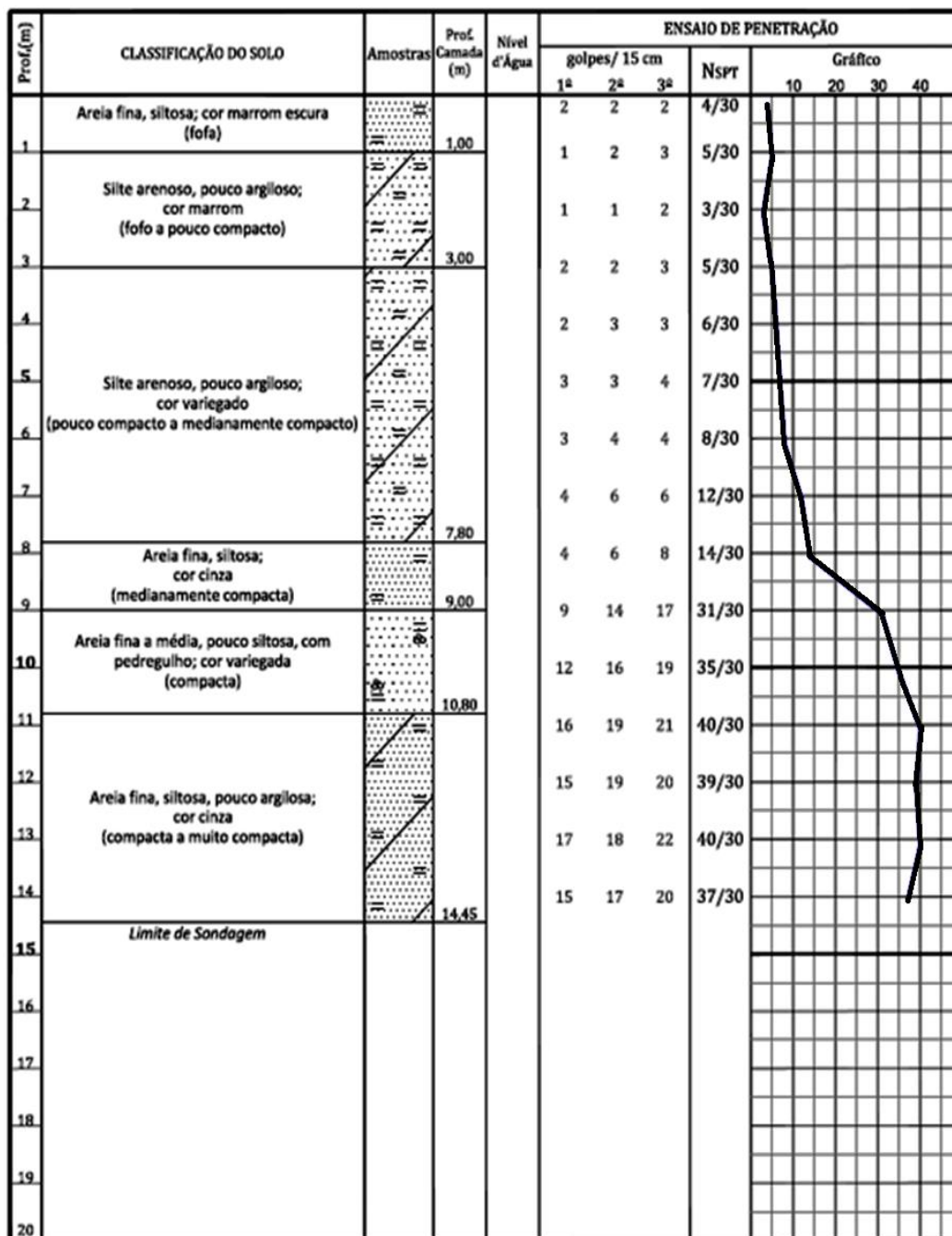


Figura 3.19: Perfil geotécnico – SA-11 de referência do campo de teste nº02

3.2.2.2 Dados das estacas

A Figura 3.20 apresenta a locação das estacas de teste em relação ao furo de sondagem de referência SA-11. As estacas atingiram as profundidades indicadas na Tabela 3.2. A profundidade prevista foi de 12,00 m a partir do dimensionamento geotécnico considerado para o local, considerando os resultados adquiridos a partir da formulação de Velloso (1981), sendo que a ponta das estacas foram apoiadas e embutidas em um solo constituído de areia fina siltosa e pouco argilosa. Houve uma variação máxima de profundidade entre as estacas de 24 cm. As estacas ET-02-C. e ET-02-P.A., foram concretadas após 24 horas as perfurações afim de avaliar possíveis perdas de capacidade de carga lateral.

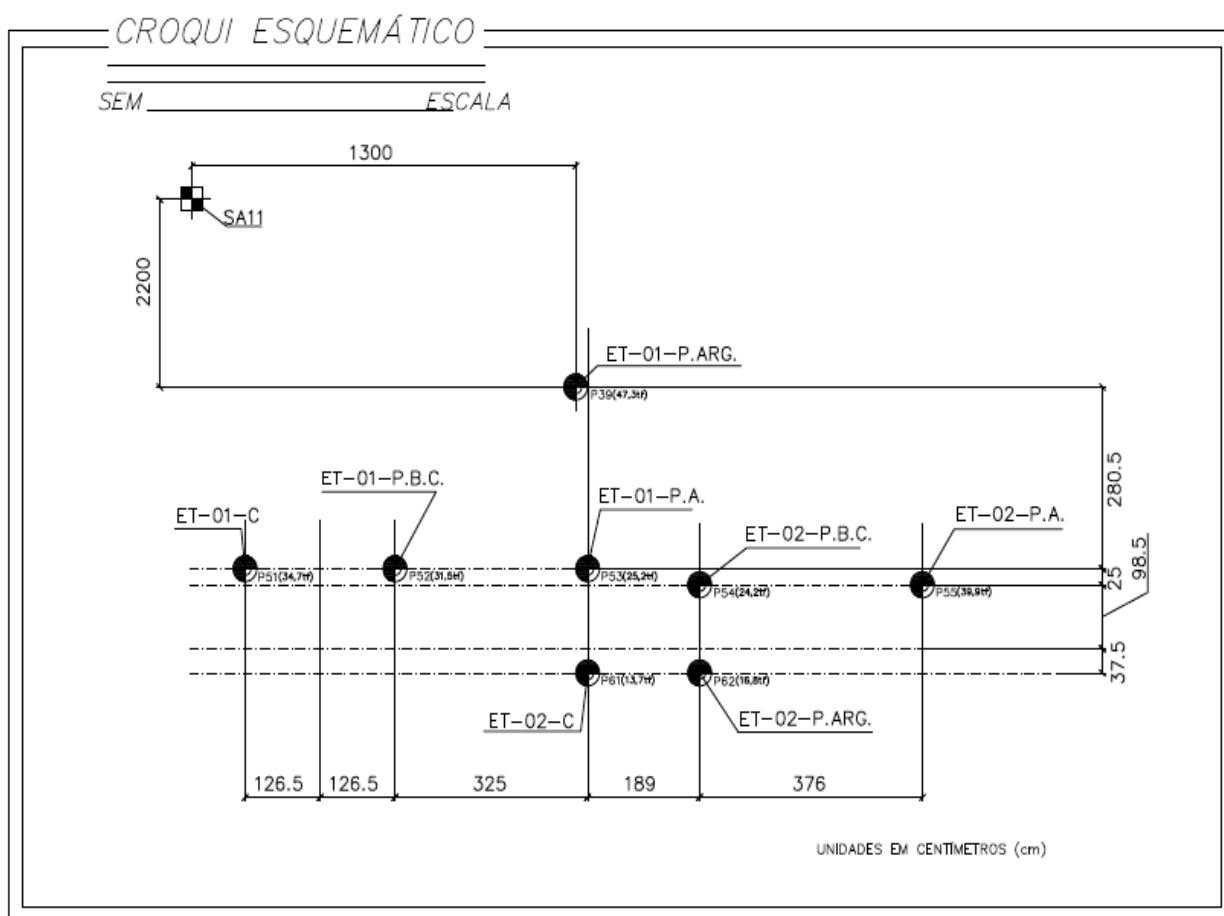


Figura 3.20: Disposição das estacas ensaiadas – campo de teste n°02

Tabela 3.2: Profundidades das estacas de teste- campo de teste n° 02

Profundidade	ET-01- C.	ET-01- P.B.C.	ET-01- P.ARG	ET-01- P.A.	ET-02- P.ARG	ET-02- P.A.	ET-02- C.	ET-02- P.B.C.
(m)	12,10	12,14	12,00	12,22	12,10	12,24	12,19	12,13

3.2.3 Campo de teste n° 03 – Uberlândia/MG

A Figura 3.21 apresenta o terceiro campo de teste utilizado e está localizado em um futuro empreendimento residencial de edificações multifamiliares, na cidade de Uberlândia em Minas Gerais. O empreendimento consta de dezesseis prédios de quatro pavimentos, com estimativa total de mais de mil estacas trado mecanizado. A escolha deste campo de teste foi atribuída ao tipo de solo local que será descrito no item seguinte.

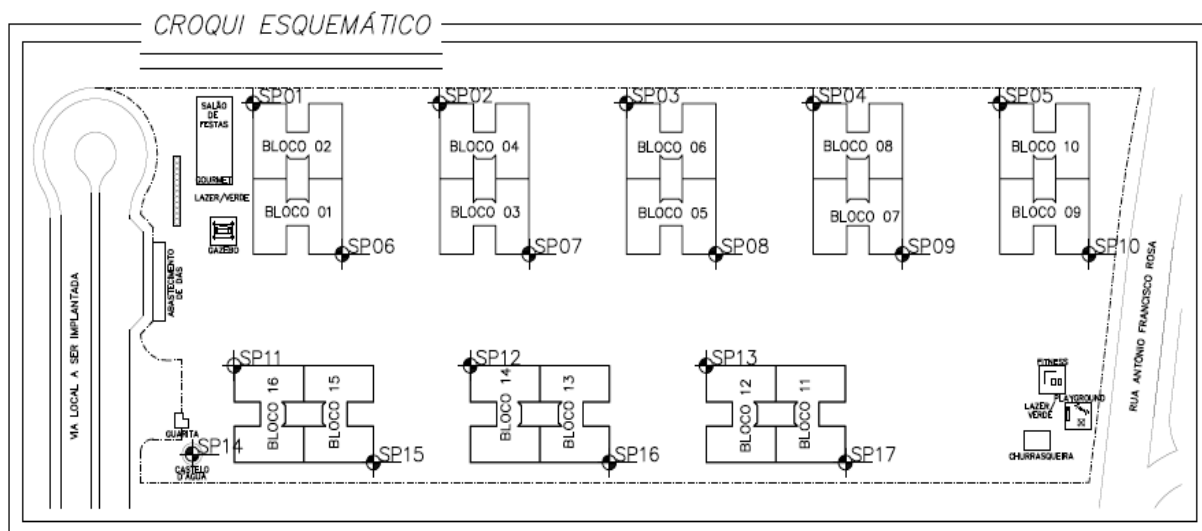


Figura 3.21: Croqui esquemático de localização do empreendimento – campo de teste n°03,

3.2.3.1 Geotecnia local

O subsolo da região apresenta solo predominantemente argiloso. Foram realizados dezessete furos de sondagem à percussão dispostos na área, executados em fevereiro de 2012, onde foi localizada uma camada de argila siltosa mole a rija até os 12,00 m aproximadamente sobreposta a uma camada de argila siltosa de consistência rija com pedregulhos, seguido de um silte argiloso duro até o limite das sondagens e sem o encontro nível freático. Na Figura 3.22, pode ser verificado o perfil do subsolo local representado pelo furo de sondagem à percussão SP-11 o qual foi utilizado como referência para os estudos.

3.2.3.2 Dados das estacas

Neste campo teste as estacas foram locadas a partir da avaliação de todos os furos de sondagem, assumindo o perfil apresentado pelo furo SP-11 (Figura 3.22); como o perfil mediano no que diz respeito a resistência a penetração do amostrador padrão. A locação foi realizada o mais

próximo possível do furo de referência conforme Figura 3.23, não fazendo as estacas parte dos sistemas de fundação das futuras edificações.

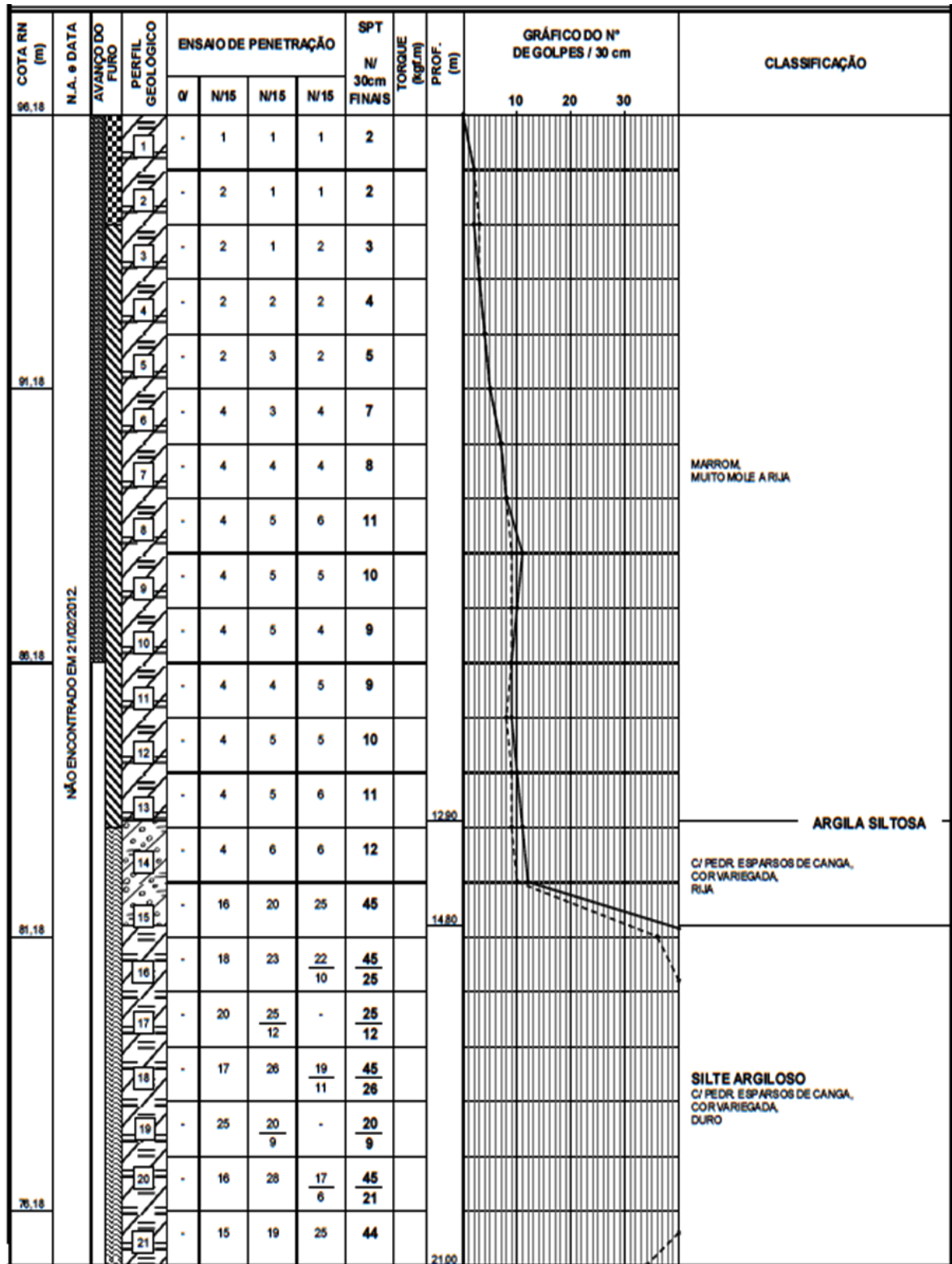


Figura 3.22: Perfil geotécnico – SP-11 de referência do campo de teste n°03

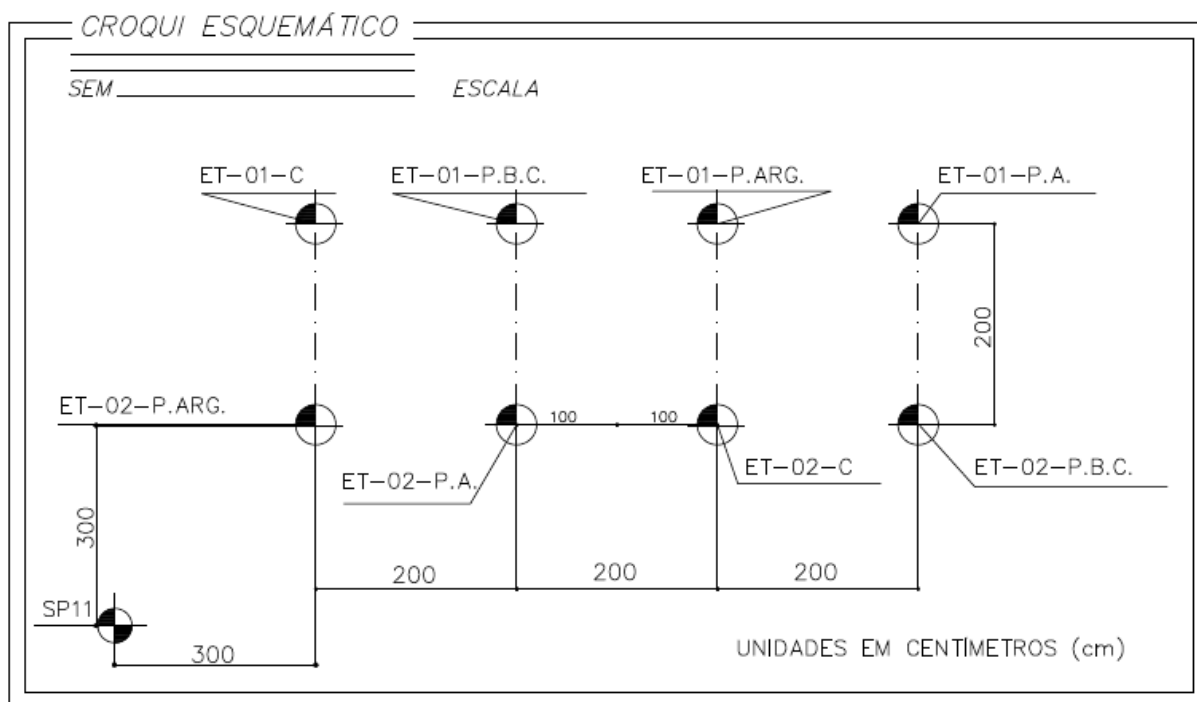


Figura 3.23: Disposição das estacas ensaiadas – campo de teste nº03

Para a execução das estacas neste campo de teste, foi realizado um dimensionamento geotécnico onde chegou-se a uma profundidade prevista de 16,00 baseado na formulação proposta por Velloso (1981), apoiando e embutindo a ponta das estacas em um silte argiloso, conforme verificado na Figura 3.22. Porém, quando da execução da primeira estaca teste perfurada (ET-01-P.A.), a perfuração atingiu uma profundidade de 16,60 m. Em função disto, as demais estacas foram perfuradas tomando como base a profundidade atingida para a estaca ET-01-P.A., descrita anteriormente. A variação máxima ocorrida entre as cotas de apoio das estacas foi de 30 cm. As profundidades das estacas ensaiadas neste campo de teste podem ser vistas na Tabela 3.3. As estacas ET-01-C e ET-02-C, foram concretadas 24 horas após as perfurações, para avaliação de possíveis perdas de capacidade de carga lateral.

Tabela 3.3: Profundidades das estacas de teste- campo de teste nº 03

Profundidade	ET-01-C.	ET-01-P.B.C.	ET-01-P.ARG.	ET-01-P.A.	ET-02-P.ARG.	ET-02-P.A.	ET-02-C.	ET-02-P.B.C.
(m)	16,85	16,64	16,55	16,60	16,55	16,70	16,67	16,60

3.2.4 Campo de teste nº04 – São José dos Campos/SP

O quarto e último campo de teste, ilustrado na Figura 3.24, está localizado em São José dos Campos em São Paulo, e refere-se a um empreendimento residencial constituído de seis prédios

de quatro pavimentos cada. A escolha do local se deu pelas características geotécnicas do subsolo local, que é um substrato sedimentar, predominantemente argiloso na região da ponta das estacas a serem ensaiadas.

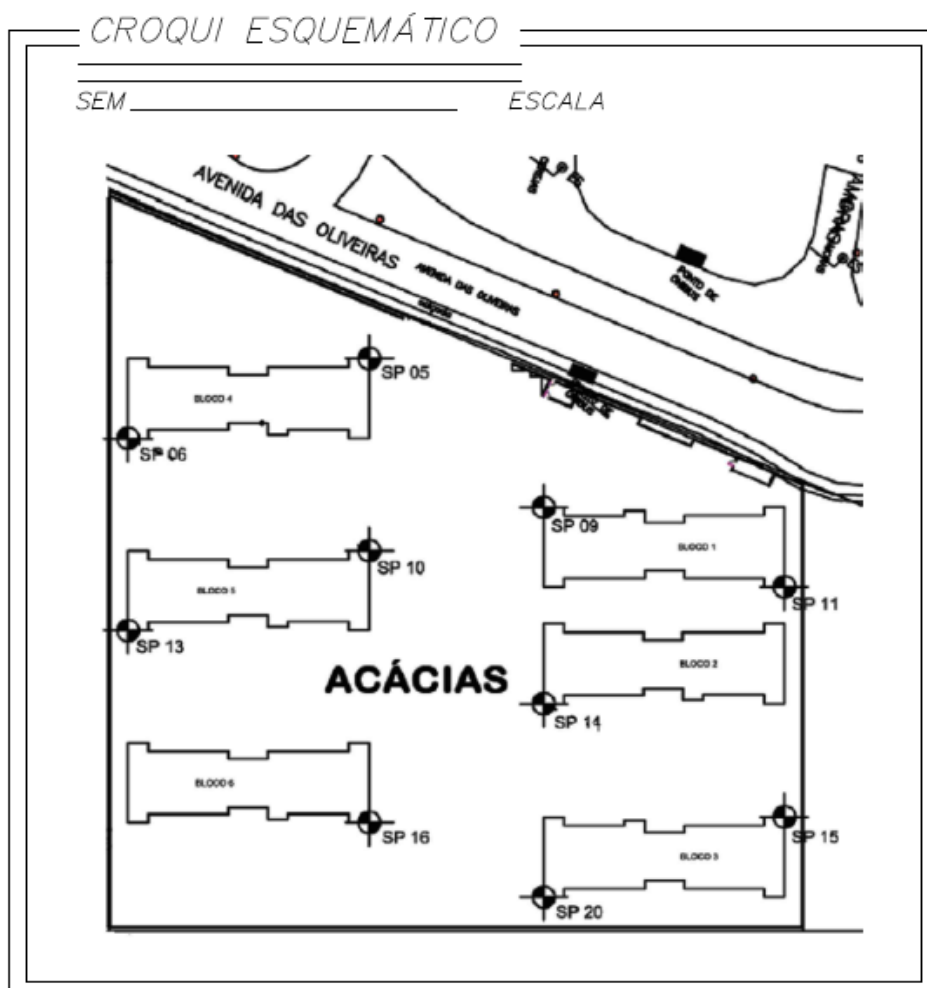


Figura 3.24: Croqui esquemático de localização do empreendimento – campo de teste n°04

3.2.4.1 Geotecnia local

O solo local é predominantemente argiloso com presença de camada de areia argilosa pouco espessa, conforme apresentado pelos doze furos de sondagem à percussão executados no local, com profundidades variando entre 12,45 m a 18,45 m de profundidade, sem presença de nível freático na época da execução das sondagens (agosto de 2013). Em geral o subsolo local é composto por uma camada superficial de argila areno-siltosa mole com profundidade média de 2,00 m, seguido de uma camada de areia argilo-siltosa de consistência fofa a compacta com espessura de 2,00 m a 3,00 m. Abaixo desta camada de areia, há existência de argila silto-arenosa rija a dura até o limite das sondagens. Para melhor caracterizar o solo envolto das

estacas de teste, foi adotado para o dimensionamento geotécnico das estacas o perfil de sondagem SP-06 conforme ilustra a Figura 3.25, que representa uma situação mediana em relação a resistência do solo e as profundidades alcançadas dos demais perfis de sondagem.

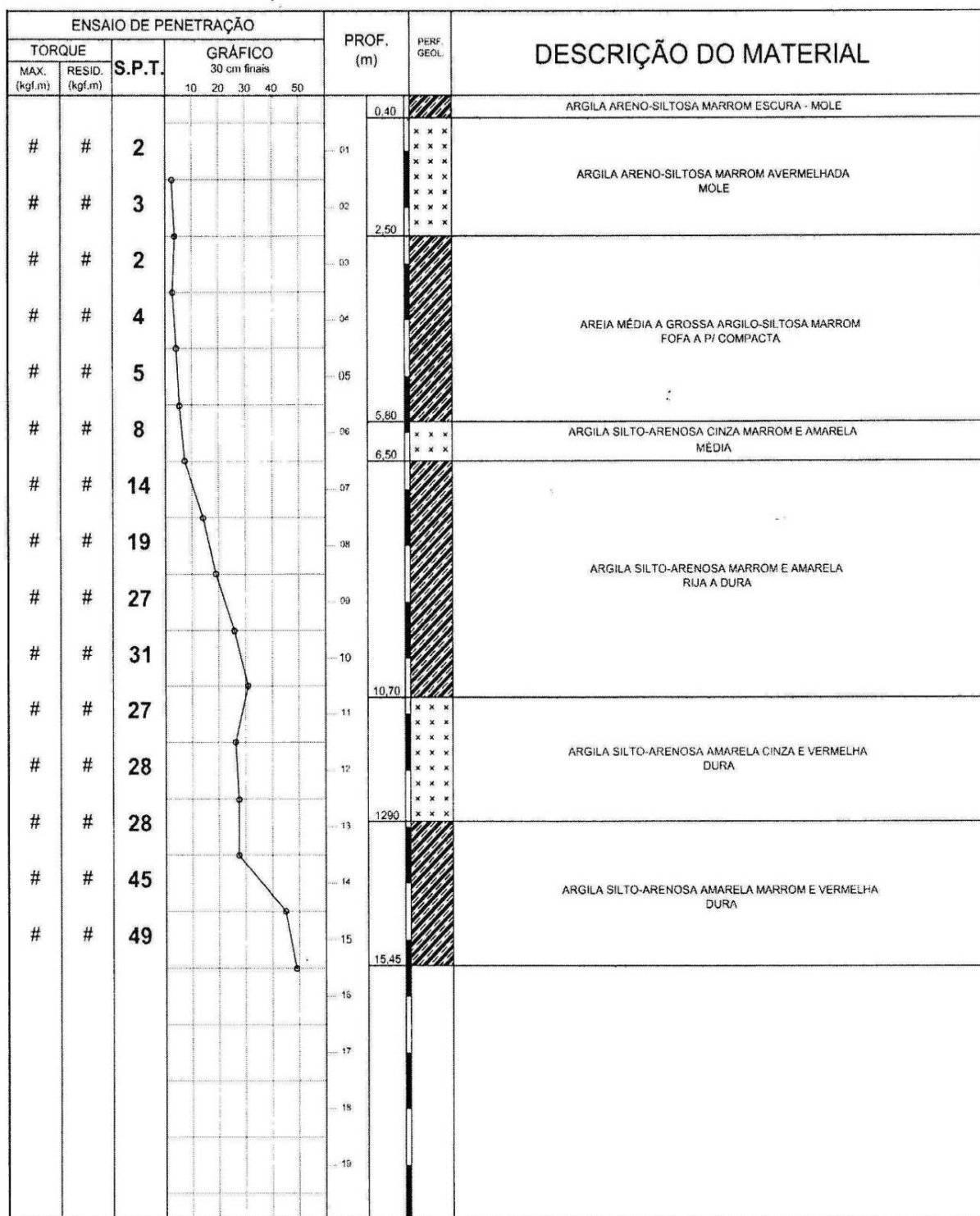


Figura 3.25: Perfil geotécnico – SP-06 de referência do campo de teste n°04

3.2.4.2 Dados das estacas

As estacas de testes também foram locadas o mais próximo possível do furo de sondagem de referência SP-06, conforme Figura 3.26. Foi adotada uma profundidade de 15,00m, definida em função das características do solo na região da ponta das estacas, tratando-se de um solo constituído de argila silto-arenosa com índice de spt > 40 golpes, o que possibilita o estudo de mobilização de cargas na ponta das estacas em mais um tipo de solo. O dimensionamento também foi determinado através da avaliação das formulações semi-empíricas propostas. A profundidade alcançada das estacas ensaiadas pode ser verificada na Tabela 3.4, onde verifica-se uma variação máxima de 10 cm entre a cota de apoio das estacas. As estacas ET-01-P.B.C. e ET-01- P.ARG. foram concretadas 24 horas após as perfurações, para avaliação de possíveis perdas de capacidade de carga lateral.

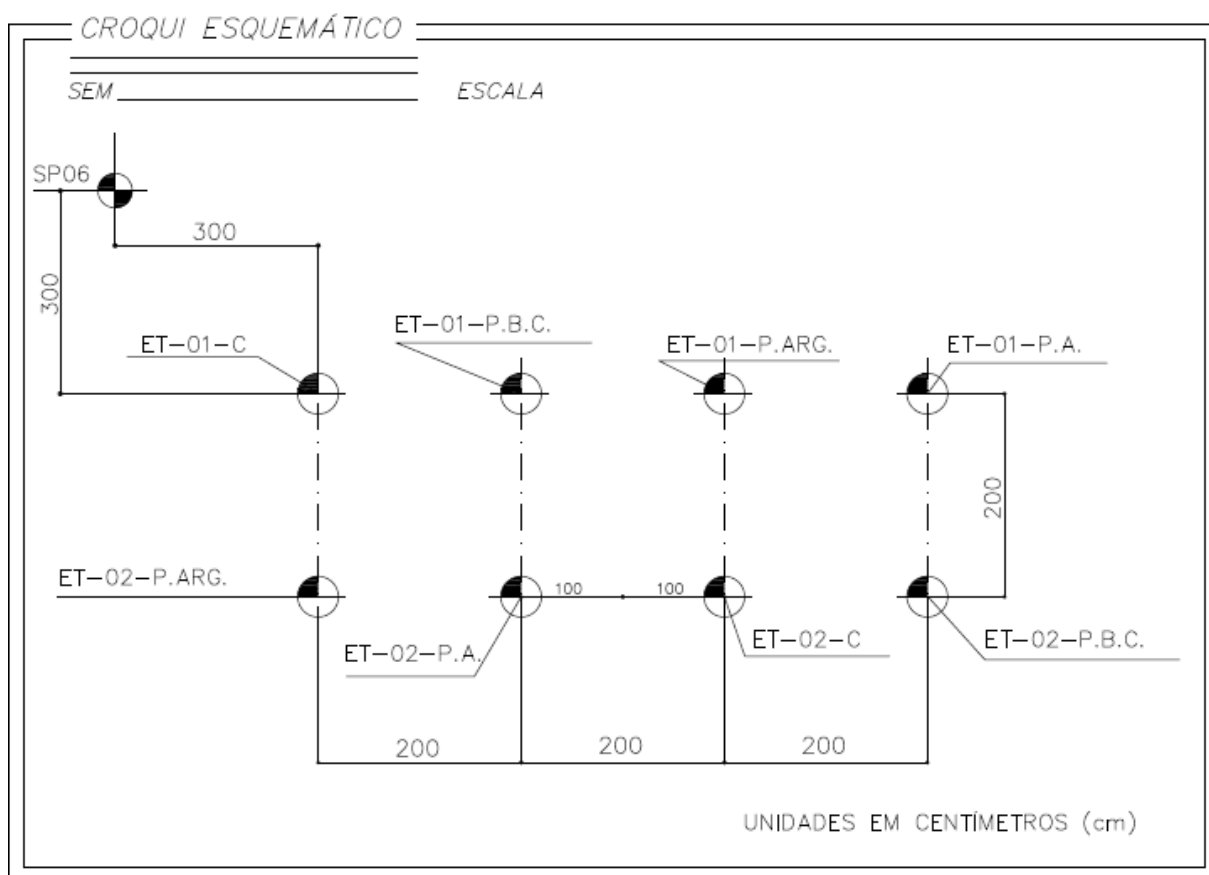


Figura 3.26: Disposição das estacas ensaiadas – campo de teste n°04

Tabela 3.4: Profundidades das estacas de teste- campo de teste n° 04

Profundidade	ET-01- C	ET-01- P.B.C.	ET-01- P.ARG	ET-01- P.A.	ET-02- P.ARG	ET-02- P.A.	ET-02- C	ET-02- P.B.C.
(m)	15,00	14,90	14,95	14,95	14,95	14,93	14,90	15,00

3.3 Estimativa de capacidade de carga de ruptura das estacas teste

O dimensionamento geotécnico sob o ponto de vista de carga de ruptura das estacas de teste, foram realizados a partir dos resultados das sondagens à percussão tomadas como referência em cada campo, com a aplicação das formulações semi-empíricas, as quais foram apresentadas no item 2.6 desta pesquisa. A Tabela 3.5, apresenta os resultados das estimativas de capacidade de carga de ruptura das estacas para todos os campo de teste:

Tabela 3.5: Capacidade de carga de ruptura das estacas teste

MÉTODO DE CÁLCULO	CARGA DE RUPTURA PREVISTA	CAMPO DE TESTE NÚMERO			
		C. T.	C. T.	C. T.	C. T.
		01	02	03	04
AOKI-VELLOSO (1975)	Q_l (kN)	1050,00	520,00	305,00	620,00
	Q_p (kN)	1260,00	1310,00	480,00	680,00
	Q_r (kN)	2310,00	1830,00	785,00	1300,00
DECOURT-QUARESMA (1978)	Q_l (kN)	600,00	430,00	660,00	635,00
	Q_p (kN)	1250,00	970,00	750,40	620,80
	Q_r (kN)	1850,00	1400,00	1410,40	1255,80
TEIXEIRA (1996)	Q_l (kN)	1530,00	860,00	840,00	1420,00
	Q_p (kN)	1010,00	1160,00	510,50	750,00
	Q_r (kN)	2540,00	2020,00	1350,50	2180,00
VELLOSO (1981)	Q_l (kN)	970,00	640,00	540,50	850,00
	Q_p (kN)	1220,00	960,00	710,00	590,00
	Q_r (kN)	2190,00	1600,00	1250,50	1440,00
VORCARO-VELLOSO (2000)	Q_l (kN)	780,50	470,00	500,50	560,60
	Q_p (kN)	30,90	30,00	30,10	30,10
	Q_r (kN)	820,40	1750,40	530,60	590,70

4 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARREGAMENTOS DINÂMICOS – PDA

Todas as estacas em cada campo de teste foram ensaiadas com aplicação de energias crescentes. Os resultados apresentados nesta pesquisa para a parcela de ponta, referem-se aos carregamentos mobilizados nas estacas através dos ensaios dinâmicos e não da capacidade de carga total ou de ruptura da ponta, uma vez que estas não foram alcançadas conforme pode se verificar nos gráficos de carga recalque relacionados nos apêndices (A), (B), (C) e (D). Entretanto, em relação a parcela de carga lateral, foi considerado como a carga total ou de ruptura lateral as cargas alcançadas nos ensaios, uma vez que houve a mobilização de cargas na ponta de todas as estacas, a qual somente ocorre após a mobilização total da parcela lateral, ou seja, da ruptura do atrito entre a estaca e o solo. Estes resultados serão apresentados nos itens 4.1 ao 4.4 separadamente por campo de teste, através de tabelas e gráficos.

4.1 Campo de teste nº 01

A seguir serão apresentados os resultados dos ensaios realizados na cidade de Natal, no Rio Grande do Norte, primeiro campo de teste, realizado em novembro de 2013. A Tabela 4.1 apresenta os valores exatos de cargas mobilizadas e as Figuras 4.1, 4.3 e 4.4 apresentam respectivamente, as cargas laterais, de pontas e totais mobilizadas.

Tabela 4.1: Cargas mobilizadas nos ensaios dinâmicos para o campo de teste nº 01.

Cargas Mobilizadas (kN)	Estacas Ensaaiadas							
	ET-01-C.	ET-02-C.	ET-01-P.B.C.	ET-02-P.B.C.	ET-01-P.ARG.	ET-02-P.ARG.	ET-01-P.A.	ET-02-P.A.
Q_l	679,00	1015,00	624,00	1062,00	1367,00	285,00	1062,00	1620,00
Q_p	73,00	92,00	213,00	32,00	268,00	401,00	105,00	28,00
Q_t	752,00	1107,00	837,00	1094,00	1635,00	686,00	1167,00	1648,00

De maneira geral, os valores de carga mobilizada na ponta apresentaram resultados de maior grandeza, quando aplicado os métodos de modificações realizadas nas pontas das estacas. Na Tabela 4.2, estão relacionadas as cargas médias através do ensaio de carregamento dinâmico de todos os métodos de modificação de ponta aplicados. Também é mostrado o percentual de ganho ou perda média de carga em relação aos resultados obtidos nas estacas convencionais,

bem como o tempo médio gasto para a execução de cada tipo de modificação sem levar em consideração o tempo de perfuração.

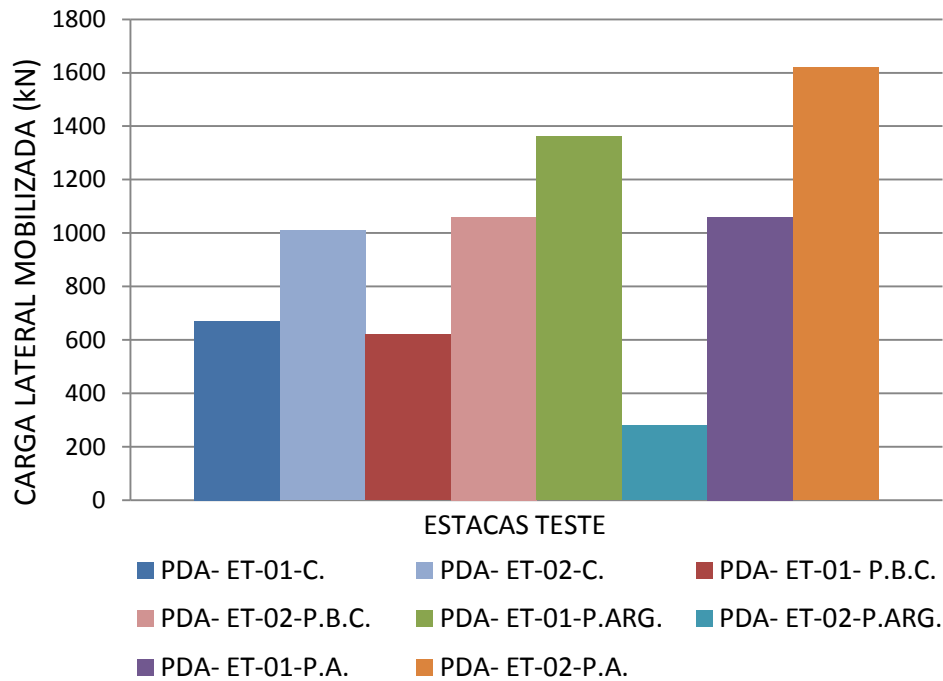


Figura 4.1: Gráfico para cargas laterais mobilizadas no campo de teste nº 01.

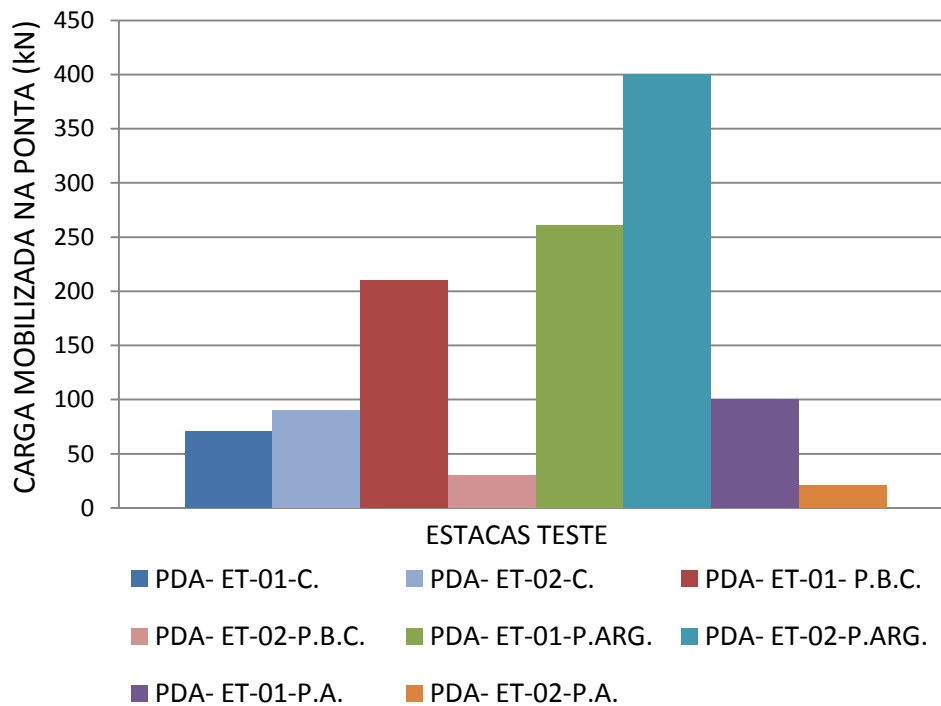


Figura 4.2: Gráfico para cargas mobilizadas na ponta, no campo de teste nº 01.

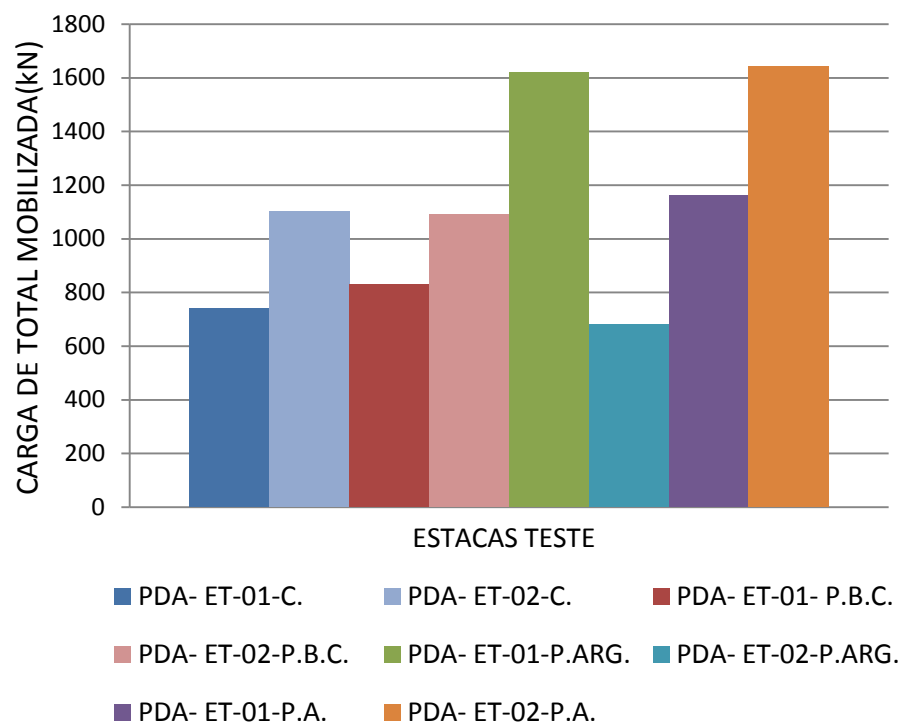


Figura 4.3: Cargas totais mobilizadas no campo de teste nº 01.

Tabela 4.2: Ganho ou perda de carga em relação ao método de execução convencional – campo de teste nº01

MÉDIA DA CAPACIDADE DE CARGA DE PONTA - CAMPO DE TESTE - 01					
MÉTODOS	k		CARGA MÉDIA POR MÉTODO (kN)	PERCENTUAL DE GANHO/PERDA DE CARGA (%)	TEMPO MÉDIO DE EXECUÇÃO DE CADA MÉTODO/ESTACA (min)
CONVENCIONAL	ET-01-C	73,00	82,5	← MÉTODO DE REFERÊNCIA	NÃO MEDIDO
	ET-02-C	92,00			
PONTA COM BUCHA DE CONCRETO APILOADO	ET-01-P.B.C.	213,00	122,5	48,48%	35-45
	ET-02-P.B.C.	32,00			
PONTA ARGAMASSADA	ET-01-P.ARG.	268,00	334,5	305,45%	7-9
	ET-02-P.ARG.	401,00			
PONTA APILODA	ET-01-P.A.	105,00	66,5	-19,39%	25-30
	ET-02-P.A.	28,00			

Em relação aos percentuais encontrados, pode-se observar um enorme ganho na capacidade de carga de ponta (305,45% em média) para a técnica de adição de argamassa. Isto deve-se a provável homogeneidade alcançada da mistura da argamassa ao solo solto no fundo da cavidade

da estaca, proporcionando um excelente contato solo-elemento de fundação. Em relação aos valores de 28,0 kN obtido na estaca ET-02-P.A. e 32,0 kN na ET-02-P.B.C., em um primeiro momento sugere-se que isso se deu devido à má compactação pelo processo de apiloamento na ponta das estacas, bem como a um possível acúmulo de solo solto devido ao atrito do pilão com o fuste da estaca.

A perda de capacidade de carga de lateral foi verificada nas estacas ET-01-C e ET-01-P.B.C., escolhidas aleatoriamente para avaliação, conforme demonstra a Tabela 4.3. O baixo valor de 285,0 kN alcançado na estaca ET-02-P.ARG.; está possivelmente ligado ao fato da paralisação prematura do ensaio nesta estaca, em função da ruptura do prolongamento do concreto da mesma, executado para realização do ensaio.

Tabela 4.3: Perda de carga lateral em relação ao tempo de perfuração x concretagem – campo de teste n°01

MÉTODOS	CARGA POR ESTACA (kN)		TEMPO DE PERFURAÇÃO X CONCRETAGEM	MÉDIA DO SOMATÓRIO DE CARGAS (kN)	
CONVENCIONAL	ET-01-C	679,00	24 HORAS	ESTACAS CONCRETADAS DE IMEDIATO = 1068,5 kN	
	ET-02-C	1015,00	IMEDIATO		
PONTA COM BUCHA DE CONCRETO APILOADO	ET-01-P.B.C.	624,00	24 HORAS		
	ET-02-P.B.C.	1062,00	IMEDIATO		
PONTA ARGAMASSADA	ET-01-P.ARG.	1367,00	IMEDIATO		ESTACAS CONCRETADAS 24 HORAS DEPOIS = 651,5 kN
	ET-02-P.ARG.	285,00	IMEDIATO		
PONTA APILODA	ET-01-P.A.	1062,00	IMEDIATO		
	ET-02-P.A.	1620,00	IMEDIATO		
PERCENTUAL DE PERDA DE CARGA			(%)	-39,02	

A queda de 39,02% na capacidade de carga lateral verificada, está possivelmente ligada ao tipo de solo local, que se trata de um perfil predominantemente arenoso, onde as perdas de tensões confinantes atuam de forma mais rápida do que quando comparado a solos argilosos.

4.2 Campo de teste n° 02

As estacas referentes ao segundo campo de teste localizado em João Pessoa na Paraíba foram executadas em dezembro de 2013 e os resultados são apresentados abaixo na Tabela 4.4 e nas

Figuras 4.4 a 4.6 com representação gráfica das cargas laterais, de pontas e totais mobilizadas respectivamente:

Tabela 4.4: Cargas mobilizadas nos ensaios dinâmicos para o campo de teste nº 02.

Cargas Mobilizadas (kN)	Estacas Ensaçadas							
	ET-01-C.	ET-02-C.	ET-01-P.B.C.	ET-02-P.B.C.	ET-01-P.ARG.	ET-02-P.ARG.	ET-01-P.A.	ET-02-P.A.
Q_l	671,00	361,00	802,00	615,00	474,00	484,00	1151,00	778,00
Q_p	534,00	99,00	386,00	480,00	524,00	543,00	174,00	252,00
Q_t	1205,00	460,00	1188,00	1095,00	998,00	1027,00	1325,00	1030,00

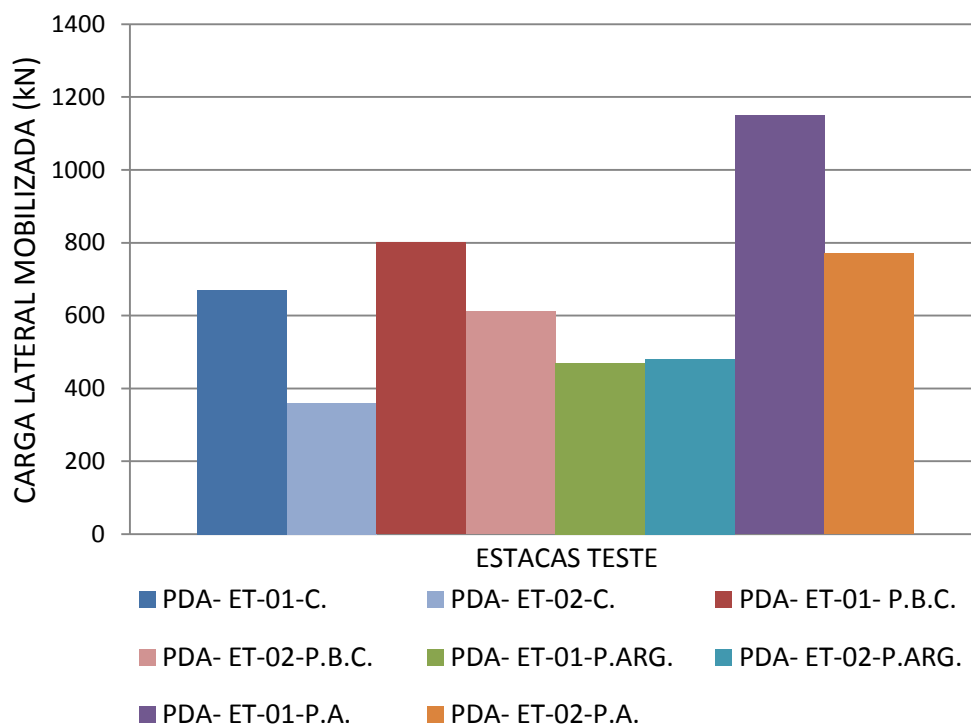


Figura 4.4: Gráfico para cargas laterais mobilizadas no campo de teste nº 02.

Pode-se observar na Figura 4.5 que os resultados das cargas mobilizadas na ponta das estacas, foram mais elevados naquelas que tiveram a adição de argamassa misturada ao solo retido na ponta. Os valores médios e percentual médio do ganho de carga na ponta verificados nos ensaios de carregamento dinâmico e tempo médio para execução dos procedimentos de modificação das pontas são apresentados na Tabela 4.5.

Verifica-se, em todos os tipos de modificações ganhos na capacidade de carga, exceto no procedimento de ponta apiloada, que apresentou perda de carga de forma geral. Vale ressaltar o alto valor de capacidade de carga alcançada na estaca ET-01-C de 534,0 kN, resultado este que, não caracteriza a situação genérica do solo abaixo dos contatos estacas/solo, Este resultado, na verdade, pode ser em função da paralização da ponta em camada de rocha alterada, o que foi

verificado quando da perfuração da mesma. As estacas ET-02-C e ET-02-P.A., apresentaram perda de carga lateral conforme percentual médio apresentado na Tabela 4.6.

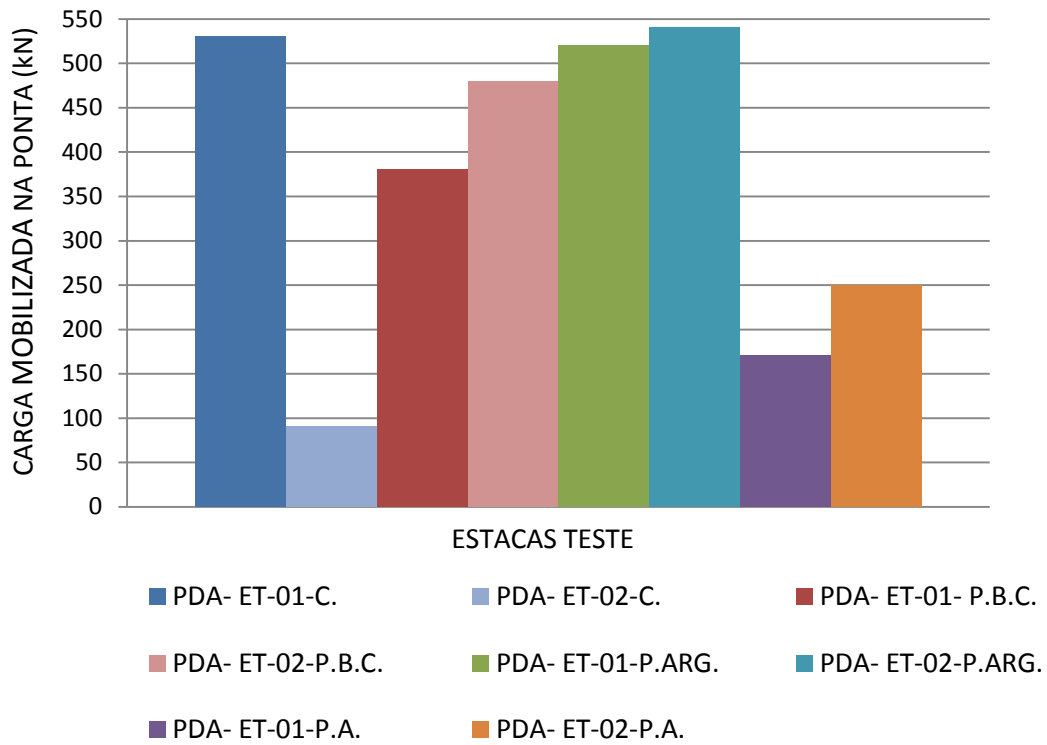


Figura 4.5: Gráfico para cargas mobilizadas na ponta, no campo de teste nº 02.

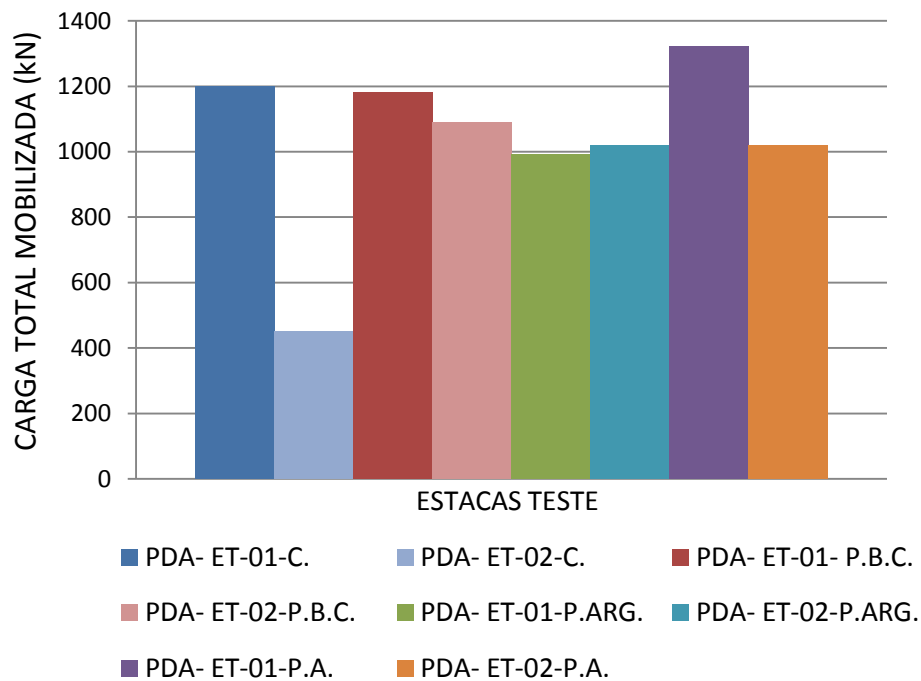


Figura 4.6: Cargas totais mobilizadas no campo de teste nº 02.

Tabela 4.5: Ganho ou perda de carga em relação ao método de execução convencional – campo de teste n°02

MÉDIA DA CAPACIDADE DE CARGA DE PONTA - CAMPO DE TESTE - 02					
MÉTODOS	CARGA POR ESTACA (kN)		CARGA MÉDIA POR MÉTODO (kN)	PERCENTUAL DE GANHO/PERDA DE CARGA (%)	TEMPO MÉDIO DE EXECUÇÃO DE CADA MÉTODO/ESTACA (min)
CONVENCIONAL	ET-01-C	534,00	316,5	← MÉTODO DE REFERÊNCIA	NÃO MEDIDO
	ET-02-C	99,00			
PONTA COM BUCHA DE CONCRETO APILOADO	ET-01-P.B.C.	386,00	433	36,81%	34-42
	ET-02-P.B.C.	480,00			
PONTA ARGAMASSADA	ET-01-P.ARG.	524,00	533,5	68,56%	8-10
	ET-02-P.ARG.	543,00			
PONTA APILOADA	ET-01-P.A.	174,00	213	-32,70%	25-30
	ET-02-P.A.	252,00			

Tabela 4.6: Perda de carga lateral em relação ao tempo de perfuração x concretagem – campo de teste n°02

MÉTODOS	CARGA POR ESTACA (kN)		TEMPO DE PERFURAÇÃO X CONCRETAGEM	MÉDIA DO SOMATÓRIO DE CARGAS (kN)
CONVENCIONAL	ET-01-C	671,00	IMEDIATO	ESTACAS CONCRETADAS DE IMEDIATO = 699,5 kN
	ET-02-C	361,00	24 HORAS	
BUCHA DE CONCRETO APILOADA	ET-01-P.B.C.	802,00	IMEDIATO	MÉDIA DAS CARGAS DAS ESTACAS CONCRETADAS 24 HORAS DEPOIS = 569,5 kN
	ET-02-P.B.C.	615,00	IMEDIATO	
PONTA ARGAMASSADA	ET-01-P.ARG.	474,00	IMEDIATO	
	ET-02-P.ARG.	484,00	IMEDIATO	
PONTA APILOADA	ET-01-P.A.	1151,00	IMEDIATO	
	ET-02-P.A.	778,00	24 HORAS	
PERCENTUAL DE PERDA DE CARGA			(%)	-18,58

Sugere-se que a queda de 18,58% na capacidade de carga lateral verificada, está associada ao tipo de solo local, assim como no campo de teste n°01 que se trata de um perfil arenoso. Entretanto, como o campo de teste n°02 possui camadas onde há predominância de materiais siltsosos com presença de argilas, pode-se associar que a menor queda de capacidade de carga

lateral encontrada, está ligada a menor perda de tensão confinante em função de melhores condições das propriedades coesivas.

4.3 Campo de teste nº 03

Os resultados referentes aos ensaios das estacas executadas em janeiro de 2014, ensaiadas em março de 2014 na cidade de Uberlândia em Minas Gerais, são apresentados na Tabela 4.7. As Figuras 4.7 a 4.9 apresentam os resultados em forma de gráficos, respectivamente as parcelas de cargas laterais, de pontas e totais, mobilizadas nos ensaios.

Tabela 4.7: Cargas mobilizadas nos ensaios dinâmicos para o campo de teste nº 03.

Cargas Mobilizadas (kN)	Estacas Ensaçadas							
	ET-01-C.	ET-02-C.	ET-01-P.B.C.	ET-02-P.B.C.	ET-01-P.ARG.	ET-02-P.ARG.	ET-01-P.A.	ET-02-P.A.
Q_t	1144,00	1361,00	1240,00	1493,00	1473,00	931,00	1170,00	1242,00
Q_p	236,00	339,00	304,00	428,00	384,00	611,00	330,00	478,00
Q_t	1380,00	1700,00	1544,00	1921,00	1857,00	1542,00	1500,00	1720,00

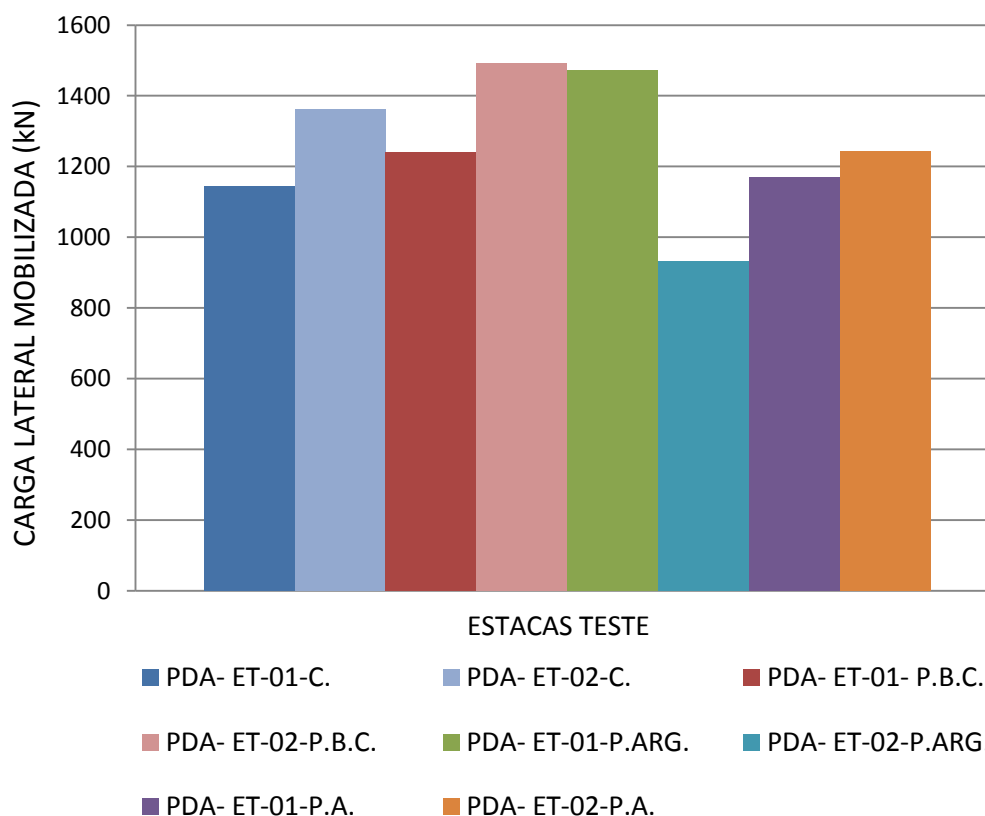


Figura 4.7: Gráfico para cargas laterais mobilizadas no campo de teste nº 03.

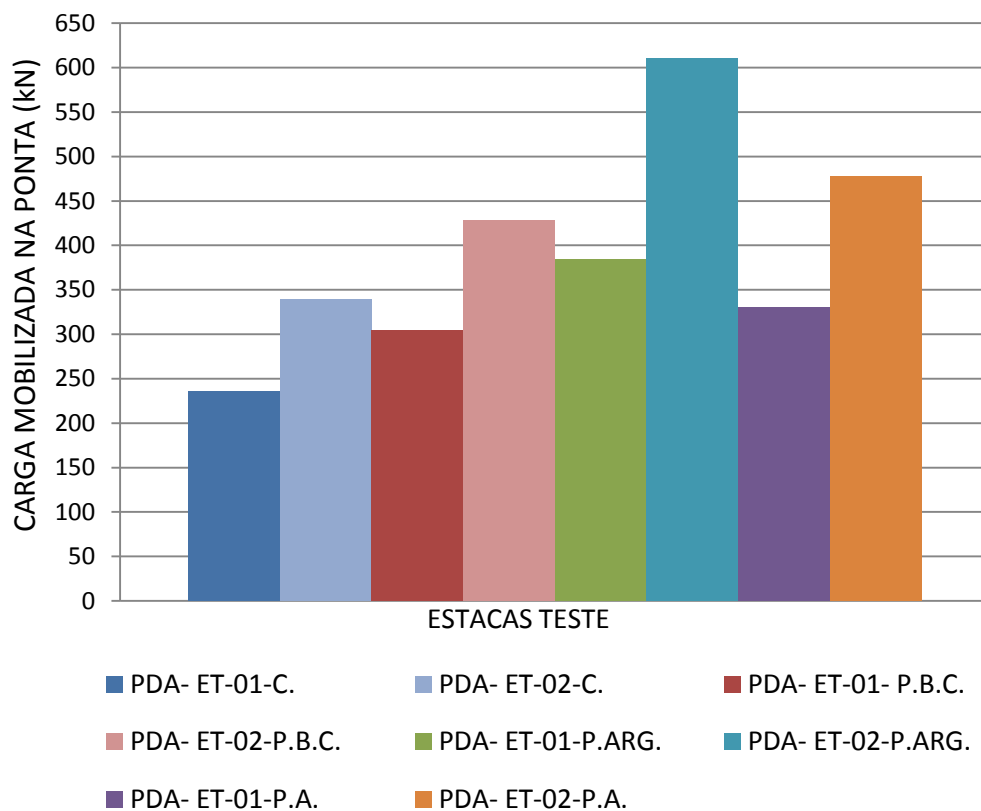


Figura 4.8: Gráfico para cargas mobilizadas na ponta, no campo de teste nº 03.

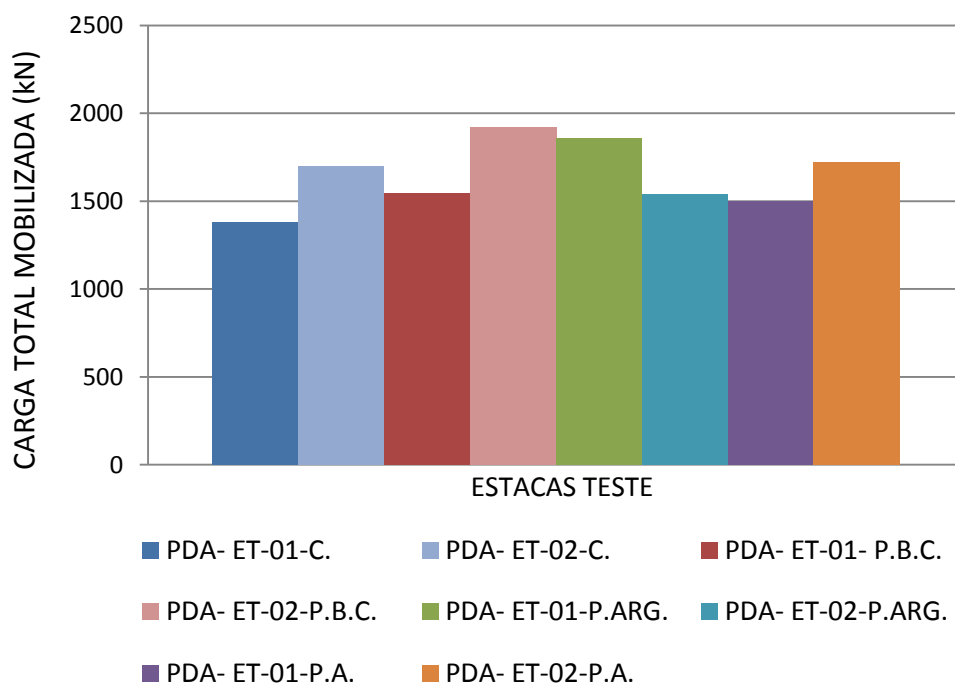


Figura 4.9: Cargas totais mobilizadas no campo de teste nº 03.

Observa-se, nos resultados obtidos, que todas as modificações realizadas na ponta das estacas elevaram a capacidade de carga mobilizada na ponta, destacando-se à estaca ET-02-P.ARG.

(ponta argamassada), cujo valor de carga mobilizada na ponta foi de 611,0 kN, valor este acima da média geral para os demais métodos aplicados. A Tabela 4.8, apresenta os valores de carga e percentual médio de carga mobilizada, bem como o tempo médio gasto para execução das modificações em campo.

Tabela 4.8 Ganho ou perda de carga em relação ao método de execução convencional – campo de teste nº03

MÉDIA DA CAPACIDADE DE CARGA DE PONTA - CAMPO DE TESTE - 03					
MÉTODO	CARGA POR ESTACA (KN)		CARGA MÉDIA POR MÉTODO (KN)	PERCENTUAL DE GANHO/PERDA DE CARGA (%)	TEMPO MÉDIO DE EXECUÇÃO DE CADA MÉTODO/ESTACA (min)
CONVENCIONAL	ET-01-C	236,00	287,5	← MÉTODO DE REFERÊNCIA	NÃO MEDIDO
	ET-02-C	339,00			
PONTA COM BUCHA DE CONCRETO APILOADO	ET-01-P.B.C.	304,00	366	27,30%	37-40
	ET-02-P.B.C.	428,00			
PONTA ARGAMASSADA	ET-01-P.ARG.	384,00	497,5	73,04%	8-11
	ET-02-P.ARG.	611,00			
PONTA APILOADA	ET-01-P.A.	330,00	404	40,52%	24-28
	ET-02-P.A.	478,00			

Como pode ser observado na Tabela 4.8, houve ganhos médios significativos pra todos os métodos, sobressaindo o método de ponta argamassada. Diferentemente do observado nos resultados dos campos nº01 e nº02, quando houve uma perda de carga no método de ponta apiloada, observa-se no campo de teste nº03 um ganho significativo. Tal fato pode ser atribuído em uma primeira observação, ao emprego da técnica de forma mais precisa, o que foi possível em função da verticalidade alcançada quando da perfuração, o que reduz significativamente ocorrências de atrito do pilão ao longo da parede do fuste, bem como contribui para a queda centralizada no fundo da cavidade da estaca. Soma-se a isto as características do solo deste terceiro campo, que se trata predominantemente de solo argiloso acima da cota de apoio da estaca, em que há propriedade coesiva entre as partículas sólidas, o que propicia a diminuição de ocorrências de desprendimentos das partículas ao longo do fuste para a ponta da estaca, quando do atrito na parede do fuste e vibração ocasionada pelo pilão no momento impacto, gerando assim uma menor espessura de material solto a ser comprimido. A Tabela 4.9 a seguir,

mostra os resultados adquiridos na avaliação das cargas laterais mobilizadas para a condição de concretagem imediata e com intervalo, para o campo de teste nº 03.

Tabela 4.9: Perda de carga lateral em relação ao tempo de perfuração x concretagem – campo de teste nº03

MÉTODOS	CARGA POR ESTACA (kN)		TEMPO DE PERFURAÇÃO X CONCRETAGEM	MÉDIA DO SOMATÓRIO DE CARGAS (kN)
CONVENCIONAL	ET-01-C	1144,00	24 HORAS	ESTACAS CONCRETADAS DE IMEDIATO = 1258,17 kN
	ET-02-C	1361,00	24 HORAS	
BUCHA DE CONCRETO APILOADA	ET-01-P.B.C.	1240,00	IMEDIATO	MÉDIA DAS CARGAS DAS ESTACAS CONCRETADAS 24 HORAS DEPOIS = 1252,5 kN
	ET-02-P.B.C.	1493,00	IMEDIATO	
PONTA ARGAMASSADA	ET-01-P.ARG.	1473,00	IMEDIATO	
	ET-02-P.ARG.	931,00	IMEDIATO	
PONTA APILOADA	ET-01-P.A.	1170,00	IMEDIATO	
	ET-02-P.A.	1242,00	IMEDIATO	
PERCENTUAL DE PERDA DE CARGA			(%)	-0,45

A queda de 0,45%, na carga média lateral mobilizada, para as estacas concretadas 24 horas após as escavações, foi bem inferior a queda observada nos campos de teste nº01 e nº02. Esta diferença está provavelmente ligada as diferentes características dos solos onde as estacas foram executadas. No campo de teste nº03, por se tratar de um perfil argiloso, o alívio de tensões, é provavelmente menor neste intervalo de tempo em função da interação entre as partículas sólidas, e há melhor contato solo/estaca.

4.4 Campo de teste nº 04

A seguir, na Tabela 4.10 são apresentados os resultados dos ensaios de carregamento dinâmico para as estacas de teste executadas em fevereiro de 2014, cujo ensaios foram realizados em maio de 2014, em São José dos Campos, São Paulo. Nas Figuras 4.10 a 4.12 pode se verificar graficamente a magnitude das cargas laterais, de ponta e totais mobilizadas nos ensaios.

Tabela 4.10: Cargas mobilizadas nos ensaios dinâmicos para o campo de teste nº 04.

Cargas Mobilizadas (kN)	Estacas Ensaçadas							
	ET-01-C.	ET-02-C.	ET-01-P.B.C.	ET-02-P.B.C.	ET-01-P.ARG.	ET-02-P.ARG.	ET-01-P.A.	ET-02-P.A.
Q_l	894,00	1083,00	890,00	844,00	923,00	930,00	625,00	1086,00
Q_p	277,00	287,00	290,00	236,00	267,00	330,00	224,00	284,00
Q_t	1171,00	1370,00	1180,00	1080,00	1190,00	1260,00	849,00	1370,00

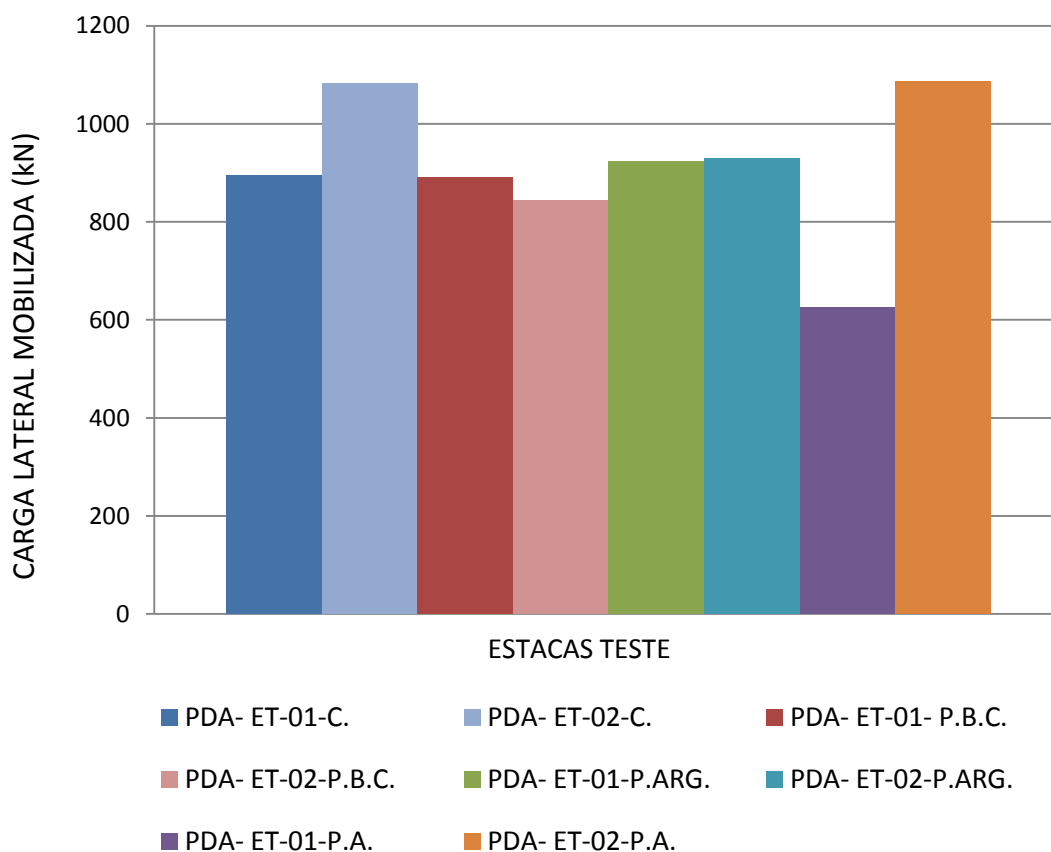


Figura 4.10: Gráfico para cargas laterais mobilizadas no campo de teste nº 04.

Pode ser observado em relação a capacidade de carga mobilizada na ponta, que houve ganho e perda nas três técnicas de modificação da ponta das estacas. Destaca-se a estaca ET-02-P.ARG, com ganho de aproximadamente 15% comparado à estaca de referência ET-02-C., a qual obteve uma carga mobilizada de 287,0 kN. A Tabela 4.11 mostra a capacidade de carga média e percentual médio de ganho ou perda de carga, bem como o tempo de execução das modificações para as estacas do campo de teste nº 04.

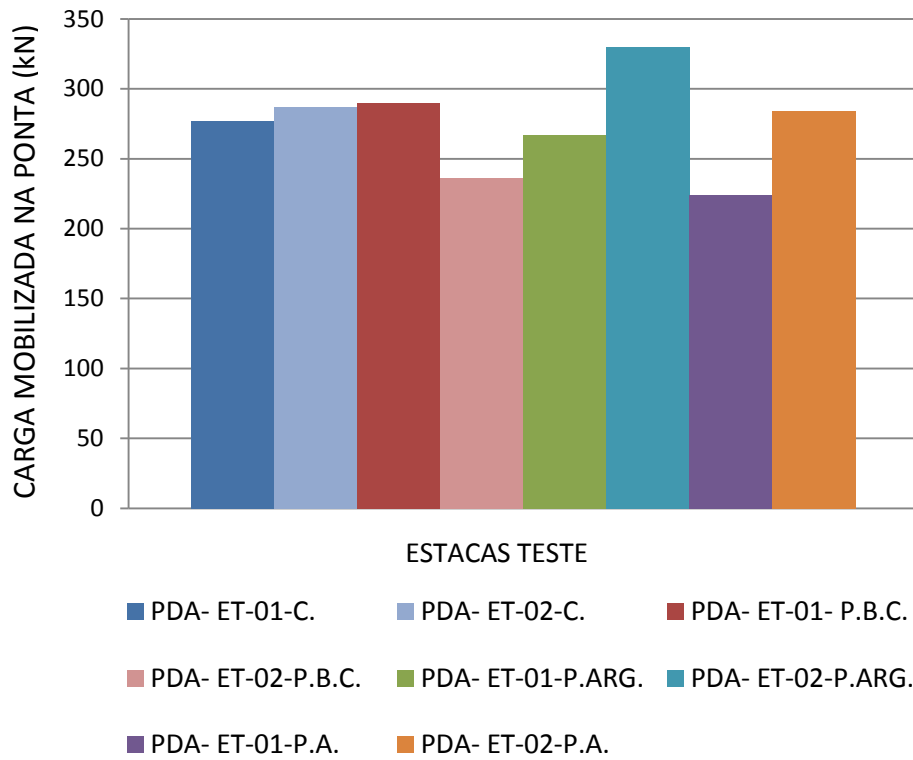


Figura 4.11: Gráfico para cargas mobilizadas na ponta, no campo de teste nº 04.

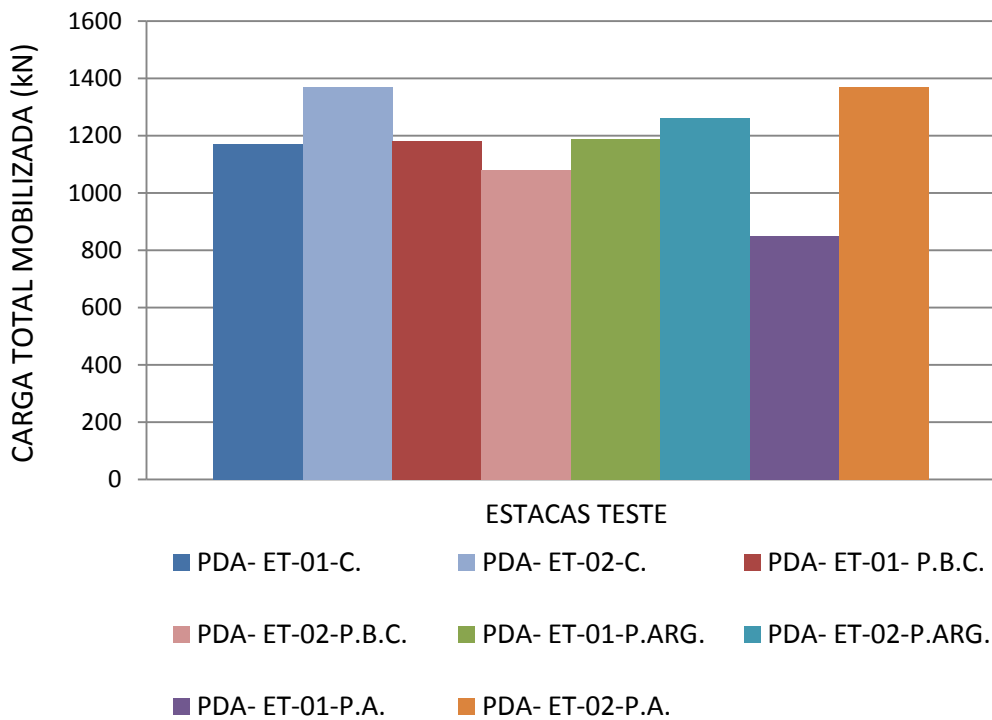


Figura 4.12: Cargas totais mobilizadas no campo de teste nº 04.

Tabela 4.11: Ganho ou perda de carga em relação ao método de execução convencional – campo de teste nº04

MÉDIA DA CAPACIDADE DE CARGA DE PONTA - CAMPO DE TESTE - 04					
MÉTODO	CARGA POR ESTACA (kN)		CARGA MÉDIA POR MÉTODO (kN)	PERCENTUAL DE GANHO/PERDA DE CARGA (%)	TEMPO MÉDIO DE EXECUÇÃO DE CADA MÉTODO/ESTACA (min)
CONVENCIONAL	ET-01-C	277,00	282	← MÉTODO DE REFERÊNCIA	NÃO MEDIDO
	ET-02-C	287,00			
PONTA COM BUCHA DE CONCRETO APILOADO	ET-01-P.B.C.	290,00	263	-6,74%	30-32
	ET-02-P.B.C.	236,00			
PONTA ARGAMASSADA	ET-01-P.ARG.	267,00	298,5	5,85%	8-11
	ET-02-P.ARG.	330,00			
PONTA APILOADA	ET-01-P.A.	224,00	254	-9,93%	18-25
	ET-02-P.A.	284,00			

Observa-se, na Tabela 4.11, as cargas médias mobilizadas na ponta das estacas para o campo de teste nº 04, sendo que os métodos que requerem a execução de apiloamento, apresentaram perda de carga e o método de adição de argamassa (Ponta Argamassada) apresentou um ganho médio de 5,85%, ganho de menor magnitude quando comparado aos resultados obtidos em outros campos. Tal resultado pode estar associado a má homogeneização da mistura na estaca ET-01-P.ARG., que mostrou resultado inferior de carga mobilizada quando comparada ao método convencional. Por se tratar de um solo constituído de argila siltosa, material mais fino, a homogeneização pode ter sido dificultada devido a propriedade coesiva mais elevada. Entretanto, vale a pena ressaltar, que mesmo tendo um resultado contrário do esperado para o método de adição de argamassa, o mesmo se mostrou mais eficaz perante aos demais métodos. Abaixo, na Tabela 4.12, são apresentados os resultados de carga lateral média mobilizada nas estacas do campo de teste nº 04. O resultado da avaliação de perda de carga lateral média para o campo de teste nº 04, foi semelhante ao valor encontrado para as estacas do campo de teste nº 03. Portanto, podemos sugerir que para solos com maiores propriedades coesivas esta perda de carga lateral, no intervalo de tempo estudado é praticamente desprezível, tendo pouquíssima interferência na capacidade de carga lateral.

Tabela 4.12: Perda de carga lateral em relação ao tempo de perfuração x concretagem – campo de teste nº04

MÉTODOS	k		TEMPO DE PERFURAÇÃO X CONCRETAGEM	MÉDIA DO SOMATÓRIO DE CARGAS (kN)
CONVENCIONAL	ET-01-C	894,00	IMEDIATO	ESTACAS CONCRETADAS DE IMEDIATO = 910,3 kN
	ET-02-C	1083,00	IMEDIATO	
BUCHA DE CONCRETO APILOADA	ET-01-P.B.C.	890,00	24 HORAS	MÉDIA DAS CARGAS DAS ESTACAS CONCRETADAS 24 HORAS DEPOIS = 906,5 kN
	ET-02-P.B.C.	844,00	IMEDIATO	
PONTA ARGAMASSADA	ET-01-P.ARG.	923,00	24 HORAS	
	ET-02-P.ARG.	930,00	IMEDIATO	
PONTA APILOADA	ET-01-P.A.	625,00	IMEDIATO	
	ET-02-P.A.	1086,00	IMEDIATO	
PERCENTUAL DE PERDA DE CARGA			(%)	-0,42

5 AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS

5.1 Comparação entre os métodos de modificação de ponta aplicados

Os resultados de carga mobilizada na ponta das estacas ensaiadas, foram comparados separadamente no capítulo 04. A seguir, é apresentado através da Tabela 5.1; o resumo dos resultados encontrados para todos os campos de teste, sendo estes, apresentados em percentual de ganho ou perda de carga mobilizada na ponta das estacas em relação a capacidade de carga de ponta para as estacas cujo método de execução foi o convencional, ou seja, sem modificação das condições da ponta.

Tabela 5.1: Percentual de ganho ou perda de carga média mobilizada na ponta para estacas de todos os campos de teste.

TIPO DE SOLO	CAMPO DE TESTE Nº / LOCAL	PONTA COM BUCHA DE CONCRETO APILOADO	PONTA APILOADA	PONTA ARGAMASSADA
AREIA ARGILOSA	CT Nº 01 / NATAL-RN	+ 48,48 %	-19,39 %	+305,45 %
AREIA FINA SILTOSA POUCA ARGILOSA	CT Nº 02 / JOÃO PESSOA-PB	+36,81 %	-32,70 %	+68,56 %
SILTE ARGILOSO	CT Nº 03 / UBERLÂNDIA-MG	+27,3 %	+40,52 %	+73,04 %
ARGILA SILTO-ARENOSA	CT Nº 04 / SÃO JOSÉ DOS CAMPOS-SP	-6,74 %	-9,93 %	+5,85 %

É possível observar na Tabela 5.1 grandes variações nos resultados obtidos para os campos de teste. Entretanto, o método da ponta argamassada mesmo apresentando uma variação significativa entre os resultados obtidos para o método, foi o que apresentou resultados mais satisfatórios, promovendo sempre ganhos de capacidade de carga na ponta das estacas. Sugere-se que estas variações podem estar ligadas a dificuldade de se obter uma mistura mais homogênea desta argamassa, isto em função do tipo de solo em que a técnica está sendo aplicada. Como verifica-se no campo de testes nº 01, em que o ganho na capacidade da ponta foi surpreendente, com 305,45 %, pode-se considerar que este valor pode estar associado ao

perfil de solo local, predominantemente arenoso, que permite obter uma mistura mais homogênea.

Nos campos de teste nº 02 e nº 03, o percentual de ganho foi muito próximo para o método de adição de argamassa. Este resultado pode estar associado a presença de materiais silto-argilosos, que já apresentam uma coesão por se tratar de materiais finos, dificultando a boa mistura.

Já no campo de teste nº 04, o ganho foi muito pequeno quando comparado com os demais, evidenciando o fato de que em solos predominantemente finos, como é o caso neste local, em que o perfil do substrato se trata de uma argila seguida de uma porção de solo mais siltoso, a mistura dos materiais é dificultada pela propriedade coesiva, mais elevada deste material quando comparada aos demais solos estudados.

Portanto, em uma análise macroscópica, se for levado em consideração o tipo de solo para emprego da técnica de adição de argamassa, serão conseguidos melhores resultados em solos de granulometria mais grosseira, em função da ausência; ou mesmo menor presença de coesão, o que possibilitará uma mistura de melhor qualidade.

As variações observadas nos resultados obtidos para os demais métodos, também pode ser creditada ao tipo de solo onde foram executadas, juntamente com o processo de compactação, utilizado na ponta, o qual é diretamente influenciado por duas questões básicas:

- (a) Desaprumo da perfuração, o que prejudica a queda livre e centralizada do pilão, propiciando que haja atrito na parede da escavação com conseqüente carregamento de um maior volume de material solto para a ponta da estaca;
- (b) Aferição da altura de queda e centralização do pilão pelas pessoas envolvidas no processo, que pode prejudicar tanto no exposto no item (a); quanto na energia de compactação aplicada em cada golpe.

Em relação ao objetivo específico de avaliar possíveis perdas de cargas laterais em função do tempo em exposição da parede das escavações (intervalo entre término de execução e concretagem), observa-se na Tabela 5.2 que as perdas foram maiores nos campos de teste nº01 e nº02. Sugere-se que estes resultados estão diretamente associados ao tipo de solo local, solos predominantemente arenosos, que apresentam baixos valores de coesão, quando comparados aos solos dos demais campos de teste, compostos por solos predominantemente finos, que possuem propriedades coesivas.

Tabela 5.2: Percentual de perda de carga lateral média mobilizada para as estacas de todos os campos de teste.

TIPO DE SOLO	CAMPO DE TESTE Nº / LOCAL	PERDA DE CARGA LATERAL MOBILIZADA
AREIA ARGILOSA	CT Nº 01 / NATAL-RN	-39,39 %
AREIA FINA SILTOSA POUCO ARGILOSA	CT Nº 02 / JOÃO PESSOA-PB	-18,58 %
SILTE ARGILOSO	CT Nº 03 / UBERLÂNDIA-MG	-0,45 %
ARGILA SILTO-ARENOSA	CT Nº 04 / SÃO JOSÉ DOS CAMPOS-SP	-0,42 %

5.2 Comparação dos resultados de campo com os métodos semi-empíricos

Para comparação entre os valores medidos no campo e os previstos por métodos semi-empíricos usualmente utilizados em projetos de fundação, foi calculada a razão entre os valores de cargas mobilizadas, tanto de ponta quanto lateral alcançados nos ensaios de campo com os resultados previstos a partir dos métodos semi-empíricos os quais foram apresentados no Capítulo 2. Os resultados dos cálculos semi-empíricos para os quatro campos de testes, são apresentados na Tabela 3.5, e foram realizados tendo como parâmetro as sondagens à percussão de cada campo de teste. Portanto, quanto mais próximo do valor de razão 1,0, mais adequado se mostra o método semi-empírico para aquele determinado tipo de execução empregada e/ou solo em questão.

5.2.1 Razão entre os valores das cargas de ponta medidos no campo com os calculados por métodos semi-empíricos.

As Figura 5.1 a 5.4 mostram a razão entre os resultados medidos com os calculados para os diferentes métodos de execução de ponta para cada campo de teste. Pode ser observado nestas figuras que os resultados das cargas de ponta mobilizadas e medidas através dos ensaios de carregamento dinâmico de todas as estacas com os diferentes tipos de pontas estudadas, para os quatro campos de teste, foram muito inferiores aos resultados obtidos por todas as formulações propostas, exceto a de Vorcaro-Velloso (2000). Um motivo para isso pode ser devido ao fato de que as energias aplicadas nos ensaios dinâmicos foram insuficientes para mobilização total

da carga de ponta, o que pode ser verificado posteriormente no subitem 5.3, através da interpretação das curvas de carga total x recalque.

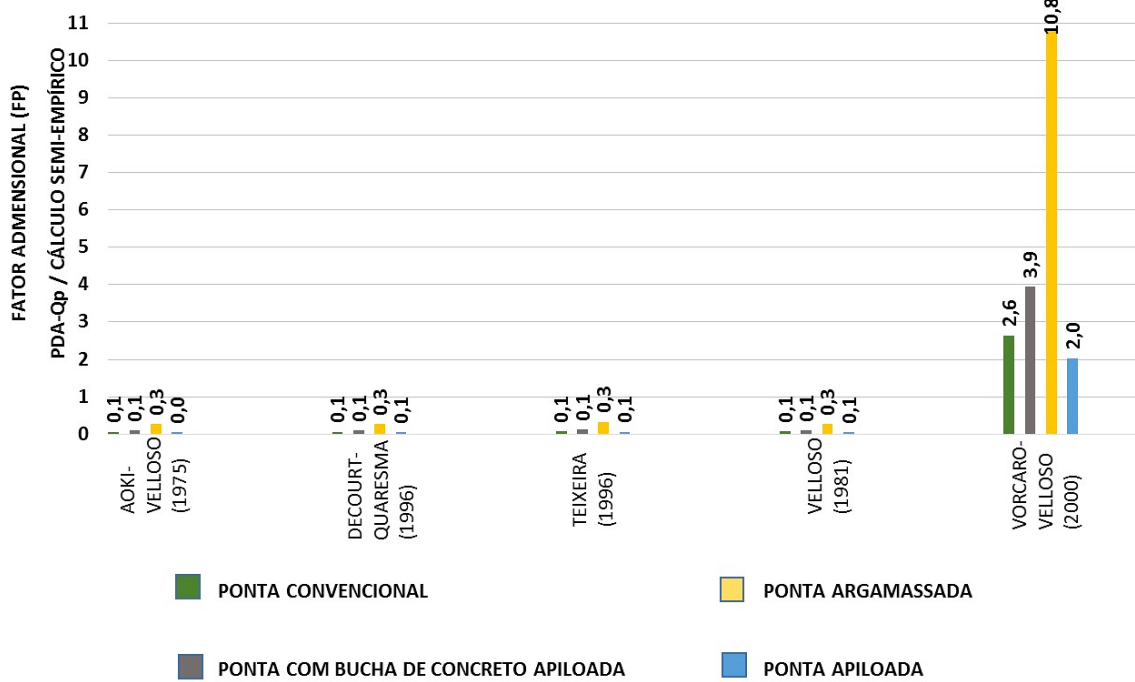


Figura 5.1: Razão entre os resultados dos ensaios de campo e os resultados dos cálculos obtidos de diferentes métodos semi-empíricos para carga de ponta - campo de teste nº01

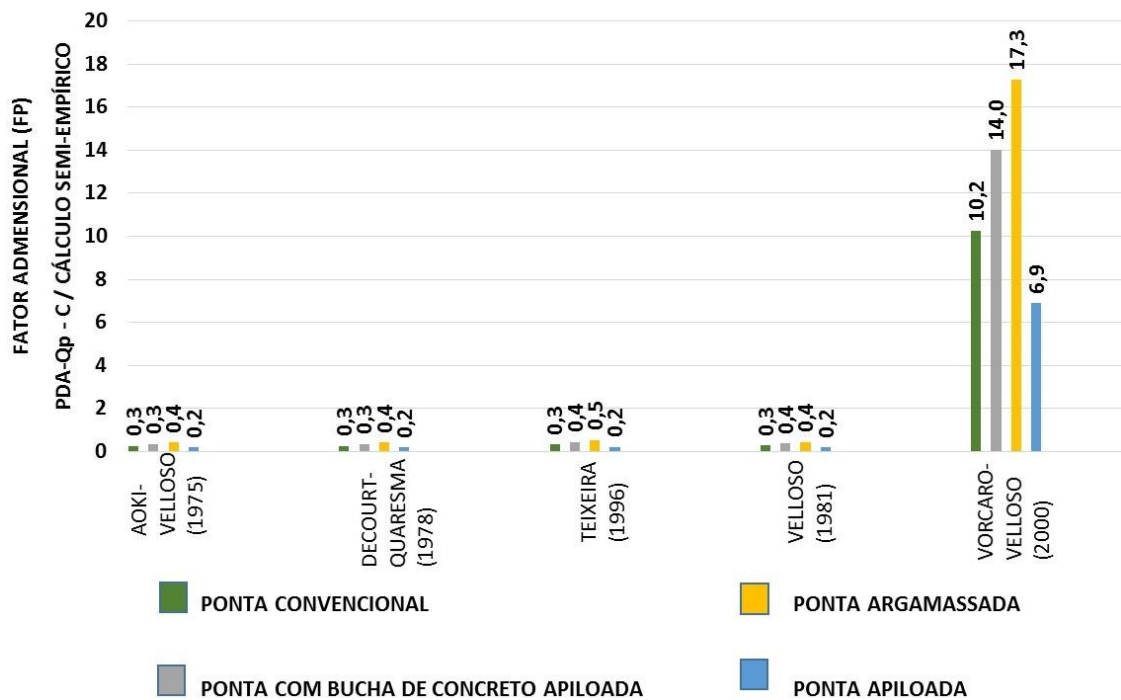


Figura 5.2: Razão entre os resultados dos ensaios de campo e os resultados dos cálculos obtidos de diferentes métodos semi-empíricos para carga de ponta - campo de teste nº02

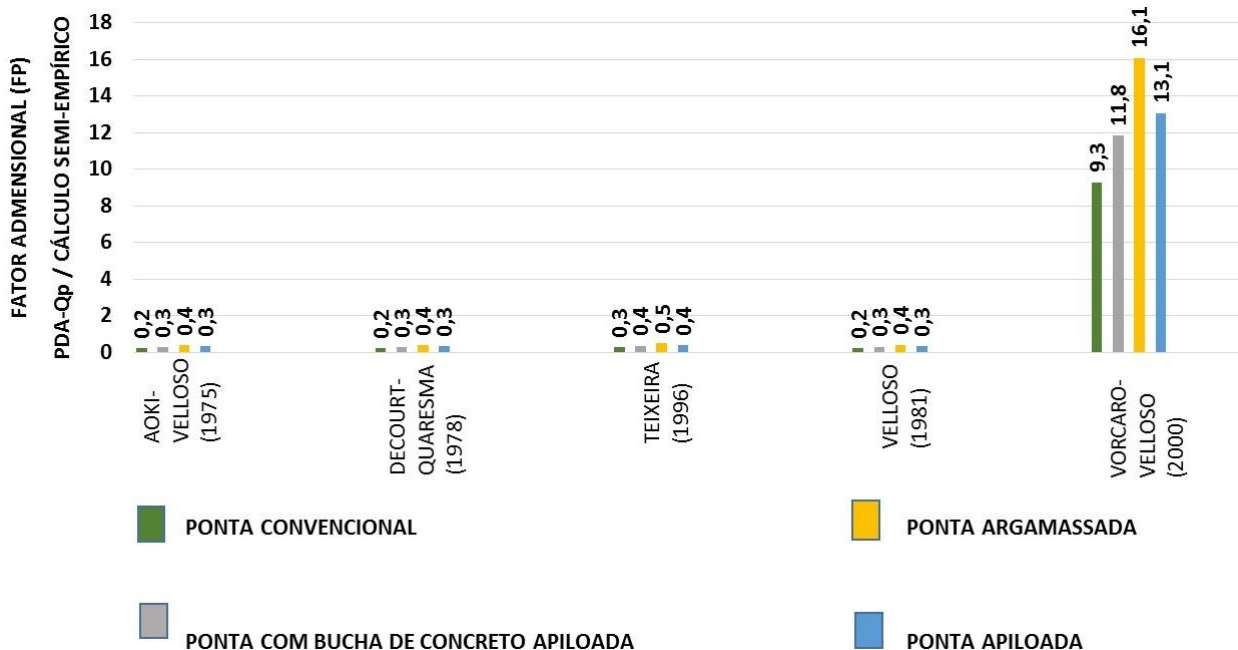


Figura 5.3: Razão entre os resultados dos ensaios de campo e os resultados dos cálculos obtidos de diferentes métodos semi-empíricos para carga de ponta - campo de teste nº03

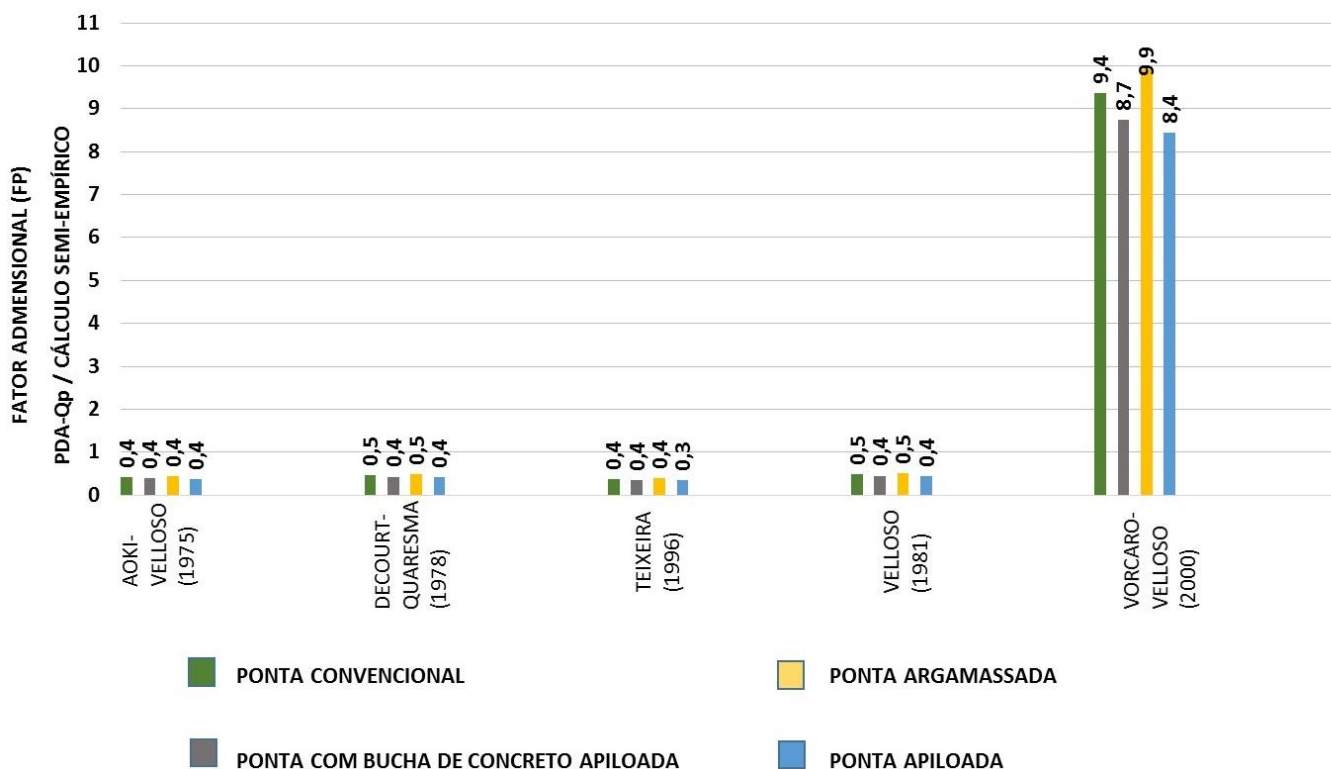


Figura 5.4: Razão entre os resultados dos ensaios de campo e os resultados dos cálculos obtidos de diferentes métodos semi-empíricos para carga de ponta - campo de teste nº04

Pelas Figuras 5.1 a 5.4, também pode ser visto que a comparação com o método de Vorcaro – Velloso (2000) forneceu valores do fator adimensional FP elevados em todos os campos de teste, sendo que o campo de teste nº 01 foi o que apresentou uma razão mais próxima de 1,0. Portanto, o método de Vorcaro – Velloso (2000) se mostrou de um modo geral, mais conservador em relação ao cálculo da capacidade de carga de ponta quando comparado aos demais métodos estudados neste trabalho.

5.2.2 Razão entre os valores adquiridos em campo com os cálculos semi-empíricos para cargas laterais mobilizadas

As Figuras 5.5 a 5.8 apresentam a razão entre os resultados medidos com os calculados para a parcela de cargas laterais para as duas condições de concretagem propostas; concretagem imediata e concretagem realizada 24 horas após a escavação.

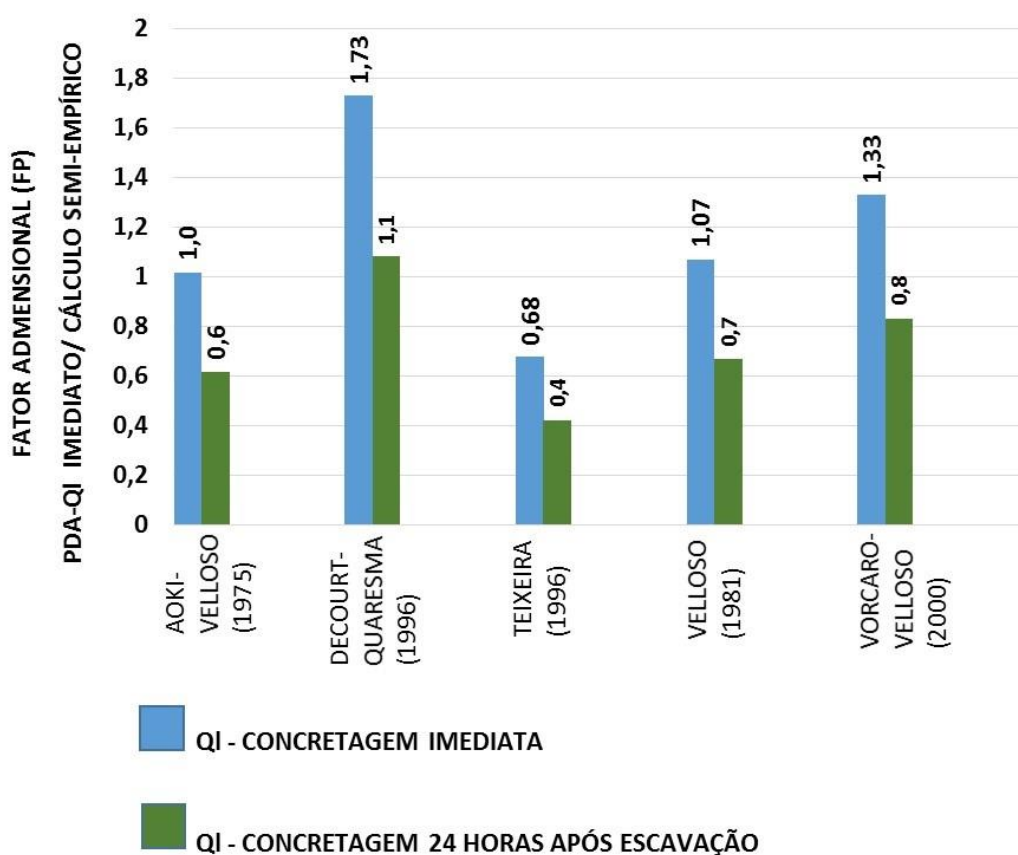


Figura 5.5: Razão entre os resultados dos ensaios de campo e os resultados dos cálculos obtidos de diferentes métodos semi-empíricos para carga lateral- campo de teste nº01

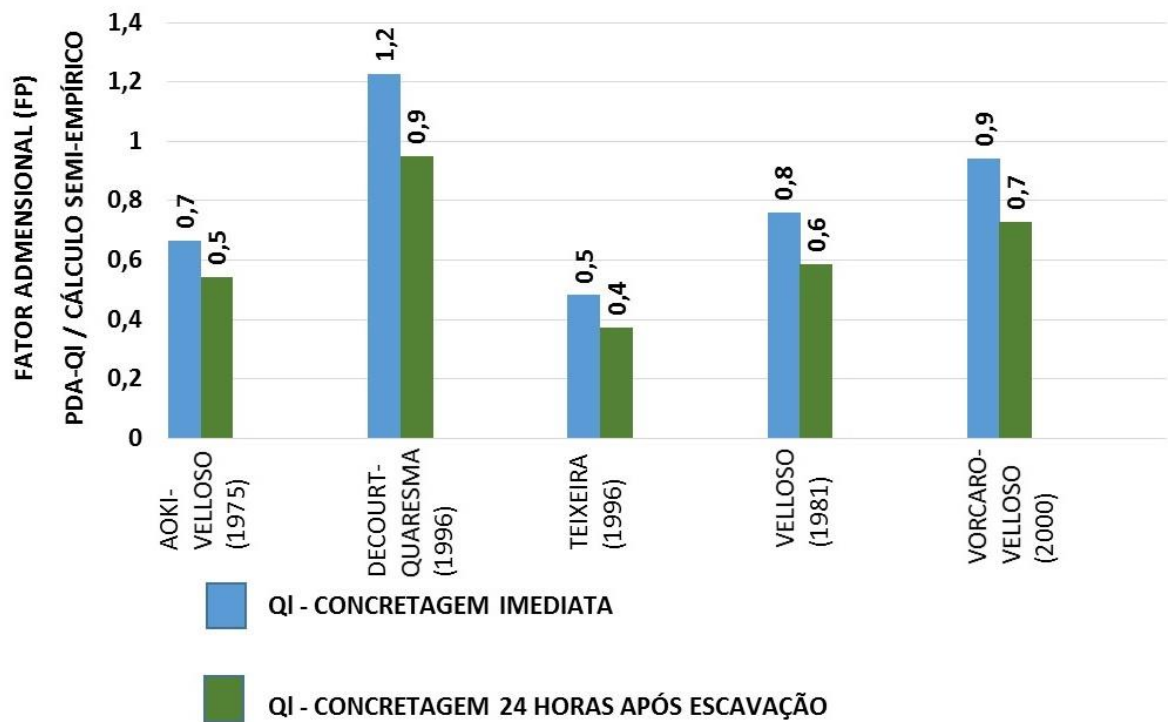


Figura 5.6: Razão entre os resultados dos ensaios de campo e os resultados dos cálculos obtidos de diferentes métodos semi-empíricos para carga lateral- campo de teste n°02

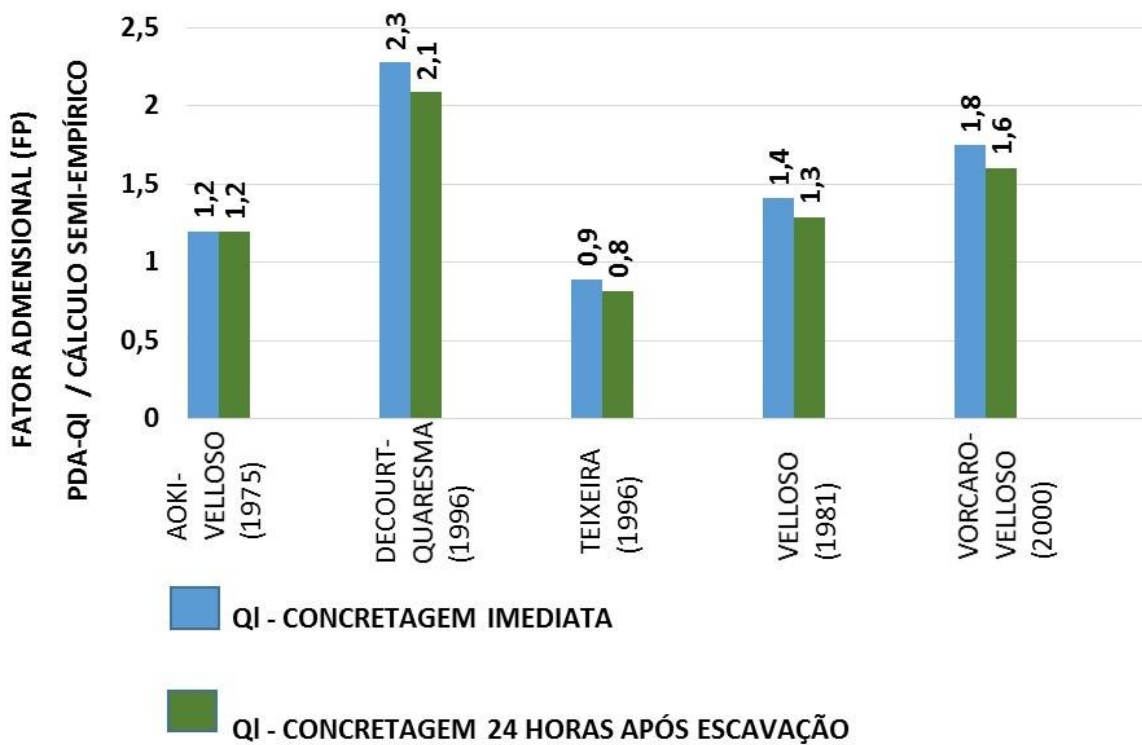


Figura 5.7: Razão entre os resultados dos ensaios de campo e os resultados dos cálculos obtidos de diferentes métodos semi-empíricos para carga lateral- campo de teste n°03

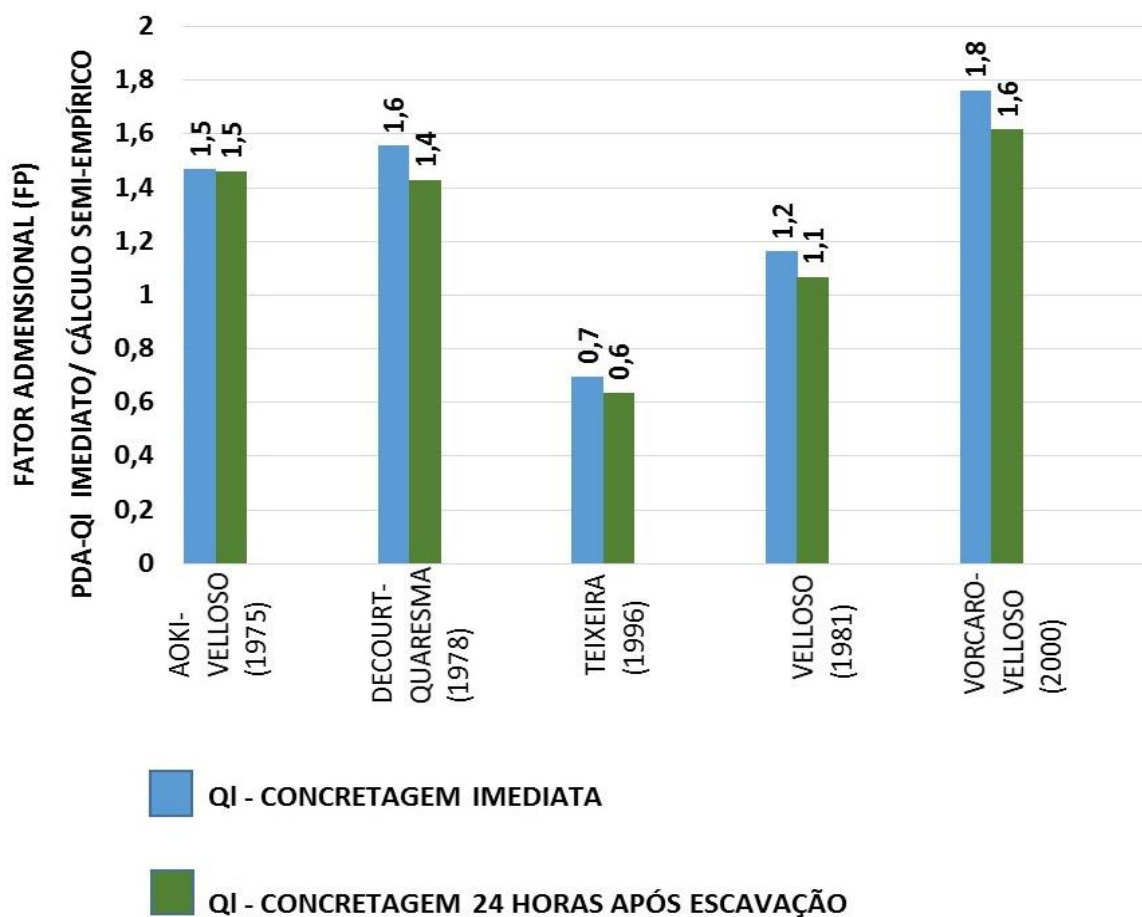


Figura 5.8: Razão entre os resultados dos ensaios de campo e os resultados dos cálculos obtidos de diferentes métodos semi-empíricos para carga lateral- campo de teste nº04

Em relação as cargas laterais mobilizadas alcançadas nos ensaios de carregamento dinâmicos; foram comparados com os resultados fornecidos pelas formulações propostas, as duas situações de concretagem, sendo a primeira com a concretagem imediata e posteriormente com a concretagem realizada em um intervalo de 24 horas após as escavações das estacas.

Na Figura 5.5, representando o campo de teste nº 01, verifica-se que o método de Aoki – Velloso (1975) e Velloso (1981), alcançaram fatores de 1,02 e 1,07 respectivamente, para as estacas concretadas de imediato. Para as estacas concretadas posteriormente, os métodos de Decourt – Quaresma (1978) e Vorcaro – Velloso (2000), foram os métodos que melhor se ajustaram para a situação proposta, assumindo fatores de 1,08 e 0,83 respectivamente.

Para o campo de teste nº 02, representado pela Figura 5.6, verifica-se para a situação de concretagem imediata que o método de Vorcaro – Velloso (2000) apresentou um fator de 0,94, se mostrando o método mais fidedigno para os valores de cargas alcançados. O método de Decourt – Quaresma, onde verificou-se um fator de 1,23 e o método de Velloso (1981) de 0,76,

entretanto o método de Decourt – Quaresma se mostrou mais conservador em relação ao método de Velloso (1981). Já para a condição de concretagem 24 horas após a escavação, o método de Decourt – Quaresma se mostrou novamente que forneceu valores mais próximos aos dos ensaios dinâmicos, com um fator de 0,95.

A Figura 5.7 apresenta os fatores calculados para o campo de teste nº 03, que se trata de um perfil de solo predominantemente argiloso. Verifica-se uma menor variação dos fatores alcançados para ambas as situações, concretagem imediata e concretagem posterior à escavação. Isto deve-se a menor perda de tensão confinante do solo, por se tratar de um solo com propriedade coesiva mais elevada em relação aos solos dos campos de teste nº 01 e nº 02. O método de Aoki – Velloso (1975), seguido do método de Teixeira (1996), apresentaram fatores de 1,2 e 0,9 para situação de concretagem imediata, e de 1,2 e 0,8 para situação de concretagem posterior respectivamente e foram os que mais se aproximaram dos valores medidos durante os ensaios dinâmicos.

Assim como no campo de teste nº 03, foi observado no campo de teste nº 04 através da Figura 5.8, uma menor variação entre os fatores de proporção calculados para as duas situações de concretagem propostas. O método de Velloso (1981) se mostrou aquele que mais se aproximou dos resultados dos ensaios dinâmicos para as duas situações de concretagem, apresentado um fator adimensional de 1,16 para a situação de concretagem imediata e de 1,07 para o estudo com concretagem realizada 24 horas após a escavação.

A Tabela 5.3; apresenta os métodos semi-empíricos que se mostraram mais adequados para os locais estudados levando em consideração apenas a parcela de carga lateral mobilizada, com realização da concretagem imediata. Esta indicação foi feita com base nos fatores adimensionais (FP) calculados, considerando os melhores resultados aqueles com FP mais próximos de 1,0.

5.3 Avaliação das curvas de carga versus recalque

Afim de avaliar as cargas de ruptura mobilizadas nos ensaios de carregamento dinâmico, foi utilizado o método prescrito na NBR-6122/2010 para verificar a carga de ruptura, uma vez que os ensaios dinâmicos não apresentaram rupturas nítidas. Todas as curvas de cargas x recalques para as estacas de teste ensaiadas nesta pesquisa são apresentadas nos apêndices A, B, C e D.

Tabela 5.3: Métodos semi-empíricos mais adequados para os locais estudados relativos a parcela de carga lateral mobilizada para concretagem imediata.

TIPO DE SOLO	CAMPO DE TESTE Nº / LOCAL	MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS				
		AOKI-VELLOSO (1975)	DECOURT-QUARESMA (1978)	TEIXEIRA (1996)	VELLOSO (1981)	VORCARO-VELLOSO (2000)
AREIA ARGILOSA	CT Nº 01 / NATAL -RN	(FP=1,02)				
AREIA FINA SILTOSA POUCO ARGILOSA	CT Nº 02 / JOÃO PESSOA -PB					(FP=0,94)
SILTE ARGILOSO	CT Nº 03 / UBERLÂNDIA-MG			(FP=0,9)		
ARGILA SILTO-ARENOSA	CT Nº 04 / SÃO JOSÉ DOS CAMPOS-SP				(FP=1,16)	

As estacas dos campos de testes nº01 e nº02 tiveram seus ensaios realizados com martelos de massa igual a 15 kN. Já as estacas do campo de teste nº03 foram ensaiadas com martelo de massa igual a 30 kN e, por último, o martelo com massa de 22 kN foi utilizado nos ensaios referentes as estacas do campo de teste nº04.

Verificou-se nas curvas de cargas versus recalque juntamente com as informações acima relativas às massas utilizadas nos ensaios, que as maiores mobilizações ocorreram nas estacas referentes ao campo de teste nº 03, em função de uma maior energia aplicada no sistema. Entretanto, as cargas de ruptura estimadas através da proposição da NBR-6122/2010 não foram alcançadas em nenhum dos campos de testes, pois não houve o intercepto da reta originária da equação (2.27) com a curva carga x recalque.

Décourt (1994 *apud* HACHICH et al,1998) relata que a carga de ruptura física é raramente atingida. Em função disto considera-se a carga de ruptura convencional, que é definida como a carga correspondente a uma deformação da ordem de 10% do diâmetro da estaca. As deformações médias atingidas nos ensaios de carregamentos dinâmicos foram da ordem de 1,12% para as estacas do campo de teste nº 01, 1,09% para o campo de teste nº 02, 3,6% para o campo de teste nº 03 e para o campo de teste nº04 foi de 1,9%, ficando muito a quem do esperado, conforme pode ser melhor visualizado pela Figura 5.9. A partir da avaliação das informações descritas, pode-se concluir que as energias aplicadas nos ensaios foram insuficientes para mobilização das cargas de ruptura das estacas ensaiadas.

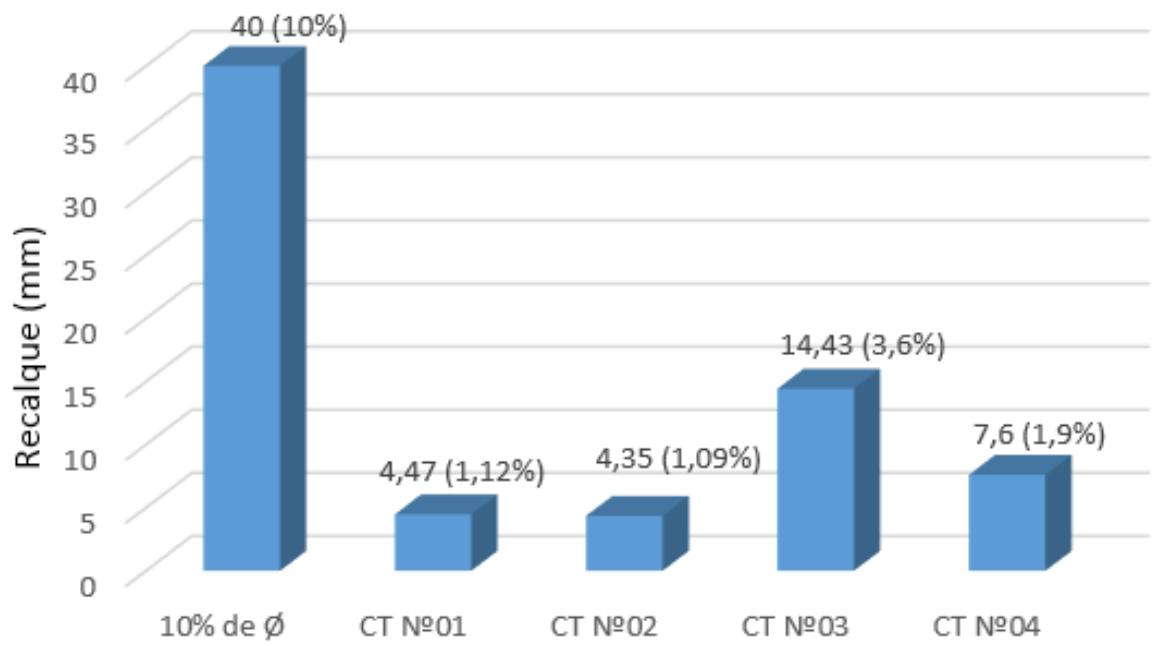


Figura 5.9: Mobilização do recalque médio por campo de teste.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Esta pesquisa teve como objetivo geral verificar o potencial de técnicas propostas para o melhoramento da capacidade de carga da ponta de estacas escavadas do tipo trado mecanizado. Ela contribui com a engenharia de fundações, validando o procedimento de execução de estacas com adição e mistura de argamassa na ponta das mesmas para as condições estudadas, confirmando que esta mudança é uma opção quando da escolha deste tipo de fundação. Entretanto, a aplicação deste método não pode ser empregada de forma generalizada. Estudos e ensaios *in loco* devem ser realizados em cada situação e tipo de solo em função das particularidades geotécnicas, a fim de verificar o real percentual de ganho na capacidade de carga.

Foram realizados ensaios de carregamentos dinâmicos em 32 estacas. Estas estacas estão localizadas em quatro campos de testes, sendo 01 no Rio Grande do Norte, 01 na Paraíba, 01 em Minas Gerais e 01 em São Paulo. Em cada campo, foram executadas 8 estacas. Dentre estas, duas estacas foram executadas de forma convencional e seis com modificação da ponta usando técnicas diversas, permitindo assim a avaliação da capacidade de carga na ponta para as duas situações distintas, ponta modificada e ponta convencional.

Em relação as técnicas de melhoramento de ponta estudadas, pode-se concluir que:

- 1) A técnica com adição e apiloamento de bucha de concreto na ponta das estacas se mostrou satisfatória em três dos quatro campos de teste, tendo ganho médio entre 27,3% e 48,48%. Porém, mostrou-se insatisfatória no quarto campo de teste, com queda de 6,74% em média. Além das variações adquiridas, o método foi o que demandou mais tempo para sua execução.
- 2) Já a técnica de apiloamento da ponta apresentou perda de capacidade de carga média em três campos de testes, com perda entre 9,93% e 32,70% em média. No terceiro campo de teste, o método apresentou resultado satisfatório com ganho médio de 40,52%. Entretanto, a aplicação deste método também requereu um tempo relativamente alto para sua execução.
- 3) A técnica de adição e mistura de argamassa apresentou resultados satisfatórios em todos os campos de testes, com ganho médio de 5,85% em solos predominantemente finos à 305,45% em solos predominantemente grossos. Além deste fato, foi o método que menos requereu tempo para sua execução.
- 4) A aplicação das técnicas de apiloamento e adição com apiloamento de bucha de concreto na ponta se mostraram com variações positivas e negativas de forma geral,

além de resultados muito variáveis em relação aos resultados individuais dentro do mesmo campo de teste. Estas técnicas, a partir dos resultados observados, tornam-se, portanto, inapropriadas. Além disto, a aplicação destas técnicas tornam o processo mais honeroso em função do tempo requerido para a execução dos mesmos.

- 5) Observou-se durante o confeccionamento das pontas que a execução do processo de apiloamento é um processo difícil de se monitorar sob o aspecto qualitativo. Existem fatores que interferem na boa aplicação do apiloamento, tais como a verticalidade das perfurações que, quando não são satisfatórias, favorecerá o aparecimento de atrito entre o pilão e a parede do fuste da estaca, levando mais material (solo) para o fundo da cavidade da estaca, comprometendo a qualidade da ponta, pois, com maior espessura de solo solto na ponta, a energia de apiloamento se torna ineficaz principalmente em solos predominantemente arenosos, os quais obtiveram os piores resultados. Tal fato pode estar associado a queda de maior quantidade de solo da parede das escavações em função do impacto gerado pela queda do pilão neste tipo de solo devido a presença de nenhuma ou pouca coesão entre as partículas. Além deste fato, há uma grande dependência do fator humano, ou seja, a execução do processo é praticamente manual, o que o torna lento, honeroso e com qualidade, muitas vezes, a desejar pois o processo de içamento tem que ser lento de forma a se evitar que o pilão suba atritando a parede da escavação. Centralizar a queda e ter altura correta para que o impacto seja eficaz, é muitas vezes não verificado devido a falta de instrução às pessoas envolvidas no trabalho, além de geralmente haver falta de fiscalização dos serviços além de até mesmo existir, algumas vezes, a imposição para liberação dos serviços de forma abruptamente rápida.
- 6) A técnica de adição e mistura de argamassa, além de apresentar os melhores resultados em todos os campos de testes, nos quatro tipos de solos estudados, e demandar menor tempo para a execução, foi a técnica que observou melhor qualidade executiva devido ao processo que, praticamente em toda sua extensão, foi efetuado com auxílio de equipamentos, pois a mistura da argamassa é efetuada com o próprio trado que realizou a perfuração, minimizando o impacto em relação ao atrito com a parede do solo. Isso levou a uma quantidade significamente menor de material (solo) para a ponta da estaca e, mesmo que haja um certo acúmulo de solo na ponta, o trado faz a mistura da argamassa de forma homogênea.
- 7) Foi observado para a técnica de adição e mistura de argamassa, um maior ganho de capacidade de carga em solos predominantemente arenosos. Isso deve ser devido à

facilidade de mistura dos materiais, por se tratar de um solo não coesivo ou com menor presença desta propriedade.

- 8) Em relação a capacidade de carga lateral, foi possível verificar dentre as estacas ensaiadas para os diferentes tipos de solo que houve ocorrência de perda de carga lateral quando a concretagem era realizada em um intervalo de 24 horas posterior a escavação. Isto era mais nítido em solos predominantemente arenosos, com perdas médias de 18,58% e 39,59% e praticamente nulos em solos predominantemente argilosos com perdas médias de 0,42% e 0,45%. Estas discrepâncias entre valores podem estar associados a maior ou menor presença de coesão entre as partículas sólidas. Os resultados sugerem que as orientações normativas em relação a concretagem imediata devem ser seguidas principalmente quando se trabalha em solos arenosos, os quais podem ter diminuição de tensões confinantes mais evidentes e rápidos quando comparados a solos argilosos.
- 9) Em relação a tentativa de comparação entre os resultados de capacidade de cargas de ponta e lateral medidos nos ensaios de carregamentos dinâmicos com as estimativas feitas através dos métodos semi-empíricos estudados nesta pesquisa, observou-se que para a avaliação da parcela de ponta, os resultados de campo foram em geral insatisfatórios para mensurar e comparar com os valores previstos pelas formulações propostas, pois não houve mobilização total das cargas de ponta suficiente para que fosse possível chegar às cargas de ruptura de ponta. Entretanto, para a parcela lateral, foi possível checar através da razão entre os resultados medidos em campo e aqueles previstos, que o método de Aoki-Velloso (1975) e Velloso (1981) apresentaram uma melhor relação entre as cargas medidas e previstas no campo de teste nº 01, onde ocorre de um perfil de solo classificado como areia argilosa. Para o campo de teste nº 02, tendo um perfil geotécnico classificado como areia fina siltosa pouco argilosa, os métodos de Vercaro-Velloso (2000) foi o que forneceu melhores previsões quando comparado aos carregamentos medidos. Já para o campo de teste nº 03, onde o solo é um silte argiloso, o método de Teixeira (1996) e Aoki-Velloso (1975) se mostraram mais fidedignos aos valores medidos de cargas laterais. E por último, o método de Velloso (1981) foi o método que mais se aproximou dos valores medidos para o perfil de solo classificado como argila silto-arenosa do campo de teste nº 04.
- 10) Os ensaios de carregamentos executados através de métodos dinâmicos, foram fundamentais possibilitando a avaliação distinta das parcelas de carregamentos laterais e das pontas. Além disto, por se tratar de uma técnica de ensaio de menor custo quando

comparado com outros métodos de carregamento, como por exemplo o método de carregamento estático, o qual necessita de sistemas de reação o que torna o processo mais oneroso, viabilizou a execução de um maior número de ensaios nesta pesquisa.

6.1 Sugestões para trabalhos futuros

A partir dos resultados obtidos nesta pesquisa, pode-se fazer as seguintes sugestões para trabalhos futuros, com intuito de conferir aos resultados mais subsídios para desenvolvimento de uma nova técnica para aumento da capacidade de ponta de estacas do tipo trado mecanizado:

- execução de um maior número de ensaios em estacas, a fim de se elevar o número de amostras representativas;
- execução de estacas em outros campos experimentais para comparação de resultados em solos que ofereçam características geotécnicas diferentes;
- realização de prova de carga estática para confrontar os resultados dos ensaios de carregamento dinâmico;
- execução de ensaios de carregamentos dinâmicos com martelos de maior eficiência para melhor caracterização das curvas de cargas versus recalques;
- fazer extrapolações das curvas cargas *versus* recalques pelo método de Van der Veen e outros métodos, a fim de definir as possíveis cargas de ruptura.
- desenvolver uma ferramenta para execução da injeção e mistura mais homogênea da argamassa empregada na modificação da ponta;
- extrair amostras do material sob a ponta das estacas para verificar a homogeneidade da mistura, bem como estimar com maior clareza uma resistência oferecida;
- executar ensaios nas estacas com o solo em diferentes graus de saturação, fazendo uma melhor análise da influência desta condição nos resultados da capacidade de carga tanto medidos como calculados;
- realizar análises estatísticas e probabilidade de ruína.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA. *Manual de execução de fundações e geotecnia*. PINI. 1ª Ed. São Paulo, 2012. 499 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, *NBR 12131/2006: Estacas – Prova de carga estática*:. Rio de Janeiro, 2006. 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, *NBR 13208/2007: Estacas – Ensaio de carregamento dinâmico*:. Rio de Janeiro, 2007. 12p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, *NBR 6122/2010: Projeto e execução de fundações*: Rio de Janeiro, 2010. 91p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, *NBR 6118/2014: Projeto de estruturas de concreto*: Rio de Janeiro, 2007. 238p.c

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, *NBR 6484/2001: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio*: Rio de Janeiro, 2001. 17p.

AOKI, N. *A new dynamic load test concept*. In: XII ICSMFE., 1989, Rio de Janeiro. TC Pile Drivability. Rio e Janeiro: ABMS, 1989. v. 1, p. 1-4.

AOKI, N.; LOPES, F. R. *Estimating stresses and settlements due to deep foundations by the theory of elasticity*. In: PAN AMERICAN CSMFE, 5., 1975, Buenos Aires. Proceedings... [S.l.], 1975. v. 1, p. 377-386.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. *An approximate method to estimate the bearing capacity of piles*. In: PAN AMERICAN CSMFE, 5., 1975, Buenos Aires. Proceeding. Buenos Aires, 1975. v 1, p367-376.

BOWLES, E. JOSEPH. *Foundation analysys and design*. INTERNATIONAL EDITION. MCGRAW-HILL. 5ª Edição. U.S.A., 1997. 1175 p.

BRANCO, C. J. M. C. *Provas de carga dinâmica em estacas escavadas de pequeno diâmetro com ponta modificada*. 2006. 186f. Tese (Doutorado em Engenharia-Área Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos - USP, São Carlos, 2006.

- CAPUTO, P. H. *Mecânica dos solos e suas aplicações*. LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A, Rio de Janeiro. 5º Ed. Rev. e Ampliada. VII. Rio de Janeiro, 1983. 488 p
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; TSUHA, C. DE H. C.; GIACHETI, H. L. *Fundações ensaios estáticos e dinâmicos*. OFICINA DE TEXTOS. São Paulo, 2013. 144 p.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. *Fundações por estaca: projeto geotécnico*. OFICINA DE TEXTOS. São Paulo, 2010. 96 p.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. *Carga admissível em fundações profundas*. EDITORA RIMA. São Carlos, 1999. 61 p.
- DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. *Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT*. In: CBMSEF, 6, 1978, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro, 1978. V. 1, p. 45-53.
- DÉCOURT, L. *Análise e projeto de fundações profundas: estacas*. In: HACHICH et al. (eds). *Fundações: teoria e prática*. São Paulo: Pini, 1996. p.265-301.
- GONÇALVES, R. L. *Estudo do comportamento de etacas apiloadas em solo colapsível da região de Londrina/PR*. 2006. 166f. Dissertação (Mestre em Engenharia de Edificações e Saneamento) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2006.
- GONÇALVES, C. et al. *Estimativa de carga de ruptura de uma estaca, através da execução de prova de carga dinâmica com auxílio do PDA*. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPACIAIS E GEOTECNIA, 3., São Paulo, 1996. *Anais...*São Paulo, 1996. v. 1, p. 285-293.
- HACHICH, W., et. al. *Fundações teoria e prática*. 2ª Ed. São Paulo: PINI, 1998. 751 p.
- JOPPERT JR. I. *Fundações e contenções de edifícios. Qualidade total na gestão do projeto e execução*. PINI. São Paulo, 2007. 221 p.
- LORENZI, V. *Avaliação do Desempenho de estacas escavadas com o método de alargamento de fuste*. 2012. 109f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – UFRJ/COPPE/Programa de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 2012.
- MARCHEZINI, S. F.. *Comparação entre métodos estáticos e dinâmicos de previsão de capacidade de cargas em estacas assentes em solo tropical*. 2013. 171f. Dissertação (Mestrado

em Geotecnia) – Publicação Departamento de Engenharia Civil/Universidade de Brasília, Brasília, 2013.

MARQUES, J. A., et al. *Estacas Escavadas com Trado Mecanizado, com Anéis ao Longo do Fuste*. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. COBRAMSEG, 2012. "CD-ROM"

MINDLIN, R. D. *Force at a point in the interior of a semi-infinite solid*. *Physics*. v. 7, n. 5, p. 195, 1936.

MORAES, L. S. *Estacas escavadas com base injetada*. 2010. 109f. Dissertação (Doutorado em Ciências-Área Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos - USP, São Carlos, 2010.

NAVAJAS, S.; NIYAMA, S. *Ensaio de carregamento dinâmico em estacas moldadas in loco numa obra portuária*. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPACIAIS E GEOTECNIA, 3., São Paulo, 1996. Anais...São Paulo, 1996. v. 1, p. 285-293.

NIYAMA, S.; AOKI, N. CHAMECKI, P. R. *Verificação de desempenho*. In: HACHICH et al. (eds). *Fundações: teoria e prática*. São Paulo: Pini, 1998.. p.. 723-751.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. *Pile Foundation Analysis and Design*. New York: John Wiley & Sons, 1980.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. *Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia*. OFICINA DE TEXTOS. São Paulo, 2012. 223 p.

SILVA, T. M. *Ensaio de carregamento dinâmico em estacas no complexo de Suape*. 2011. 76f. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) – Universidade Católica de Pernambuco, 2011.

SKEMPTON, A. W. *The bearing capacity of clays*. In: BUILDING RESEARCH CONGRESS, 1951, London. Proceeding...London, 1951. V.1. p. 180-189.

SMITH, E. A. L. *Pile driving analysis by the wave equation*. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, v. 86, n. SM4, p.36-61, 1960.

TEIXEIRA, A. H. *Projeto e execução de fundações*. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPACIAIS E GEOTECNIA, 3., 1996, São Paulo. Anais... São Paulo, 1996. V. 1. P. 33-50.

VARGAS, M. *Introdução à mecânica dos solos*. McGraw-hill DO Brasil, Ed. Da Universidade de São Paulo, 1977. 509 p.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. *Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profunda*. OFICINA DE TEXTOS. São Paulo, 2010. 568 p.

VELLOSO, P. P. C. *Estacas em solo: dados para a estimativa do comprimento, Ciclo de Palestras sobre Estacas Escavadas*, Clube de Engenharia, Rio de Janeiro, 1981.

VORCARO, M. C. *Previsão de carga última em estacas por regressão linear múltipla*. 2000. 302f. Tese (Doutor em Ciências) – COPPE/UFRJ/Programa de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 2000.

VORCARO, M. C.; VELLOSO, D. A. *Avaliação de carga última em estacas hélice contínua por regressão linear múltipla*. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPACIAIS E GEOTECNIA, 4., São Paulo, 2000. Anais...São Paulo, 2000a. v. 2, p. 315-330.

VORCARO, M. C.; VELLOSO, D. A. *Avaliação de carga última em estacas escavadas por regressão linear múltipla*. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 4., São Paulo, 2000. Anais...São Paulo, 2000b. v. 2, p. 331-344.

APÊNDICE A – CURVAS CARGAS VERSUS RECALQUE - CAMPO DE TESTE Nº01

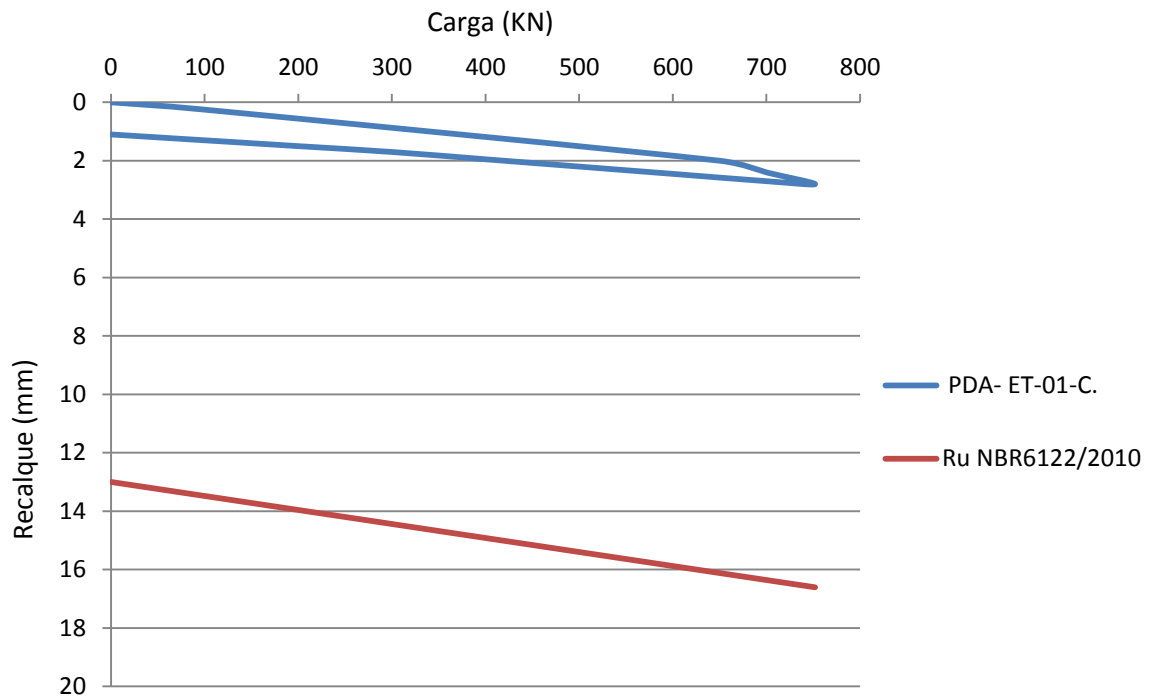


Gráfico carga x recalque – Estaca – ET-01-C.

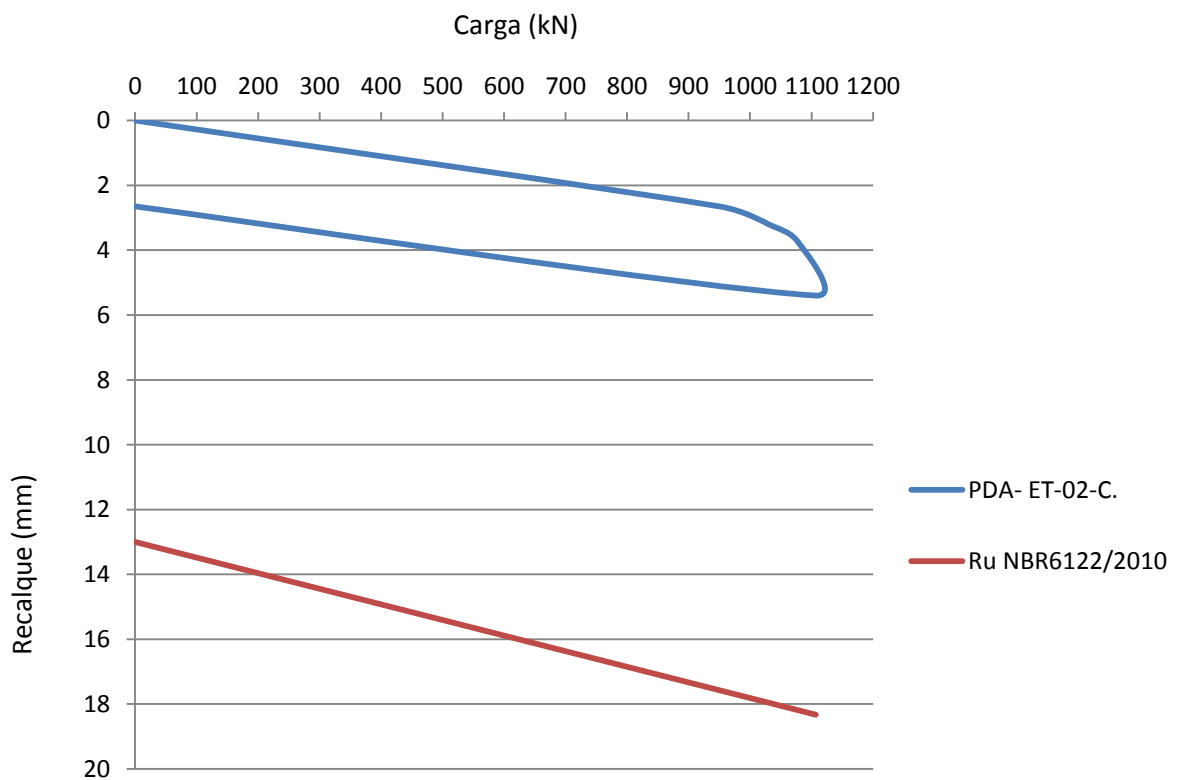


Gráfico carga x recalque – Estaca – ET-02-C.

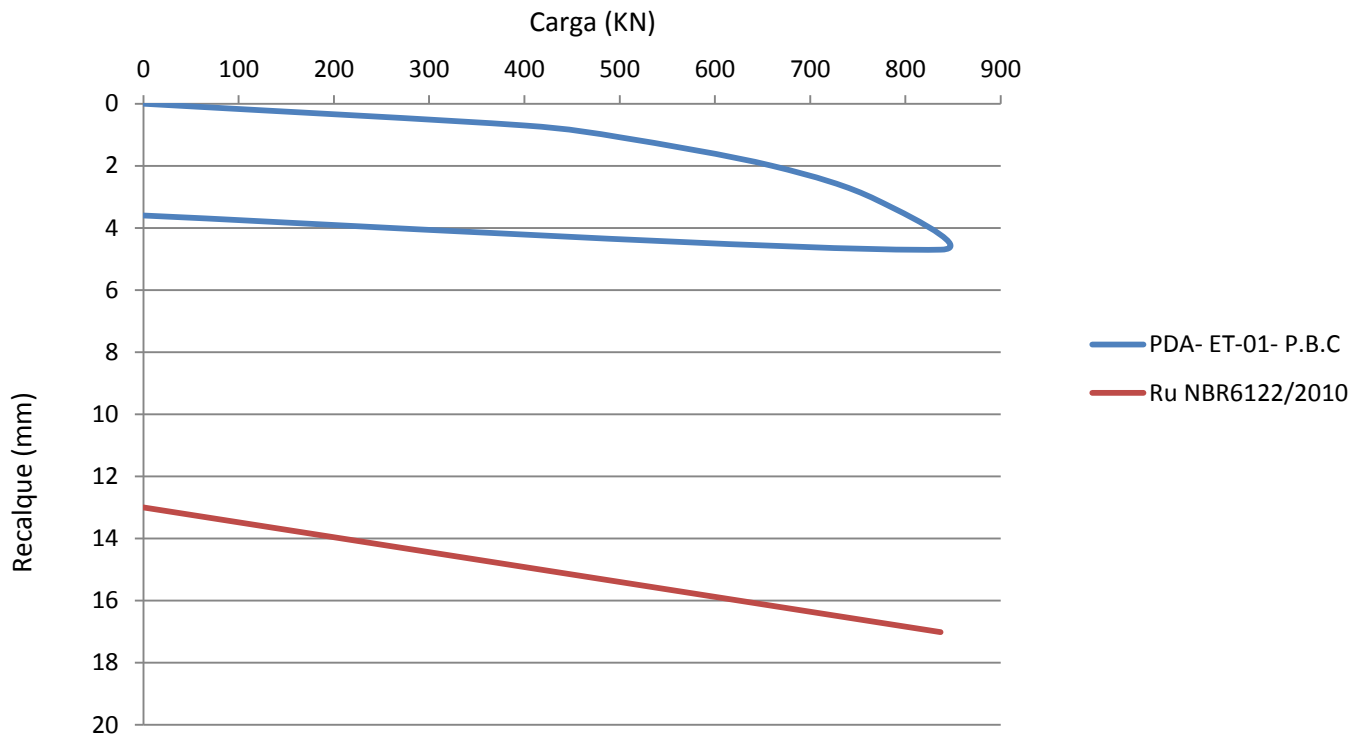


Gráfico carga x recalque – Estaca – ET-01-P.B.C.

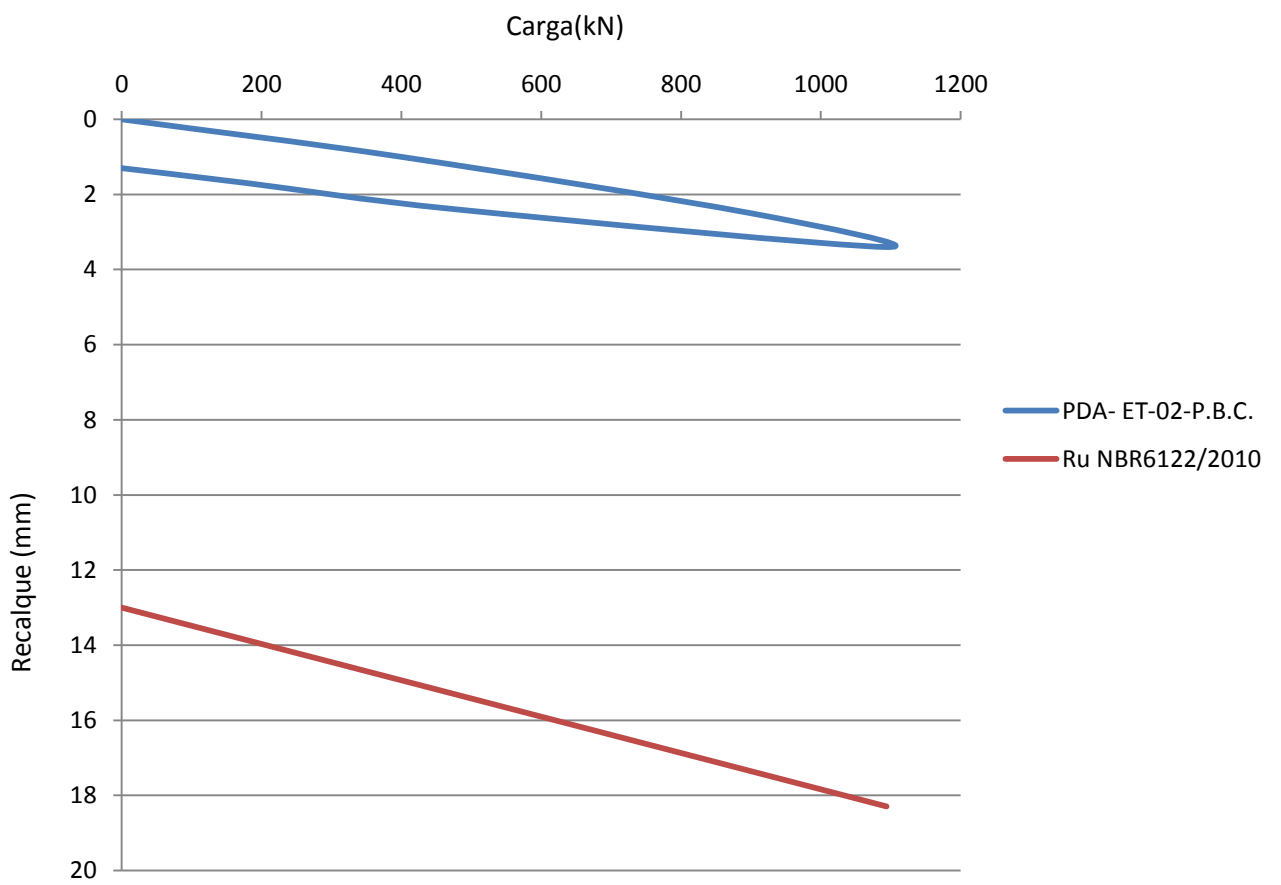


Gráfico carga x recalque – Estaca – ET-02-P.B.C.

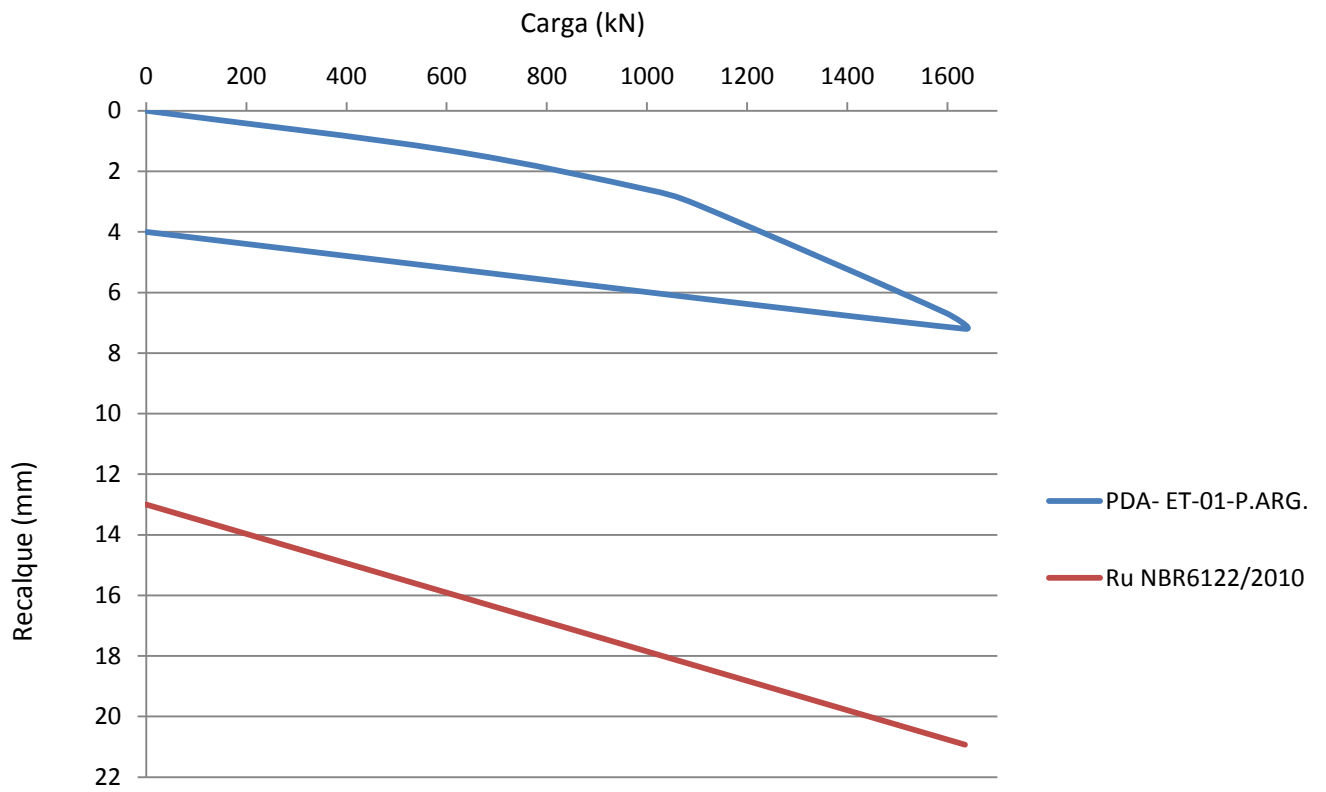


Gráfico carga x recalque – Estaca – ET-01-P.ARG.

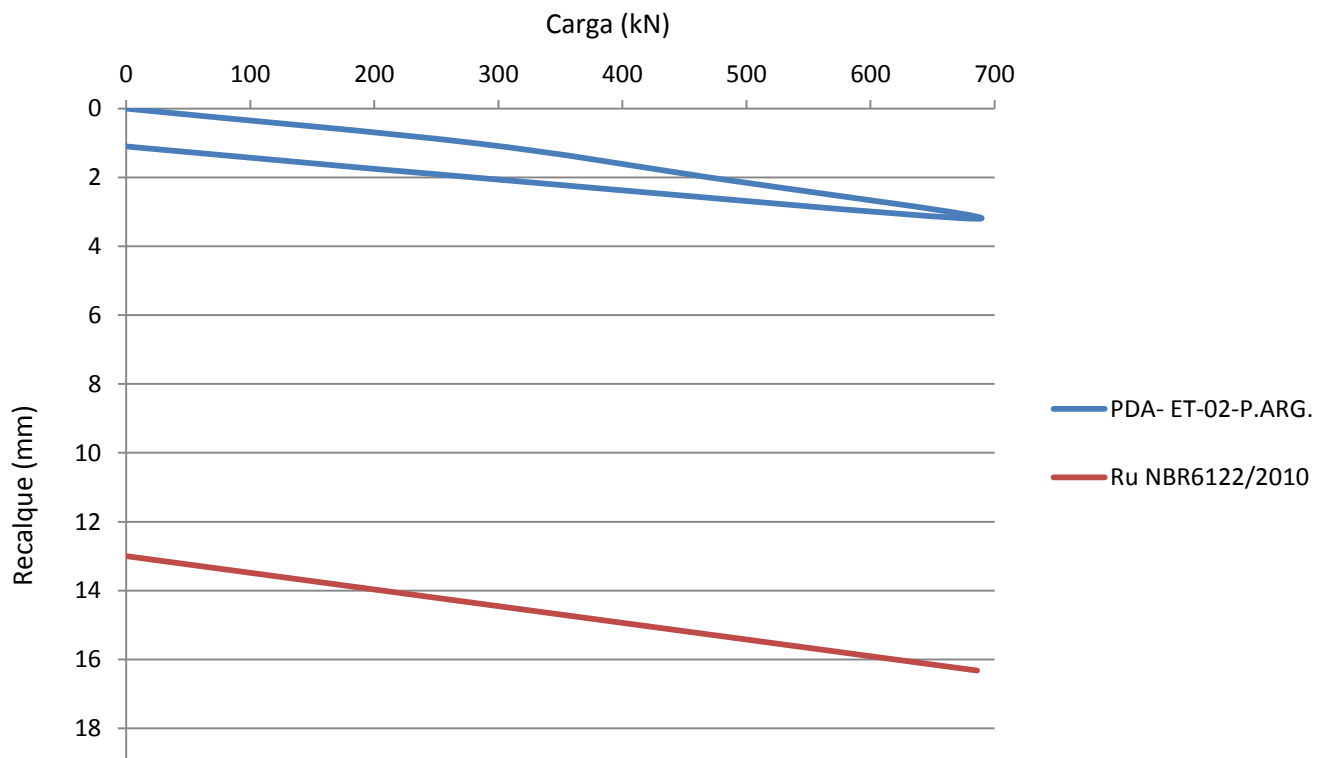


Gráfico carga x recalque – Estaca – ET-02-P.ARG.

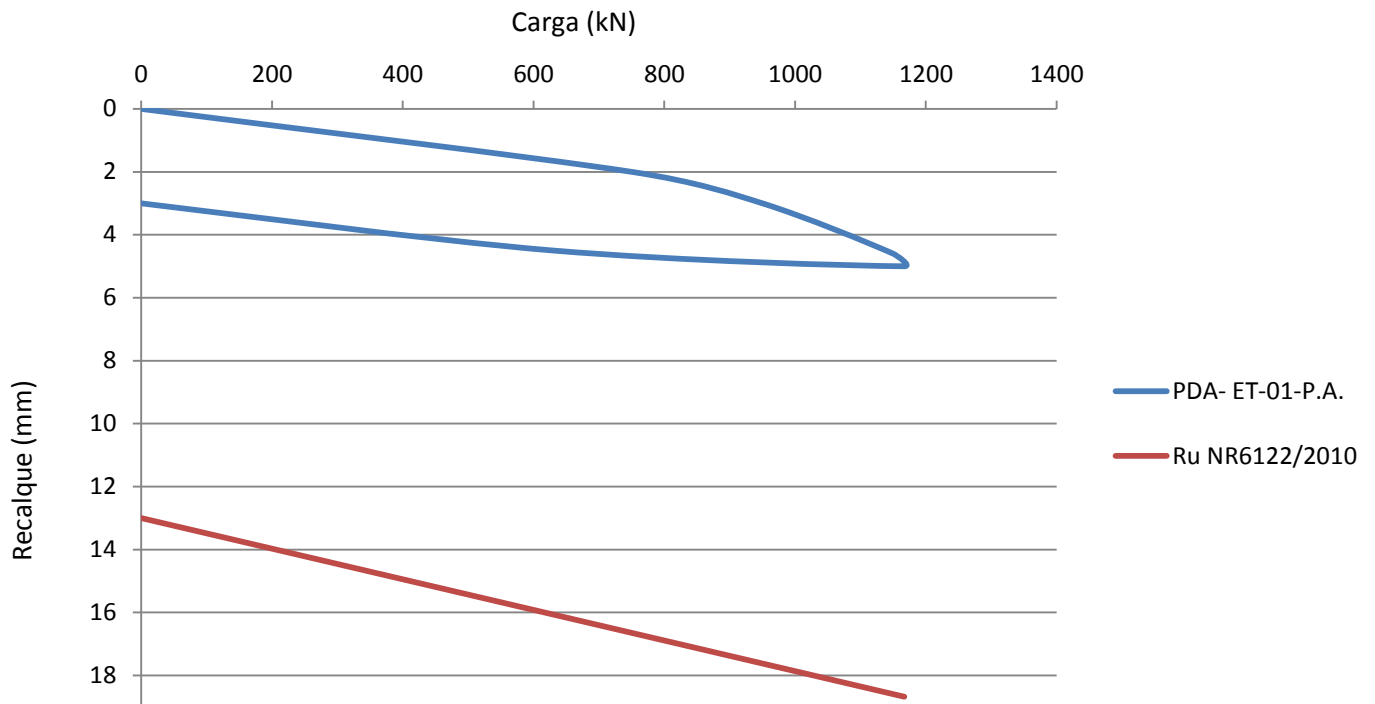


Gráfico carga x recalque – Estaca – ET-01-P.A.

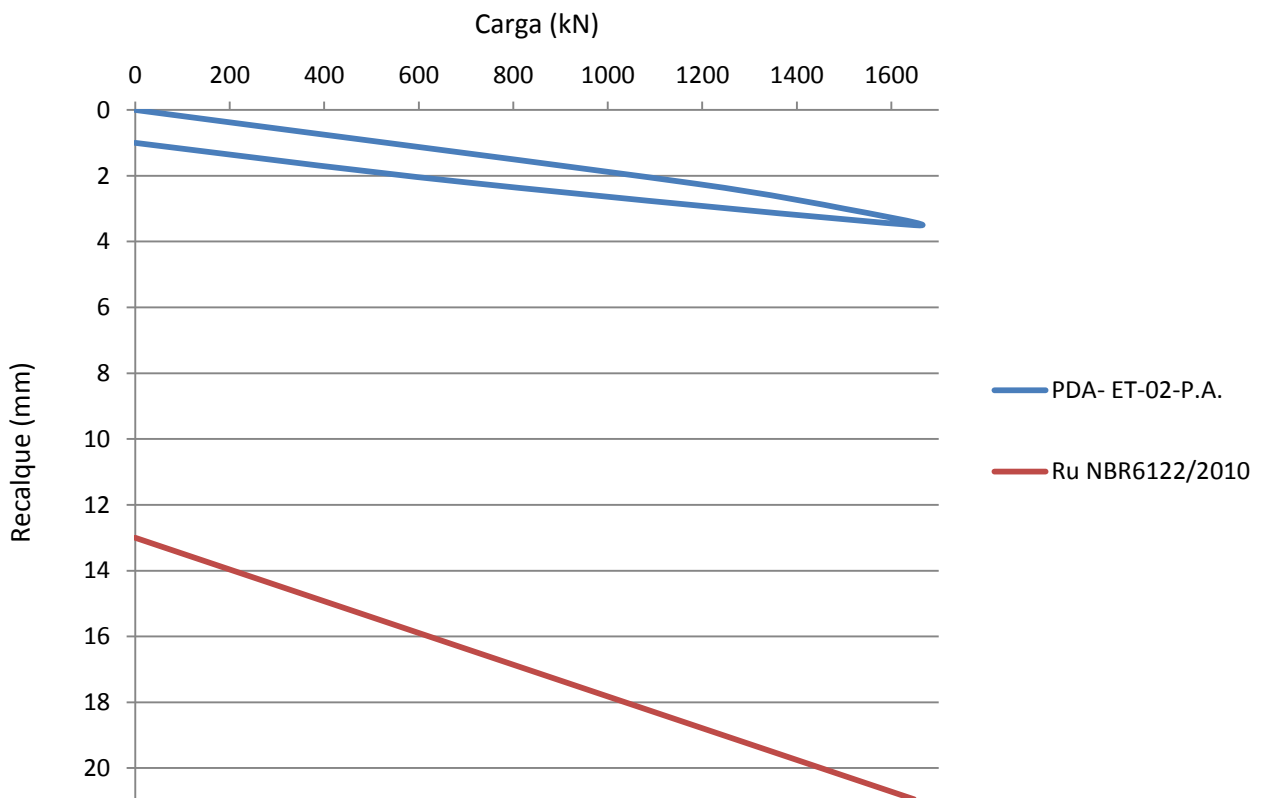


Gráfico carga x recalque – Estaca – ET-02-P.A.

APÊNDICE B – CURVAS CARGAS VERSUS RECALQUE - CAMPO DE TESTE N°02

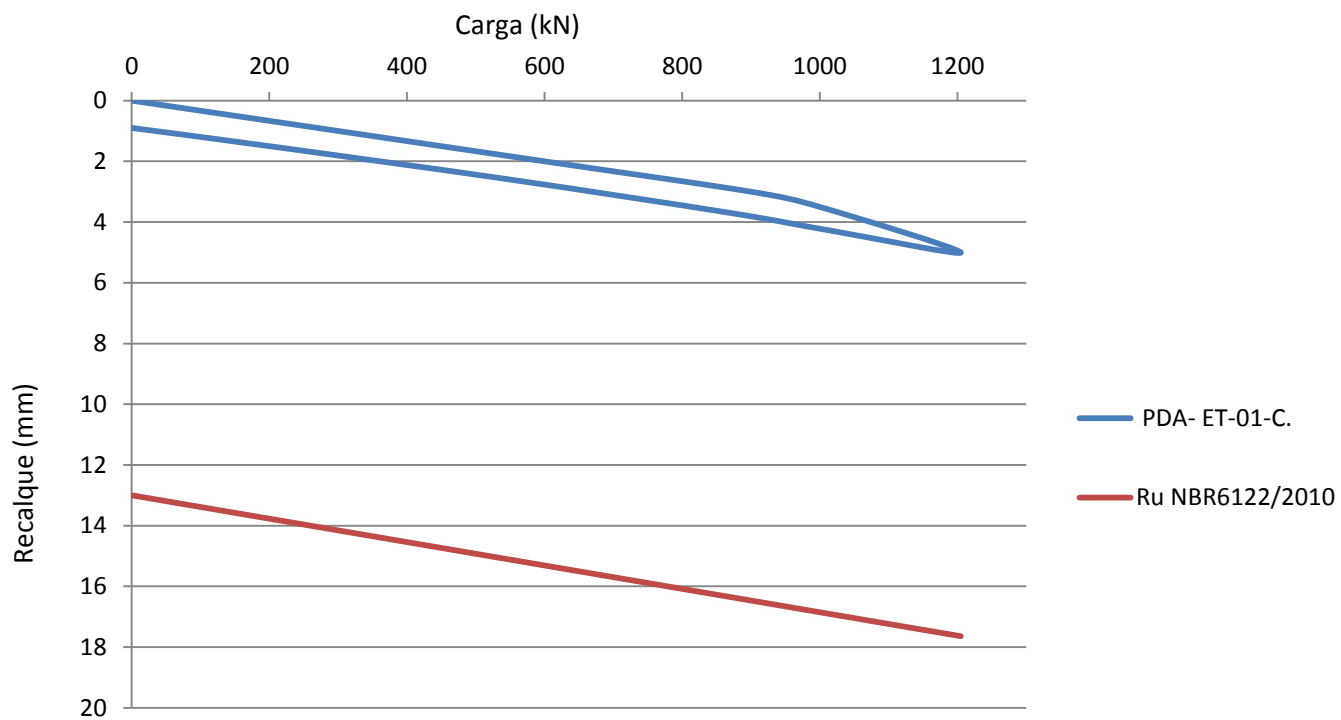


Gráfico carga x recalque – Estaca – ET-01-C.

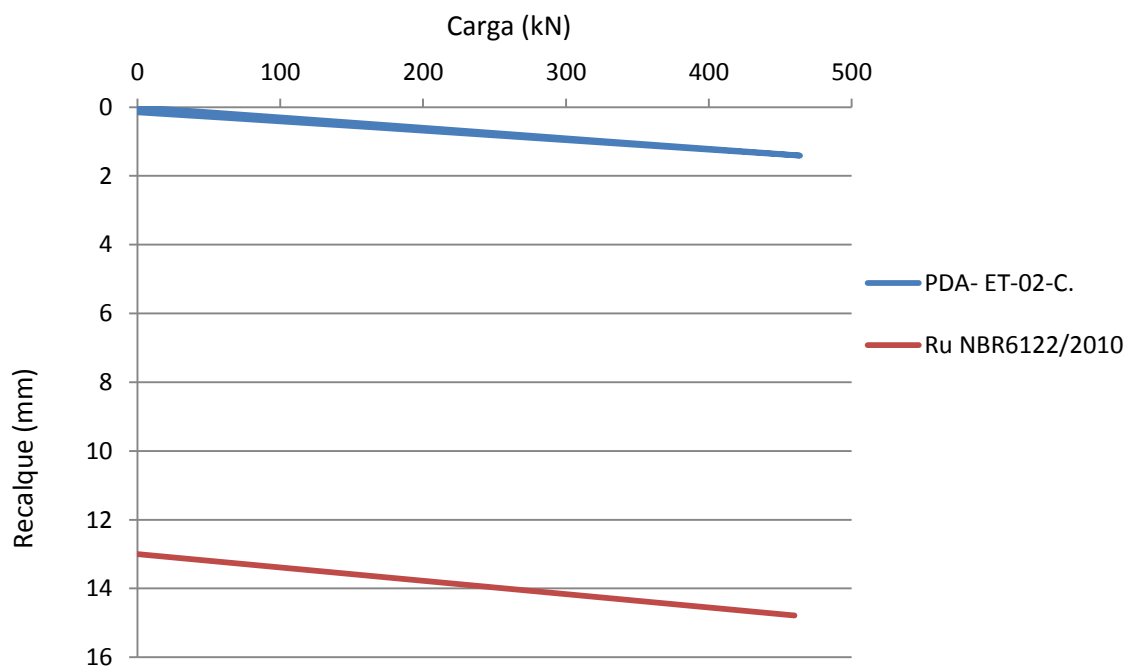


Gráfico carga x recalque – Estaca – ET-02-C.

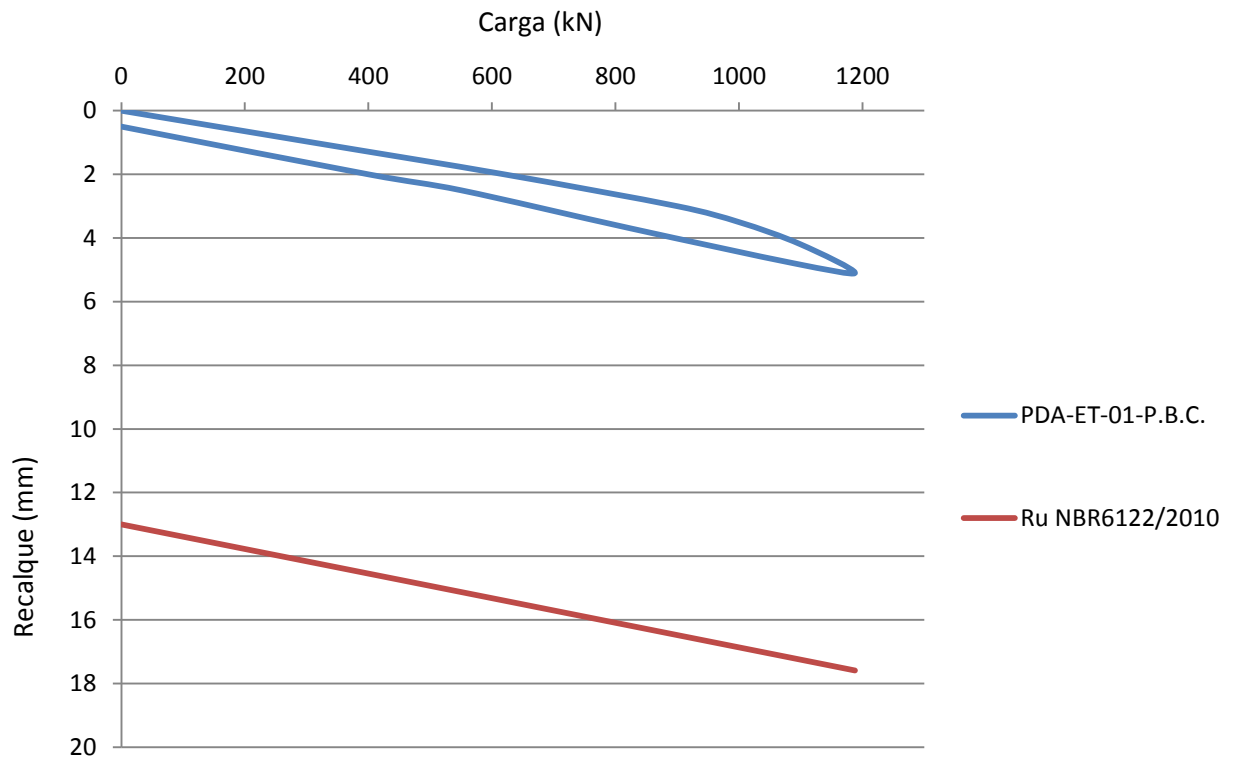


Gráfico carga x recalque – Estaca – ET-01-P.B.C.

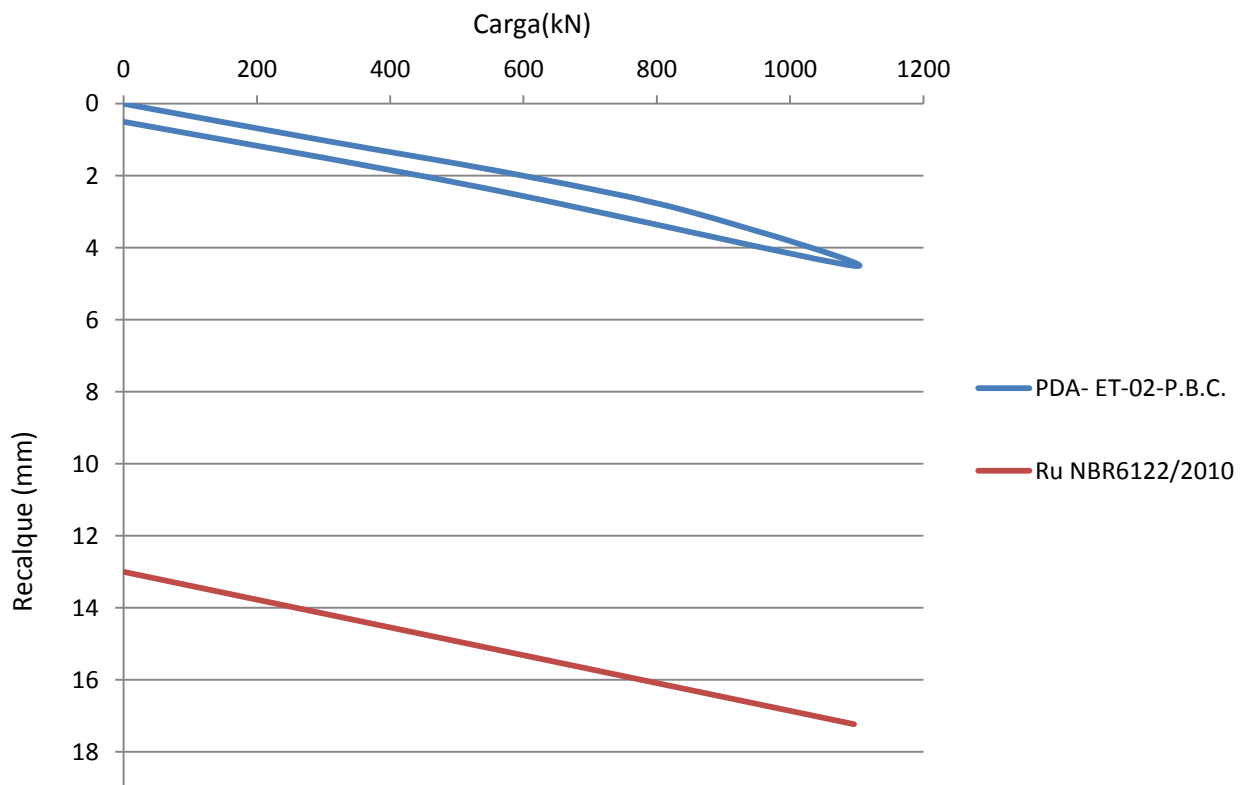


Gráfico carga x recalque – Estaca – ET-02-P.B.C.

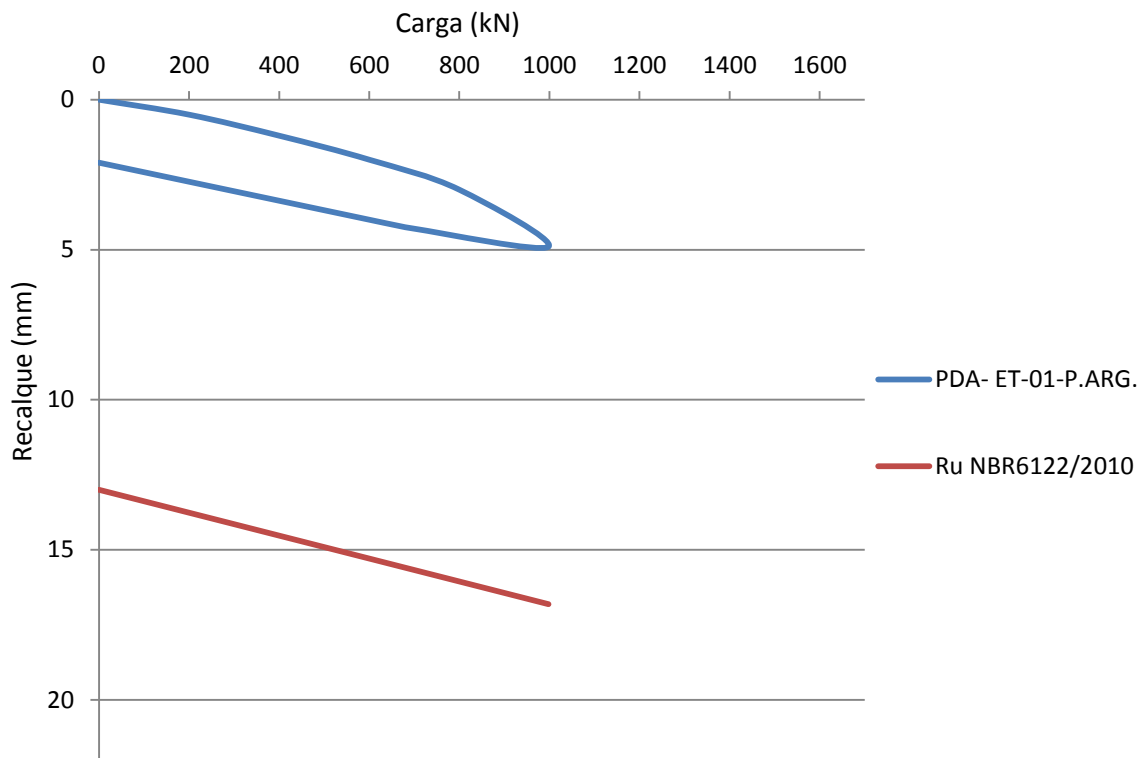


Gráfico carga x recalque – Estaca – ET-01-P.ARG.

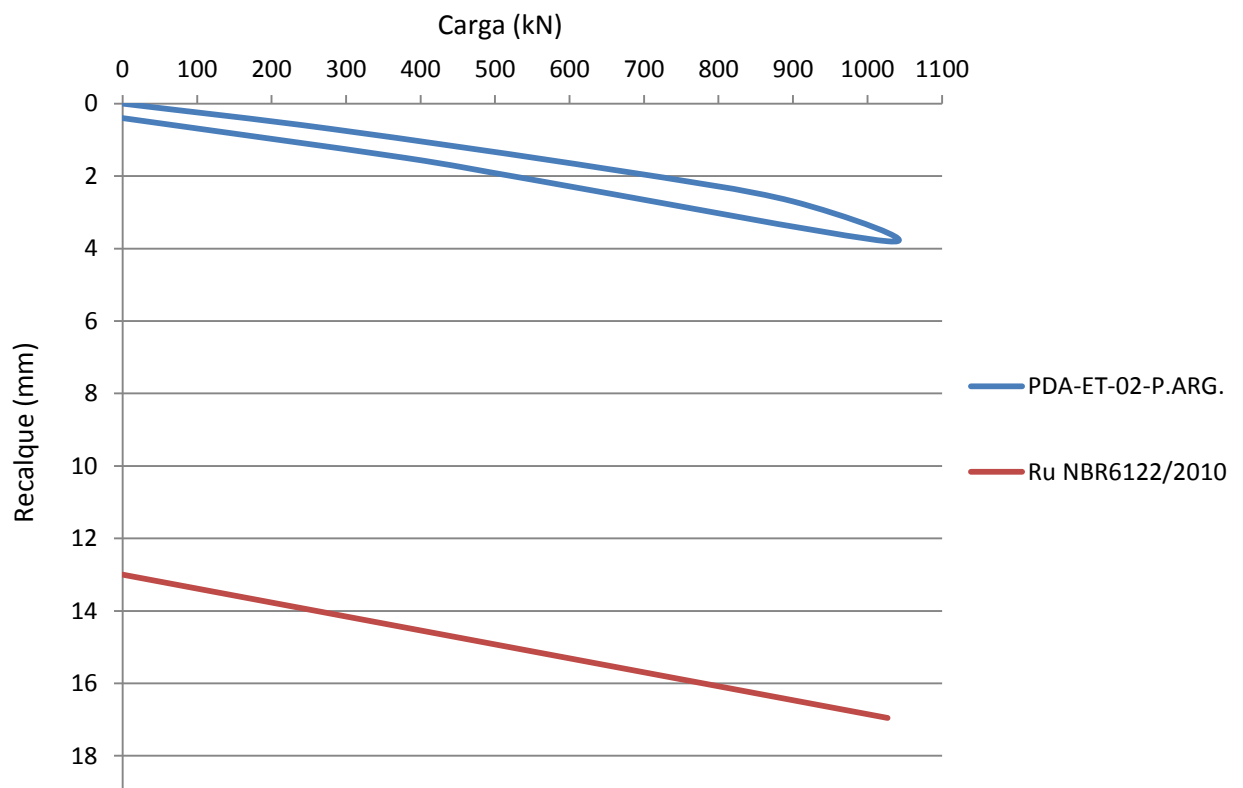


Gráfico carga x recalque – Estaca – ET-02-P.ARG.

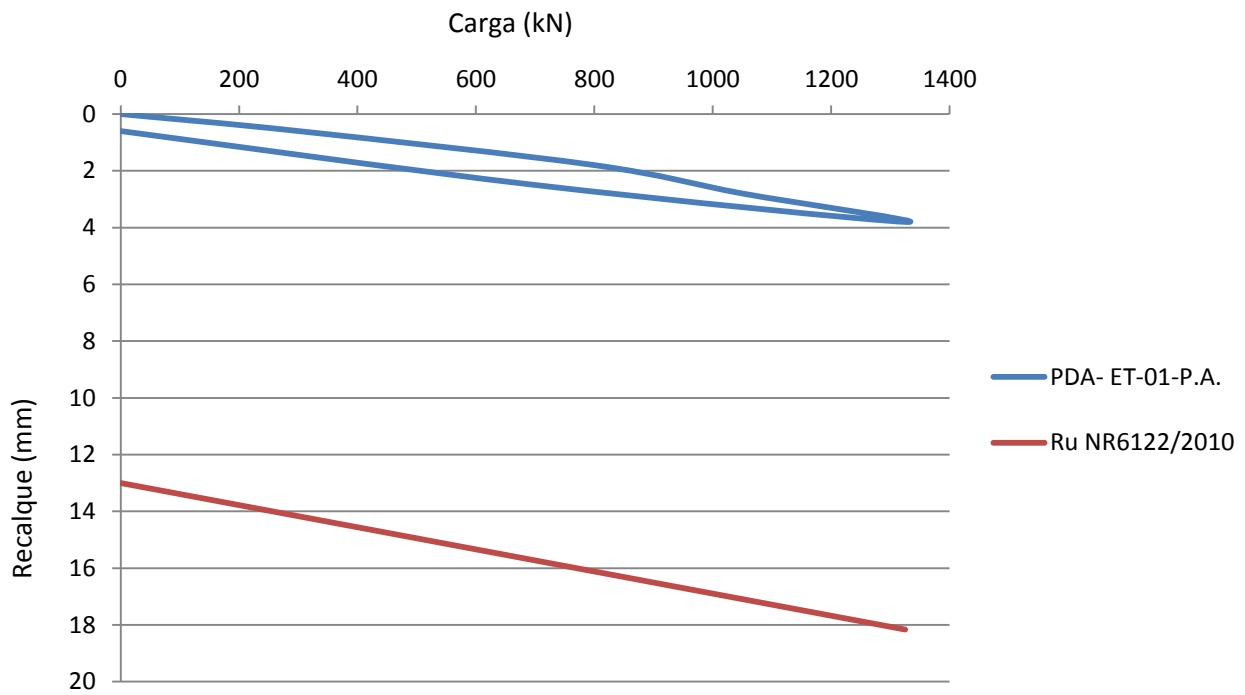


Gráfico carga x recalque – Estaca – ET-01-P.A.

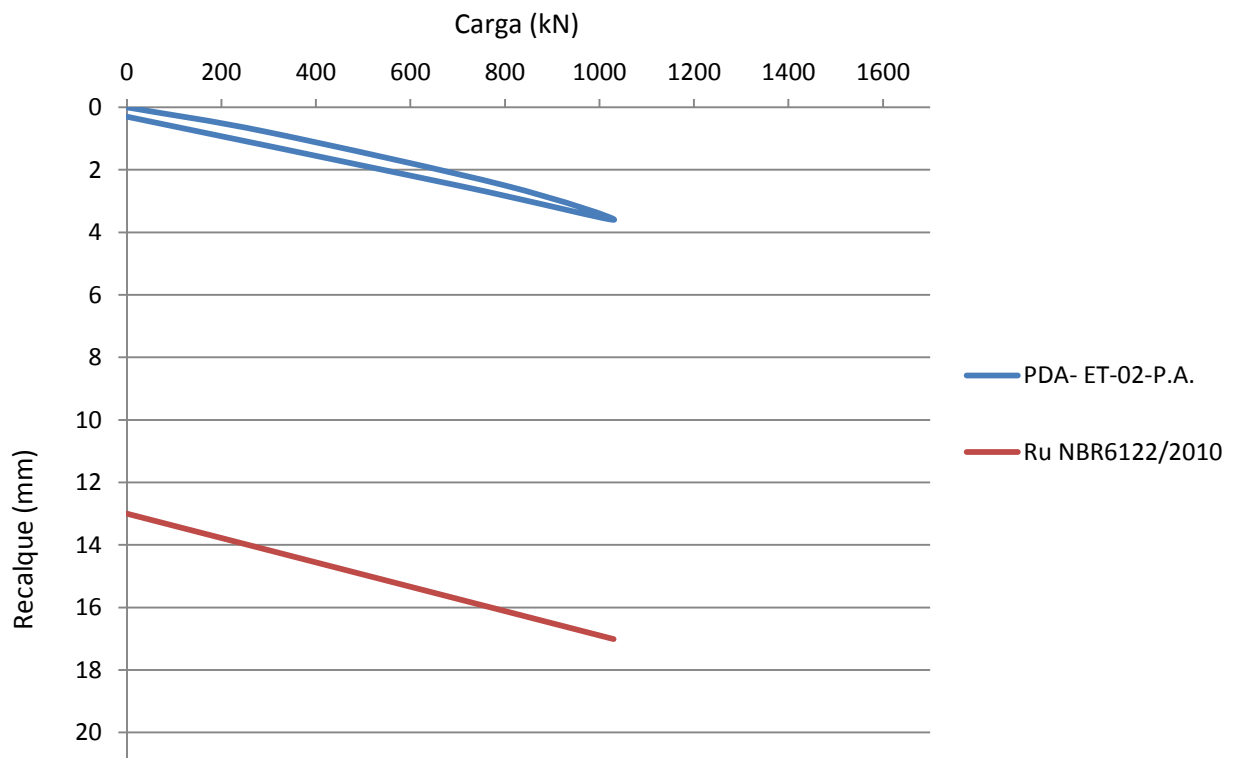


Gráfico carga x recalque – Estaca – ET-02-P.A.

APÊNDICE C – CURVAS CARGAS VERSUS RECALQUE - CAMPO DE TESTE Nº03

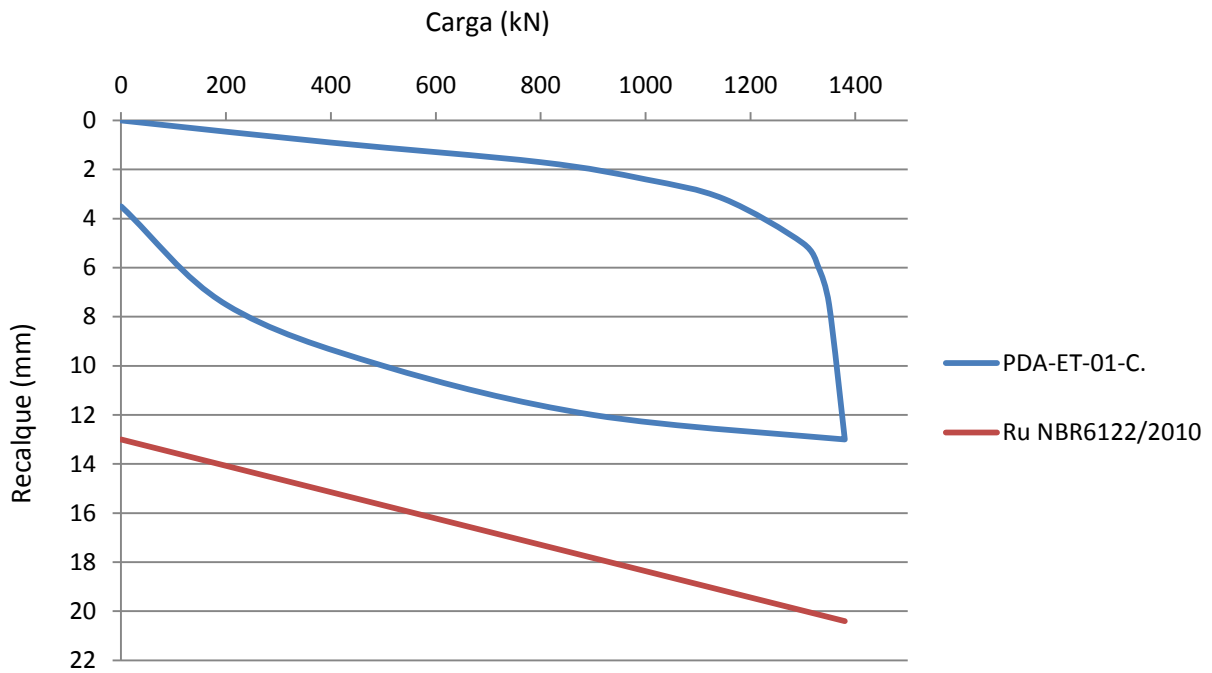


Gráfico carga x recalque – Estaca – ET-01-C.

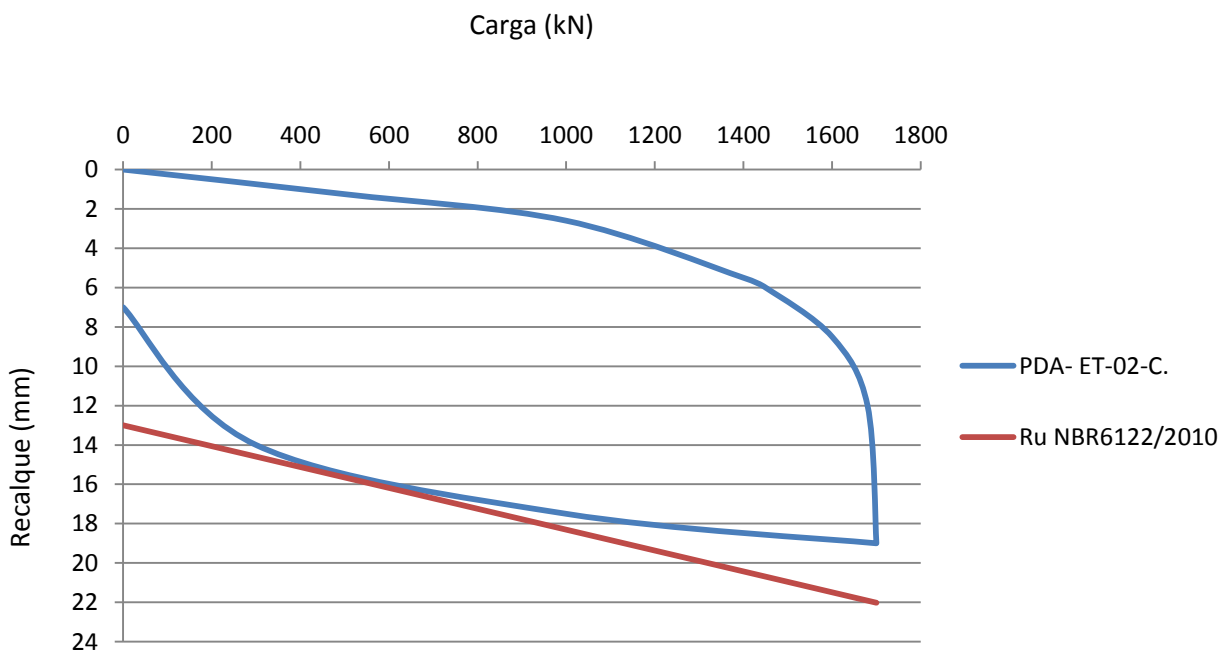


Gráfico carga x recalque – Estaca – ET-02-C.

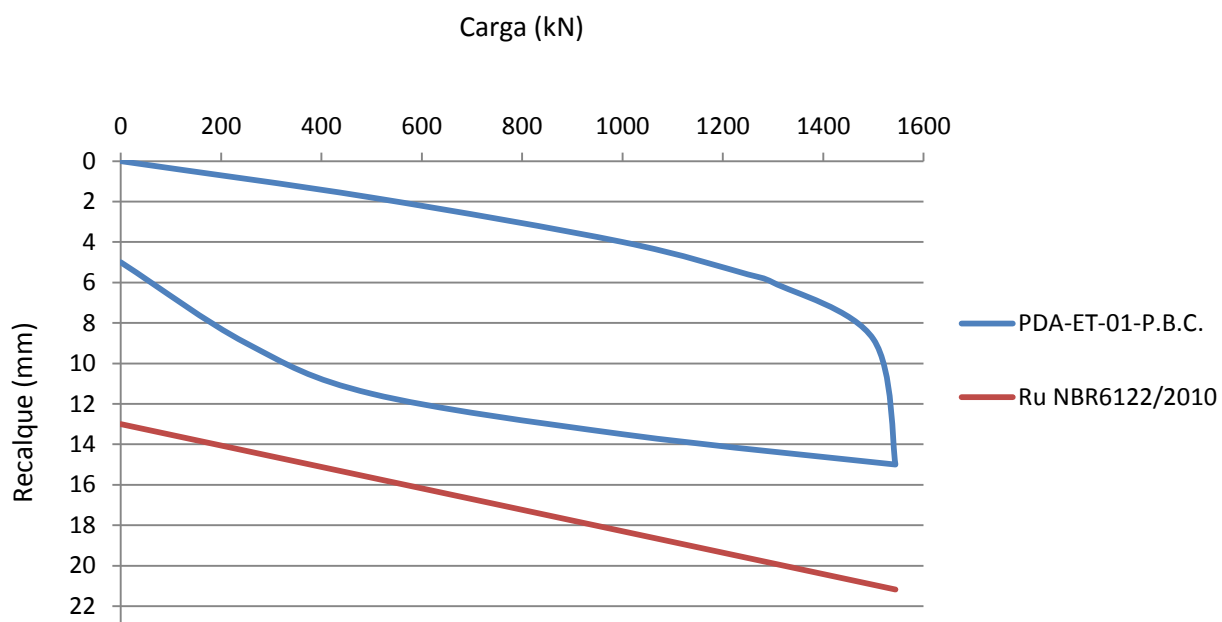


Gráfico carga x recalque – Estaca – ET-01-P.B.C.

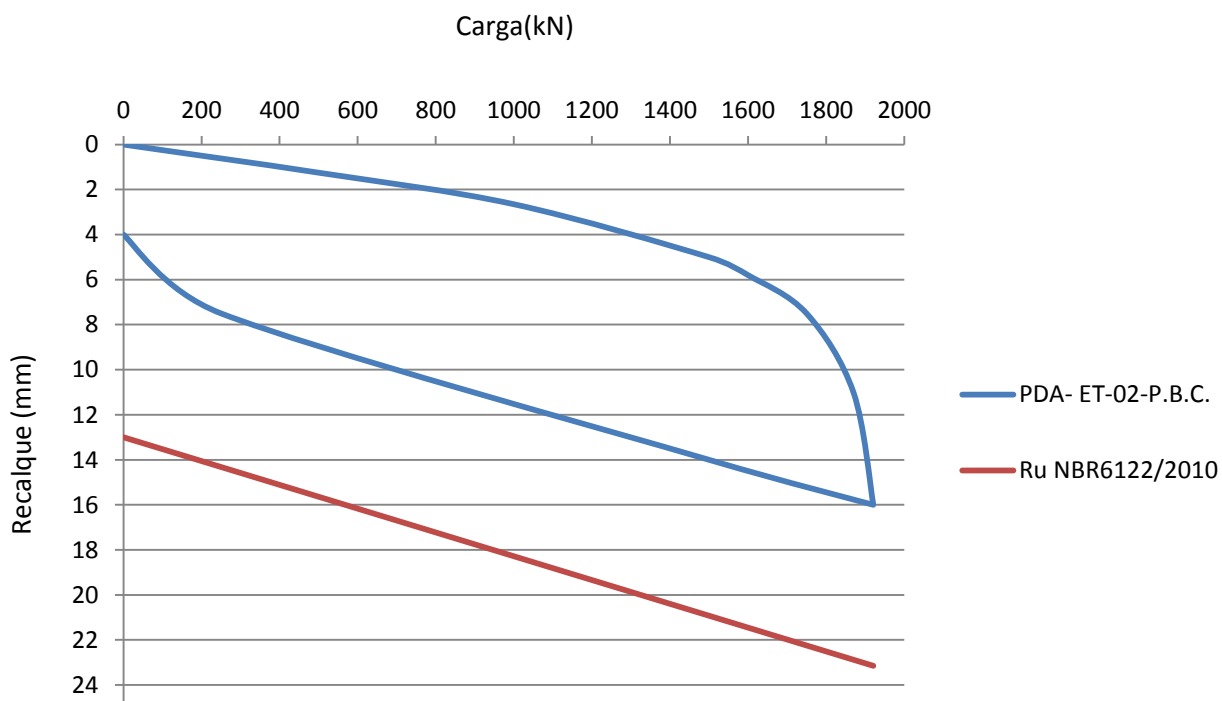


Gráfico carga x recalque – Estaca – ET-02-P.B.C.

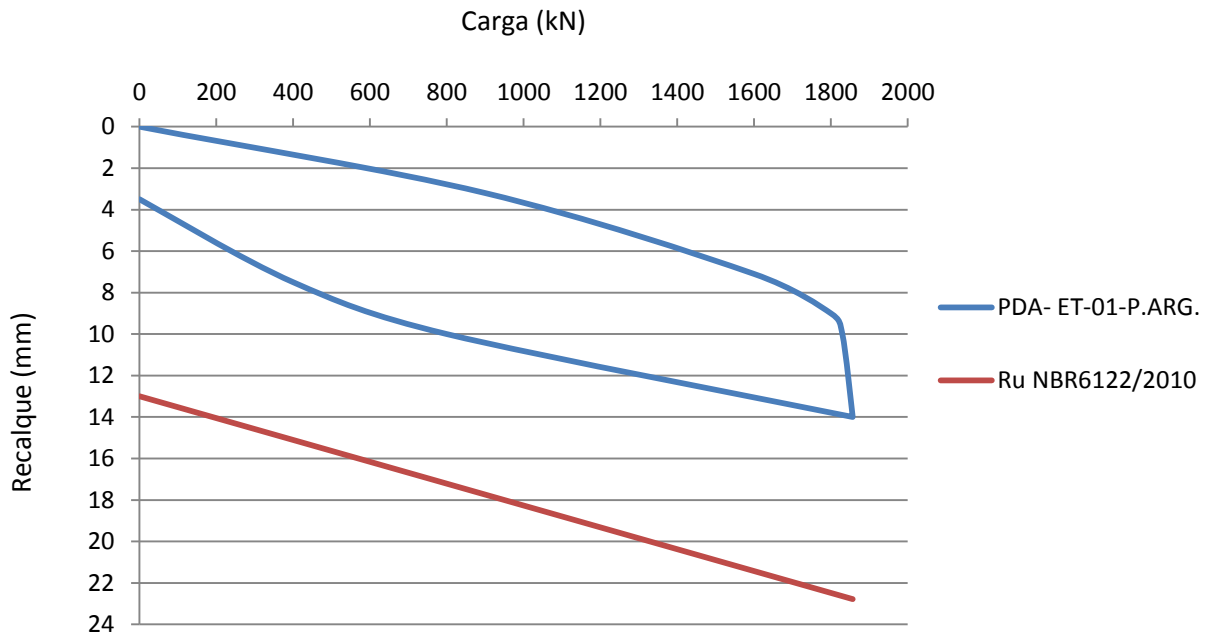


Gráfico carga x recalque – Estaca – ET-01-P.ARG.

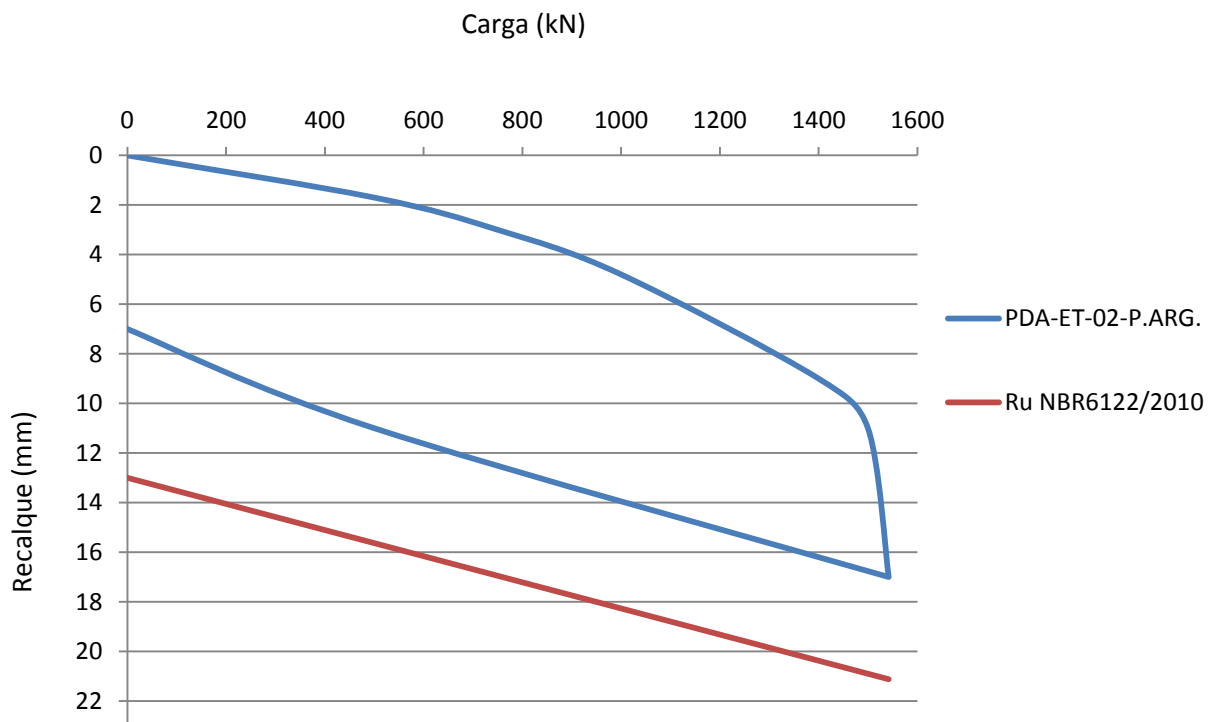


Gráfico carga x recalque – Estaca – ET-02-P.ARG.

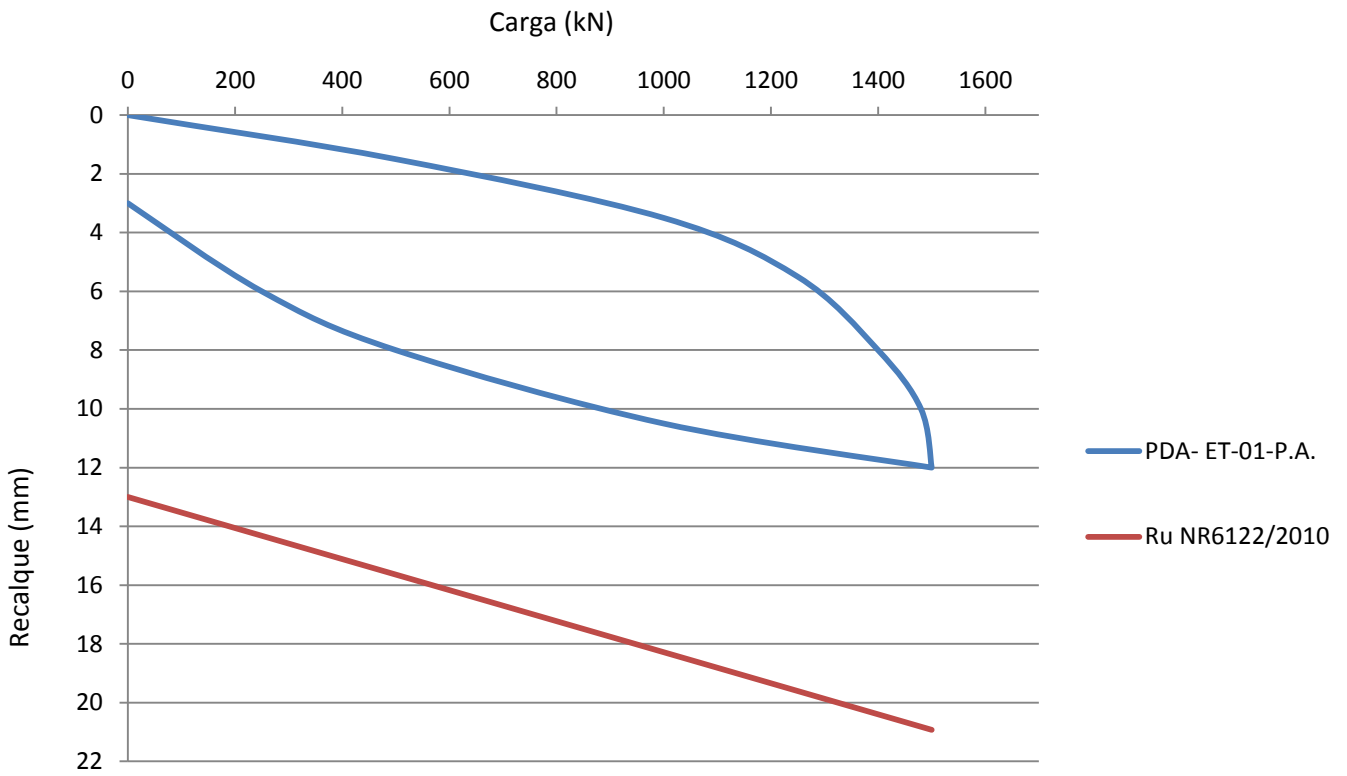


Gráfico carga x recalque – Estaca – ET-01-P.A.

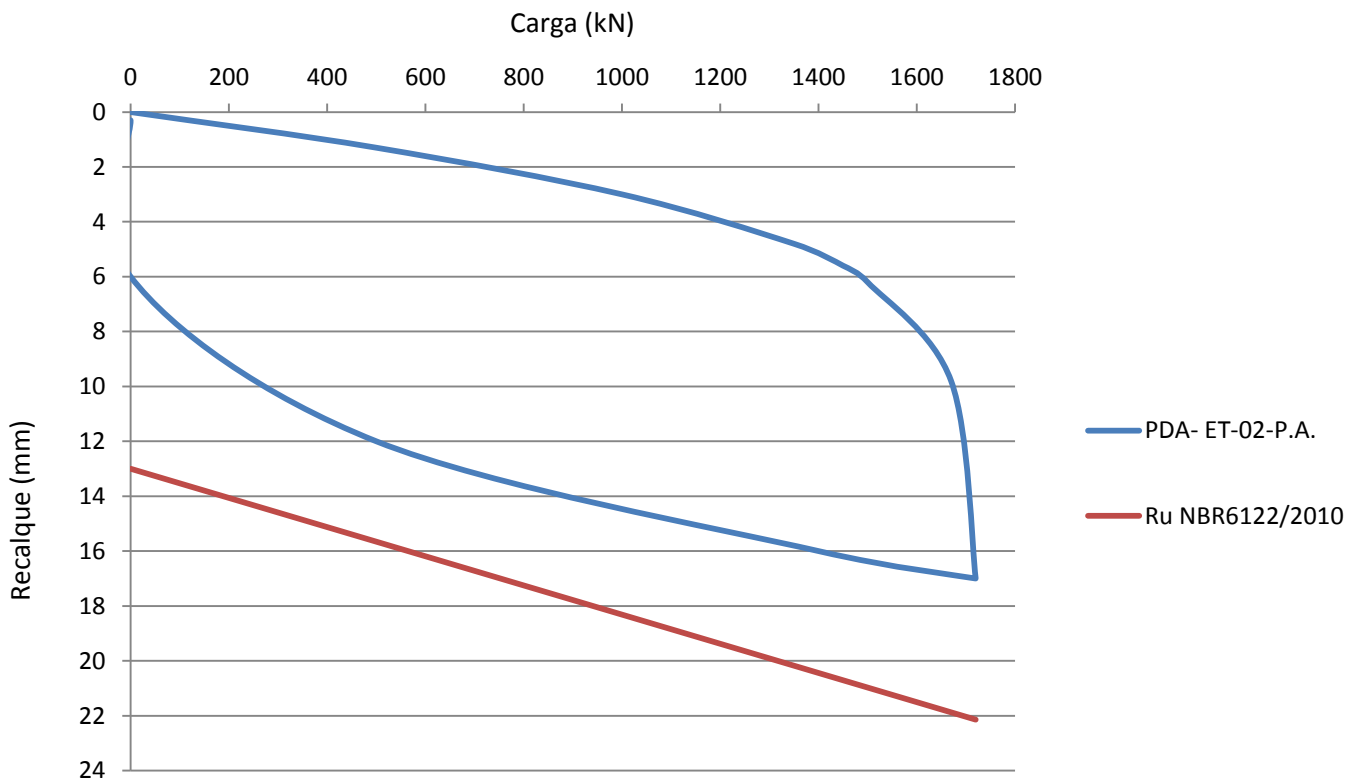


Gráfico carga x recalque – Estaca – ET-02-P.A.

APÊNDICE D – CURVAS CARGAS VERSUS RECALQUE - CAMPO DE TESTE N°04

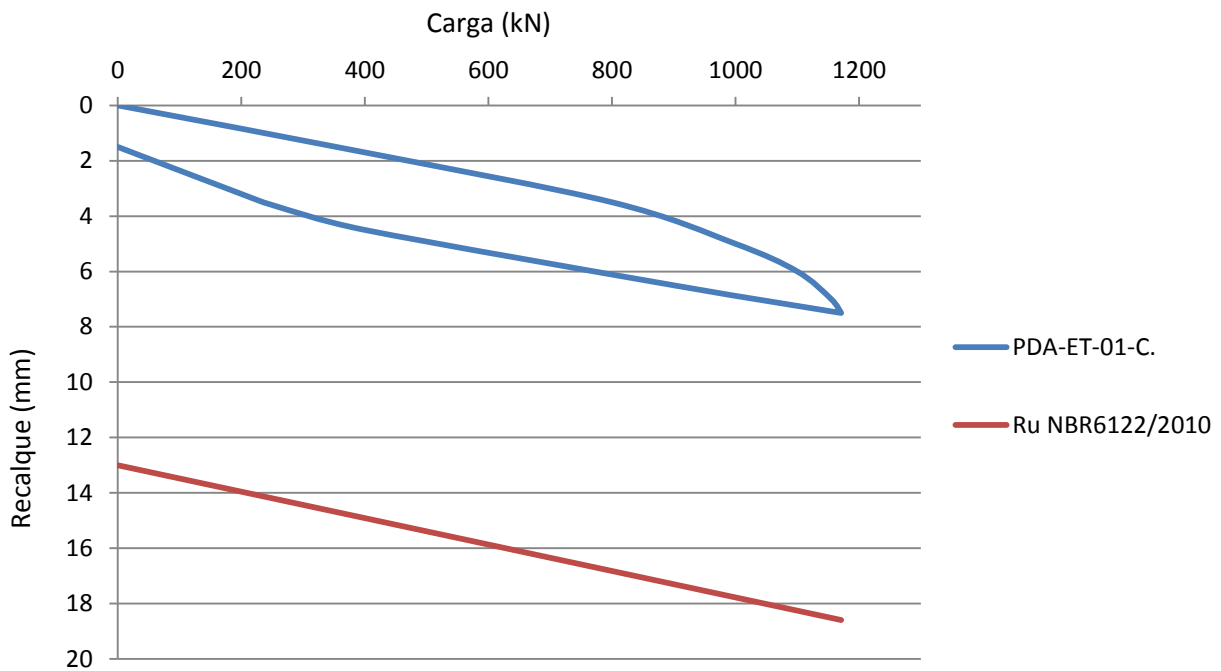


Gráfico carga x recalque – Estaca – ET-01-C.

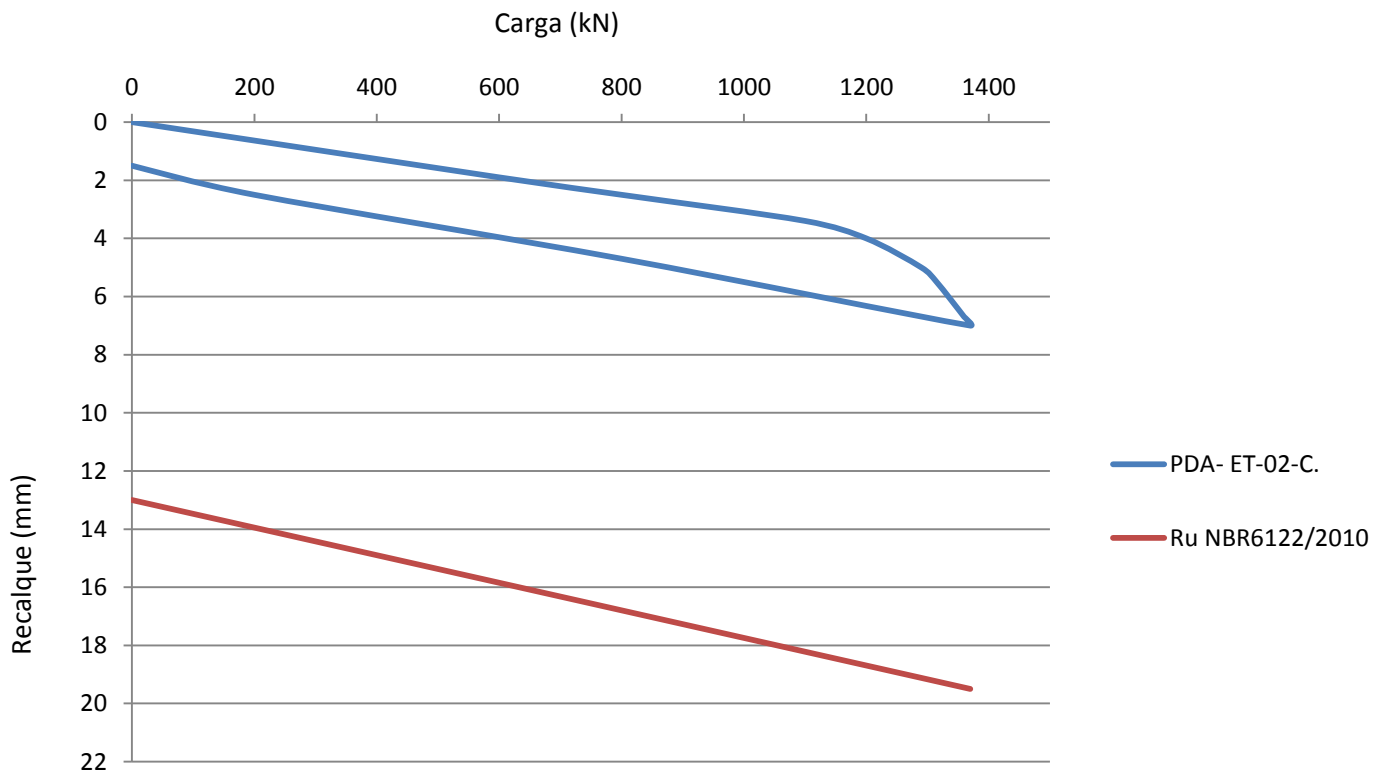


Gráfico carga x recalque – Estaca – ET-02-C.

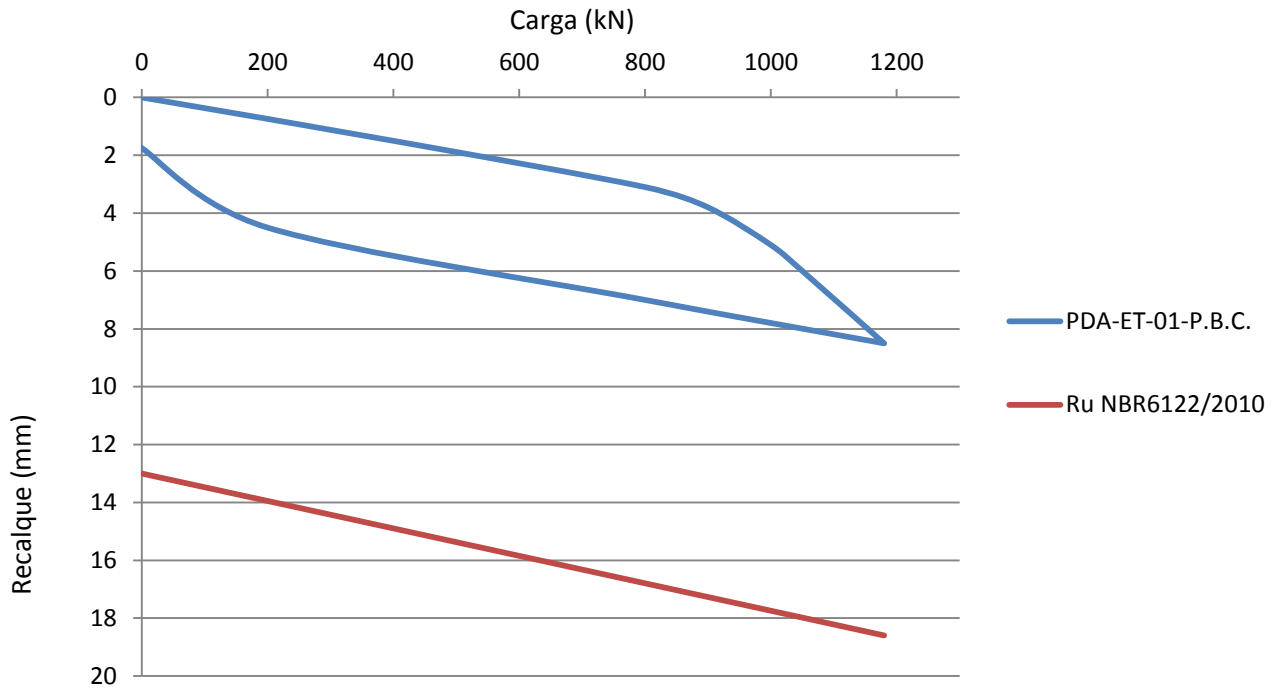


Gráfico carga x recalque – Estaca – ET-01-P.B.C.

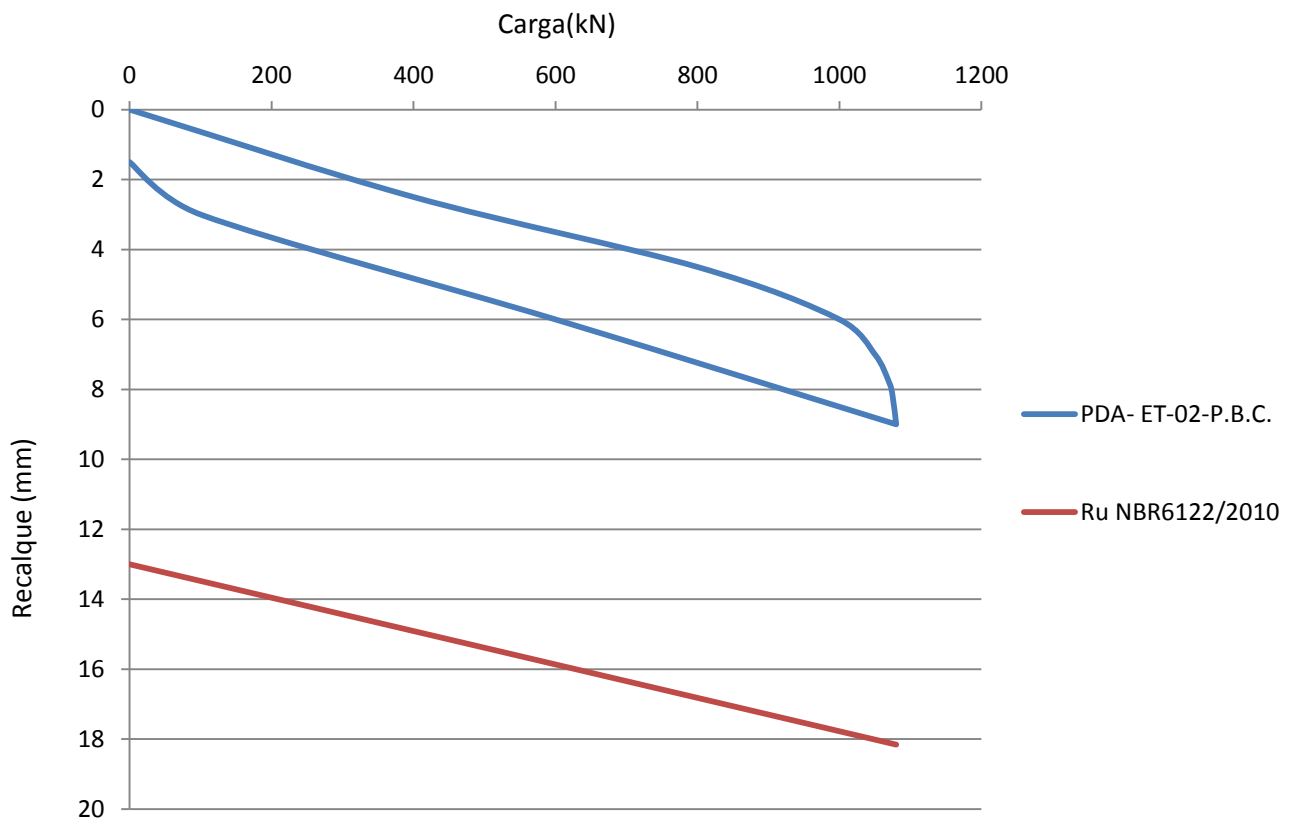


Gráfico carga x recalque – Estaca – ET-02-P.B.C.

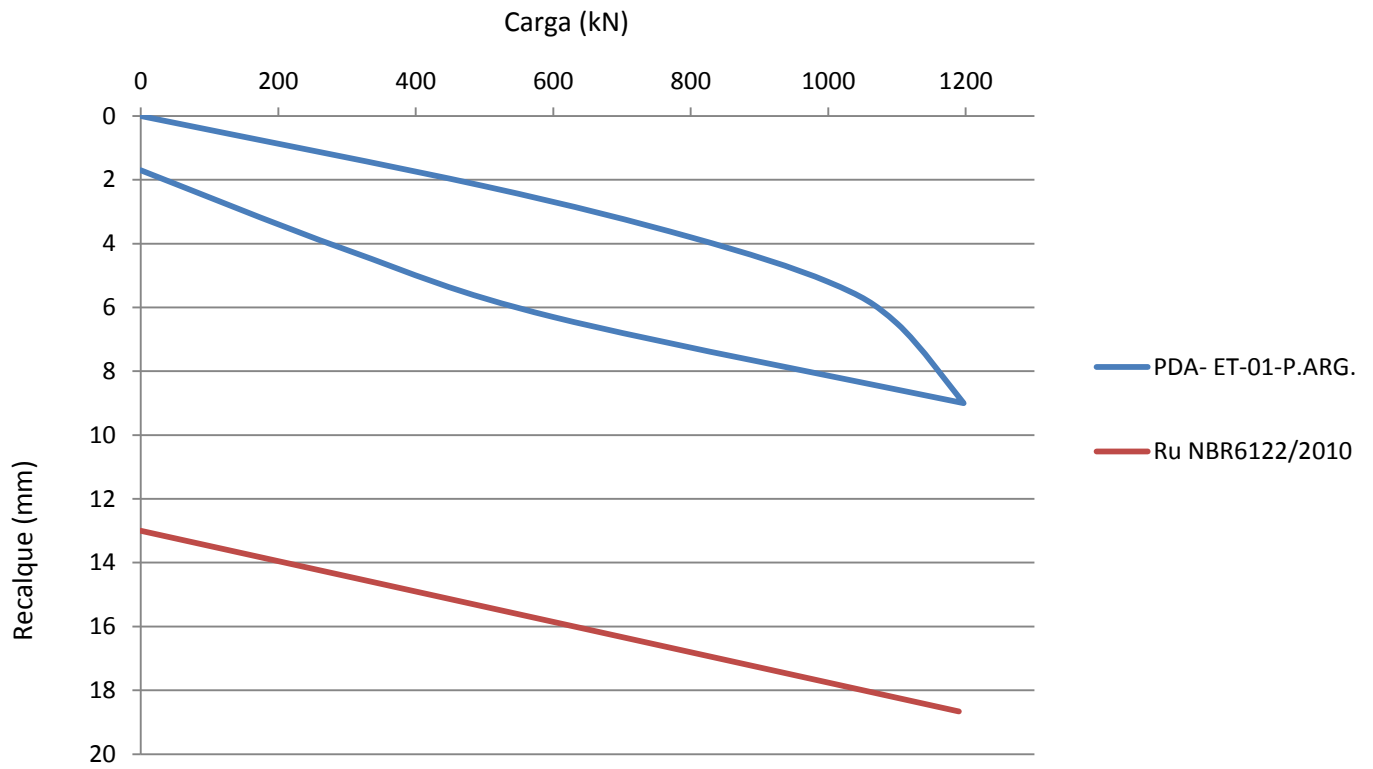


Gráfico carga x recalque – Estaca – ET-01-P.ARG.

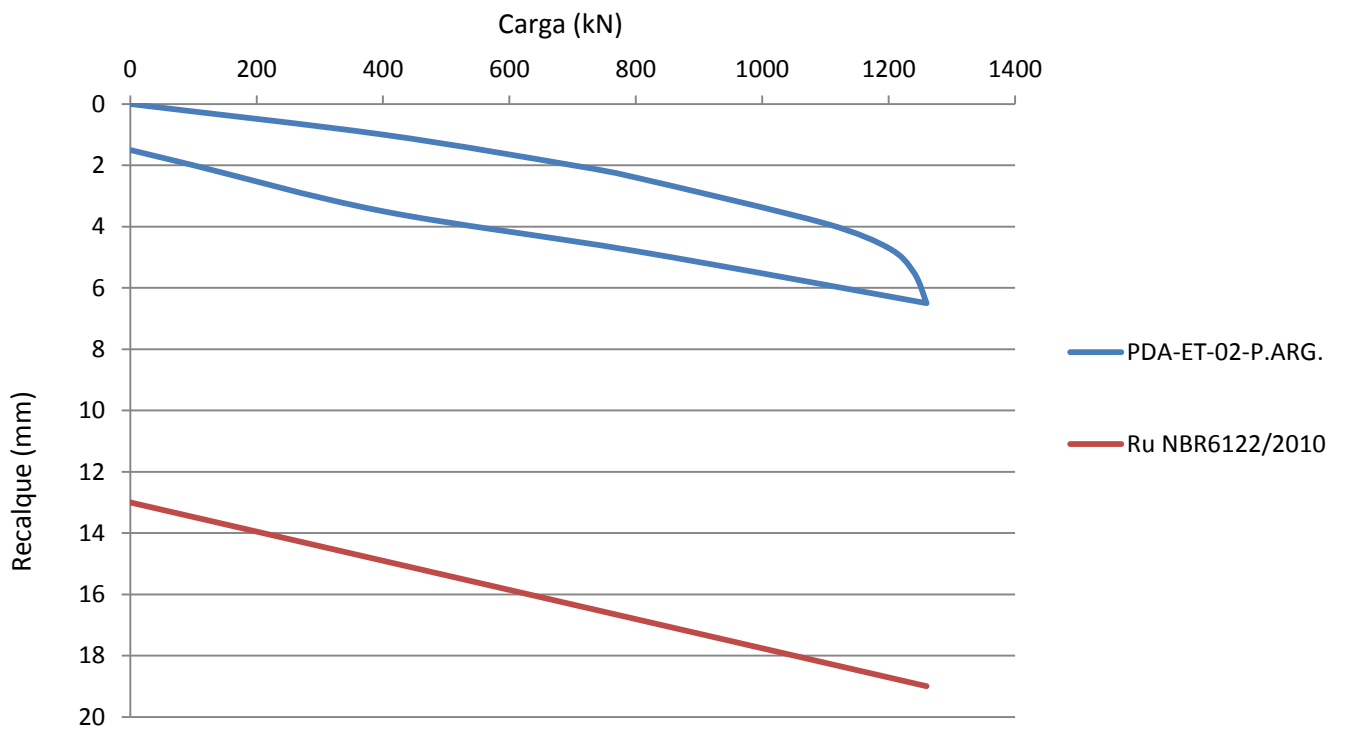


Gráfico carga x recalque – Estaca – ET-02-P.ARG.

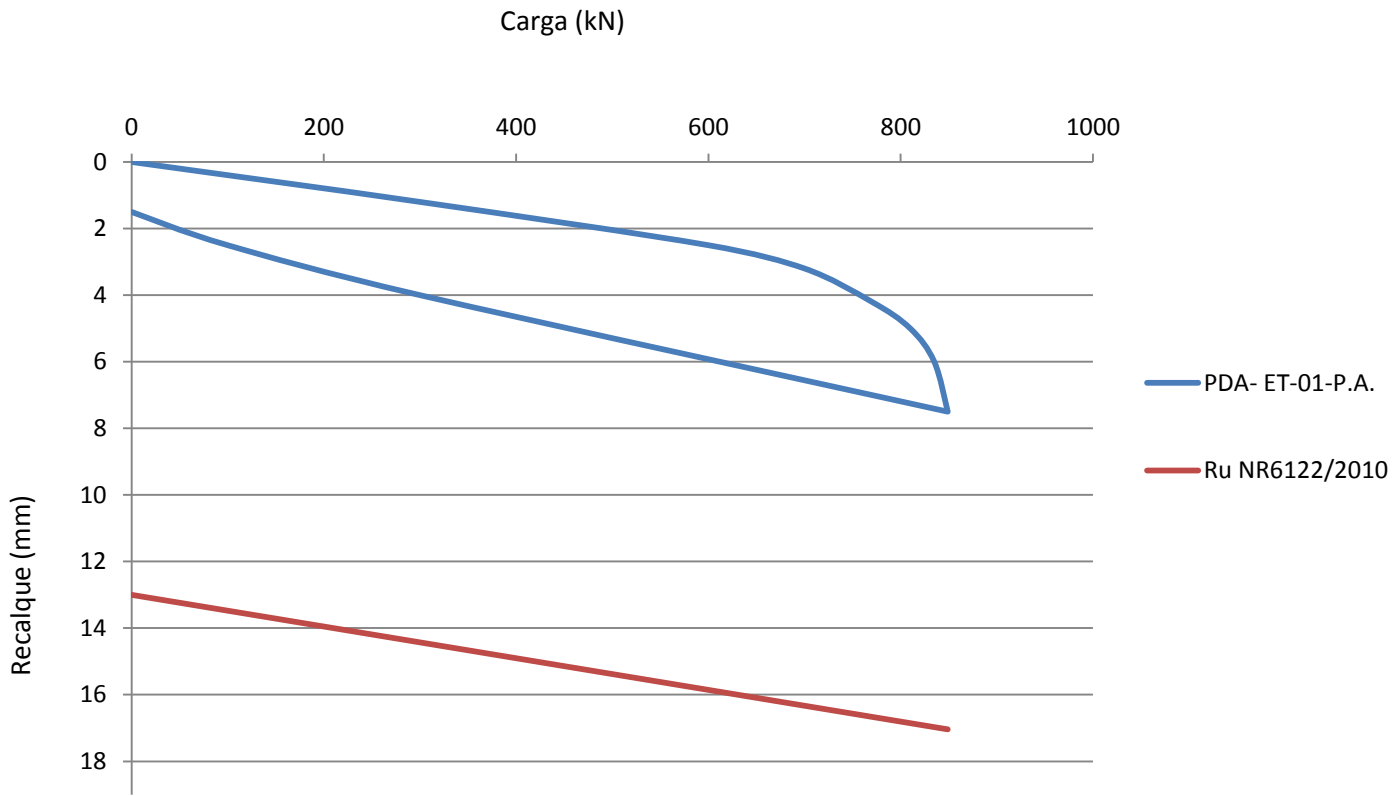


Gráfico carga x recalque – Estaca – ET-01-P.A.

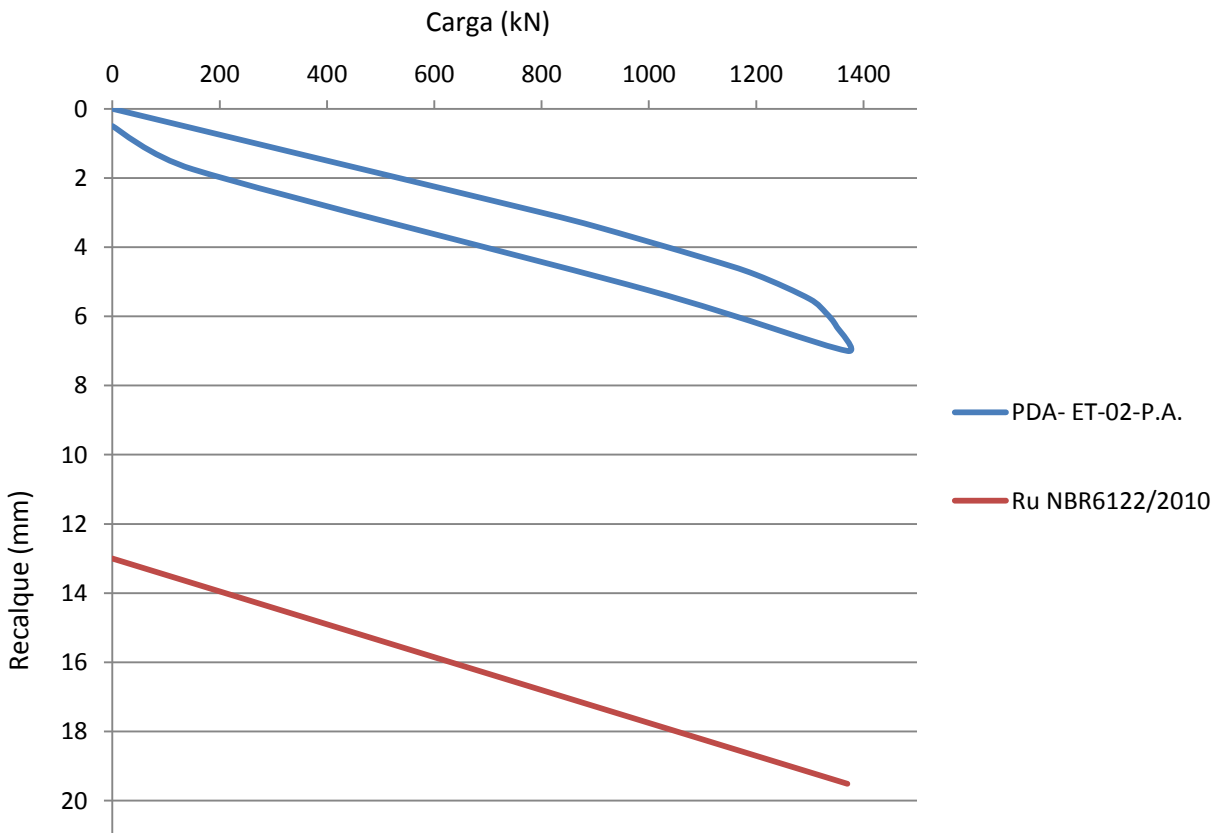


Gráfico carga x recalque – Estaca – ET-02-P.A.