UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO

CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

LEANDRO INÁCIO DA SILVA

AVALIAÇÃO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO E CONTROLE DE CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS TIPO PERFIL METÁLICO "H"

RECIFE, 2013

LEANDRO INÁCIO DA SILVA

AVALIAÇÃO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO E CONTROLE DE CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS TIPO PERFIL METÁLICO "H"

Dissertação submetida ao Corpo Docente da Coordenação do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

ORIENTADOR: SILVIO ROMERO DE MELO FERREIRA, D. Sc.

RECIFE, 2013

Catalogação na fonte
Bibliotecária Margareth Malta, CRB-4 / 1198

S586a Silva, Leandro Inácio da.
Avaliação dos métodos de previsão e controle de capacidade de carga em estacas tipo perfil metálico ¨H¨. - Recife: O Autor, 2013.
218 folhas, il., gráfs., tabs.

Orientador: Profa. DSc. Silvio Romero de Melo Ferreira.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2013.
Inclui Referências, Apêndices e Anexos.

1. Engenharia Civil. 2. Capacidade de carga. 3. Estaca metálica. 4. Ensaio de carregamento dinâmico. 5. Prova de carga estática. I. Ferreira, Silvio Romero de Melo. (Orientador). II. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.) BCTG/2014-299

AVALIAÇÃO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO E CONTROLE DE CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS TIPO PERFIL METÁLICO "H"

LEANDRO INÁCIO DA SILVA

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO COMO PARTE INTEGRANTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS À OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL

Aprovada por:

SILVIO ROMERO DE MELO FERREIRA, D. Sc.
(Orientador)

ALEXANDRE DUARTE GUSMÃO, D. Sc.
(Examinador Externo)

JOAQUIM TEODORO ROMÃO DE OLIVEIRA, D. Sc.
(Examinador Externo)

Recife / 2013

DEDICATÓRIA

A minha Esposa,	Andréa de Souza Lima Barbosa
A minha Família,	Luís Inácio da Silva
	Maria Eunice da Silva
	Laércio Inácio da Silva
	Luiz Gustavo da Silva
	Laís, Leví e Laura
À minha Família Espiritual GEAK	Graça Maciel
	Carol Maciel
	Renata Maciel
	Homero Maciel
	Wagner Júnior
	Marcos Oliveira
	Katiana e Família
	Etc...

AGRADECIMENTOS

A Deus, pois “Sejam quais forem os prodígios realizados pela inteligência humana, esta inteligência tem também uma causa primária. É a inteligência superior a causa primária de todas as coisas, qualquer que seja o nome pelo qual o homem a designe.”

Ao Professor e orientador Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira pela amizade, pela orientação e pelos conhecimentos imprescindíveis para minha vida acadêmica e profissional.

Aos Engenheiros e professores Jamesson Poroca e Dilson Teixeira, pela orientação, pela amizade e por todo o conhecimento geotécnico repassado em experiências profissionais conjuntas, sem os quais este trabalho não seria possível.

A ENSOLO, pelo apoio técnico e a permissão para fazer o curso de mestrado sem nenhum tipo de ônus.

Aos colegas de trabalho Michelle, Simone, Flavia, Iris, Ivan, Arthur, Iracema e Shileine, pela colaboração e auxilio.

Aos grandes amigos Filipe Carnib, Miguel Angel, Olival Santiago, Saul Guedes (amigos de longa jornada). Não menos importante: Pedro Eugenio, Marina Amorim, Marta Rolim pelo companheirismo e apoio ao longo do curso. Em especial a grande amiga Valquiria Barbosa, sempre muito prestativa e atenciosa, que me ajudou bastante em todo o curso. Ao grande colega André Campelo, pelas orientações e todo apoio técnicos de excelente qualidade.

À secretária de pós-graduação Andréa Negromonte, pela simpatia e grande competência na condução dos trabalhos nesta secretaria.

À equipe técnica do Laboratório de Solos e Instrumentação e amigos Antônio Brito, Severino, Gutemberg e também a Francisco.

A todos os professores da pós-graduação, que contribuiu não só nesta pesquisa, mas também no meu enriquecimento profissional.

À CAPES, pela bolsa fornecida durante a maior parte desta Pesquisa.

“Aos olhos das multidões, todos os aperfeiçoamentos são úteis, exceto o da alma.”

J.J. Rousseau

RESUMO

O presente trabalho avalia a capacidade de carga obtida através de diversos métodos: semiempíricos (Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978, 1982) e de Teixeira (1996)); métodos dinâmicos (Fórmulas de Brix, Holandeses, Velloso (1987), Rosa (2000) e Uto et al (1985)) para 25 estacas metálicas perfil "H", através de ensaios de carregamento dinâmicos de energia crescente (programa CASE e CAPWAP) e prova de carga estática. As estacas foram executadas em uma edificação localizada em Paulista-PE. Os resultados obtidos pelos métodos semiempíricos apresentaram comportamento conservador quando comparados com os resultados de ensaio de carregamento dinâmico e prova de carga estática, sendo o método de Aoki-Velloso (1975) o que teve melhor aproximação. As fórmulas dinâmicas com base nos dados de nega mostraram-se extremamente conservadoras na estimativa da capacidade de carga, diferente dos resultados obtidos das fórmulas com base no repique elástico que apresentaram resultados com boa correlação. Em relação aos resultados obtidos pelo programa CASE e os obtidos em provas de carga estática mostram que a depender das circunstâncias, o ensaio de carregamento dinâmico pode superestimar a capacidade de carga.

Palavras-chaves: Capacidade de carga. Estaca metálica. Ensaio de carregamento dinâmico. Prova de carga estática.

ABSTRACT

This work evaluates the load capacity obtained through various methods: semiempirical (Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978, 1982) and Teixeira (1996)); dynamic methods (Formulas Brix, Holandeses, Velloso (1987), Rose (2000) and Uto et al (1985)) for 25 H-piles, through dynamic loading tests of increasing energy (CASE program and CAPWAP) and static load test. The piles were built in a building located in Paulista, Pernambuco. The results presented semi-empirical methods for the conservative behavior when compared with the results of dynamic loading test and static load test, and the method of Aoki-Velloso (1975), which had better approach. The dynamic formulas based on refusal data proved extremely conservative in estimating the load capacity the results of the different formulations based on the elastic deformation that results showed a good correlation. Regarding the results obtained by the CASE programs and those obtained in static load tests show that depending on the circumstances, the dynamic loading test may overestimate the loading capacity.

Keywords: Load capacity. H-pile. Steel pile. Dynamic loading tests, Static load test.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 Valores de *Nq* de vários autores (VÉSIC, 1967).....28
Figura 2.2 – Primeira prova de carga em estaca tipo FRANKI, 1935 (Alonso, 2013). 30
Figura 2.3 - Modelo de distribuição de carga Aoki-Velloso (1975) 34
Figura 2.4 – Forças envolvidas no processo de cravação de uma estaca (SANTOS, 2002)....41
Figura 2.5 – (a) Medida simples da nega e (b) medida de nega e repique (VELLOSO; LOPES, 2010).....42
Figura 2.6 – Registro gráfico de nega e repique (Gonçalves et al.,2000) 47
Figura 2.7 – Diagrama de transferência de carga (VELLOSO, 1987) 49
Figura 2.8 – Fator de correção δ em função do diagrama de transferência de carga. 49
Figura 2.9 – Desenvolvimento do movimento nas partículas de uma estaca 52
Figura 2.10 – Modelo do conjunto solo-estaca (NIYAMA et al., 1982 - Modificado).....58
Figura 2.11 – Diagrama tensão-deformação para cepo (Smith, 1960).....59
Figura 2.12 – Modelo simplificado de representação do solo (Velloso e Lopes, 2010) 59
Figura 2.13 – Sequência de ajustes do sinal pelo método CAPWAP (VELLOSO; LOPES, 2010).....64
Figura 2.14 – Esquema de medição em provas de carga de compressão 65
Figura 2.15 – Sistemas de reação para provas de carga de compressão (VELLOSO; LOPES, 2010).....66
Figura 2.16 – Ensaio de carga incremental lento (VELLOSO e LOPES, 2010).....67
Figura 2.17 – Curva carga recalque de uma mesma estaca em escalas diferentes (Van der Veen, 1953) 68
Figura 2.18 – Extrapolação da curva carga-recalque segundo Van Der Veen (1953) 70
Figura 2.19 – Carga de ruptura convencional (NBR 6122, 2010).....71
Figura 3.1 – Localização da área de estudo.....72
Figura 3.2 – Mapeamento de solos desenvolvido pela Embrapa do Município de Paulista (EMBRAPA, 2001) 73
Figura 3.3- Poço Tubular de investigação (OLIVEIRA, 2003) 74
Figura 3.4 – Planta de locação dos pontos de sondagem a percussão e sondagem mista 75
Figura 3.5 - Perfil Geotécnico 01 77

Figura 3.6 – Curva Granulometria da amostra de solo coletada entre 20 m e 30 m de profundidade. 78
Figura 3.7 – Características geométricas do perfil metálico HP 310x79,0 79
Figura 3.8 – Esquema de emendas dos perfis Metálicos 81
Figura 3.9 – Execução em campo da emendas por solda dos Perfis metálicos para composição das estacas da obra. 81
Figura 3.10 – Equipamento de cravação utilizado para cravação das estacas. 82
Figura 3.11 – Locação das estacas, nas quais foram ensaiadas por meio de Ensaios de Carregamento Dinâmico de Energia Crescente (ECD) e/ou Provas de Carga Estática (PCE). 83
Figura 3.12 – Medição do repique elástico e nega no final da Cravação. 84
Figura 3.13 – Esquema da instrumentação das estacas para o Ensaio de Carregamento Dinâmico. 87
Figura 3.14 – Sequencia da Instalação dos sensores na estaca. 88
Figura 3.15 – Equipamento de cravação utilizado na quinta Etapa de ECD. 88
Figura 3.16 – Sistema de aquisição de dados PDA 89
Figura 3.17 – Obtenção da nega e/ou repique elástico durante o ECD. 90
Figura 3.18 – Esquema de montagem da cargueira 92
Figura 3.19 – Apoio da cargueira para realização da prova de carga estática 93
Figura 3.20 – Sequência de montagem dos sistema de reação por “cargueira”. 93
Figura 3.21 – Macaco hidráulico e extensômetros utilizados na prova de carga com cargueira 94
Figura 3.22 – Bomba de óleo e manômetro utilizado na prova de carga estática com cargueira. 94
Figura 3.23 – Reforço da emenda entre os elementes que compoem as estacas de reação. 95
Figura 3.24 – Solda da luva metálica no topo da estaca utilizada como reação para prova de carga 95
Figura 3.25 – Preparo das estacas para instalação das vigas de reação da prova de carga. 96
Figura 3.26 - Montagem do sistema de reação por viga das provas de carga estáticas. 96
Figura 3.27 – Macaco hidráulico e extensômetros utilizados na prova de carga com reação nas estacas vozinhas. 97
Figura 3.28 – Bomba de óleo e manômetro utilizado na prova de carga estática com reação nas estacas vozinhas. 97
Figura 3.29 – Proteção para realização das provas de carga estática. 98
Figura 4.1 – Carga de Ruptura Estimada Pelos Métodos Semiempíricos 102

Figura 4.2 – Parcela de Atrito Lateral Estimada Pelos Métodos Semiempíricos. 103
Figura 4.3 – Parcela de Ponta Estimada Pelos Métodos Semiempíricos..... 103
Figura 4.4 – Comparação da Carga de Ruptura Entre os Métodos A/V e TX 104
Figura 4.5 – Comparação da Carga de Ruptura Entre os Métodos A/V e D/Q..... 105
Figura 4.6 – Comparação da Carga de Ruptura Entre os Métodos D/Q e TX 105
Figura 4.7 – Comparação da Parcela de Atrito Lateral e Ponta Entre os Métodos D/Q e TX106
Figura 4.8 – Comparação da Parcela de Atrito Lateral e Ponta Entre os Métodos A/V e TX106
Figura 4.9 – Comparação da Parcela de Atrito Lateral e Ponta Entre os Métodos A/V e D/Q
..... 106
Figura 4.10 – Resumo geral dos resultados da carga de ruptura através do método CASE... 109
Figura 4.11 – Variação da carga mobilizada pelo método CASE com base nos resultados de ensaio de carregamento dinâmico nas cinco Etapas. 111
Figura 4.12 – Estacas que apresentaram redução da carga mobilizada pelo método CASE considerando apenas as quatro primeiro Etapas. 111
Figura 4.13 – Estacas que apresentaram pequeno ganho na carga mobilizada pelo método CASE considerando apenas as quatro primeiro Etapas. 112
Figura 4.14 – Carga mobilizada média e eficiência média nos ensaios de carregamento dinâmico. 114
Figura 4.15 – Carga mobilizada média e eficiência média nos ensaios de carregamento dinâmico. 114
Figura 4.16 – Comparação dos resultados de capacidade de carga obtidos entre os métodos semiempíricos e o método CASE na primeira Etapa de ECD. 116
Figura 4.17 – Comparação dos resultados de capacidade de carga obtidos entre os métodos semiempíricos e o método CASE na segunda Etapa de ECD. 117
Figura 4.18 – Comparação dos resultados de capacidade de carga obtidos entre os métodos semiempíricos e o método CASE na terceira Etapa de ECD. 117
Figura 4.19 – Comparação dos resultados de capacidade de carga obtidos entre os métodos semiempíricos e o método CASE na quarta Etapa de ECD. 118
Figura 4.20 – Comparação dos resultados de capacidade de carga obtidos entre os métodos semiempíricos e o método CASE na quinta Etapa de ECD. 118
Figura 4.21 – Diagrama de Esforço Normal e Atrito Local – P34-E217 (1° ECD)..... 121
Figura 4.22 – Distribuição do Atrito Lateral no fuste da estaca P17-E106 em diferentes ECD.
..... 122
Figura 4.23 – Distribuição do Atrito Lateral no fuste da estaca P5-E28 em diferentes ECD. 122

Figura 4.24 – Distribuição do Atrito Lateral no fuste da estaca P19-E86 em diferentes ECD. 123
Figura 4.25 – Esquema do Espaçamento Entre os Blocos de cinco e sete Estacas 124
Figura 4.26 – Distribuição do Atrito Lateral no fuste da estaca P4-E15 em diferentes ECD. 125
Figura 4.27 – Comparação dos resultados de atrito lateral entre métodos semiempíricos e CAPWAP na segunda Etapa de ECD. 126
Figura 4.28 – Comparação dos resultados de atrito lateral entre métodos semiempíricos e CAPWAP na terceira Etapa de ECD. 126
Figura 4.29 – Comparação dos resultados da parcela de ponta da capacidade de carga entre métodos semiempíricos e CAPWAP na primeira Etapa de ECD. 127
Figura 4.30 – Comparação dos resultados da parcela de ponta da capacidade de carga entre métodos semiempíricos e CAPWAP na quinta Etapa de ECD. 127
Figura 4.31 – Comparação do atrito lateral e parcela de ponta estimados pelo método de Aoki e Velloso (1975) e pelo programa CAPWAP nas cinco Etapas de ECD. 128
Figura 4.32 – Comparação do atrito lateral e parcela de ponta estimados pelo método de Décourt e Quaresma (1978, 1982) e pelo programa CAPWAP nas Etapas de ECD. 128
Figura 4.33 – Comparação do atrito lateral e parcela de ponta estimados pelo método de Teixeira (1996) e pelo programa CAPWAP nas Etapas de ECD. 128
Figura 4.34 – Comparação da parcela de ponta estimados pelos métodos semiempíricos (considerando 50% da área plena) e pelo programa CAPWAP nas Etapas de ECD. 129
Figura 4.35 – Simulação estática da curva carga-recalque pelo programa CAPWAP da estaca P2-E08. 130
Figura 4.36 – Simulação estática da curva carga-recalque pelo programa CAPWAP da estaca P26-E164 131
Figura 4.37 – Ficha campo com medições de nega e repique durante a execução do ECD. . 132
Figura 4.38 – Correlação entre a nega e o comprimento cravado das estacas. 132
Figura 4.39- Resultados de carga mobilizada pelas fórmulas de Brix e Holandeses. 133
Figura 4.40 – Comparação entre os Resultados das Fórmulas Dinâmicas e Método CASE . 134
Figura 4.41 – Carga mobilizada pelo repique elástico medido no final da cravação. 135
Figura 4.42 – Comparação entre os métodos de Velloso (1987) e Rosa (2000), com base nos repiques obtidos no final da cravação da estacas. 136
Figura 4.43 – Comparação entre os métodos de Velloso (1987) e Uto et al (1985), com base nos repiques obtidos no final da cravação da estacas. 136

Figura 4.44 – Comparação entre os métodos de Velloso (1987) e Uto et al (1985), com base nos repiques obtidos no final da cravação da estacas. 137
Figura 4.45 – Comparação entre as estimativas de carga mobilizada obtidas com base no repique elástico (Velloso (1987), Uto et al (1985) e Rosa (2000)) e RMX do método CASE obtidos no ECD. 137
Figura 4.46 – Comparação dos resultados obtidos pelos métodos de Velloso (1987), Uto et al (1985), Rosa (2000) e CASE, obtidos na primeira Etapa de ECD. 138
Figura 4.47 – Comparação dos resultados obtidos pelos métodos de Velloso (1987), Uto et al (1985), Rosa (2000) e CASE, obtidos na segunda Etapa de ECD. 139
Figura 4.48 – Comparação dos resultados obtidos pelos métodos de Velloso (1987), Uto et al (1985), Rosa (2000) e CASE, obtidos na terceira Etapa de ECD. 140
Figura 4.49– Comparação dos resultados obtidos pelos métodos de Velloso (1987), Uto et al (1985), Rosa (2000) e CASE, obtidos na quarta Etapa de ECD. 140
Figura 4.50– Comparação dos resultados obtidos pelos métodos de Velloso (1987), Uto et al (1985), Rosa (2000) e CASE, obtidos na quinta Etapa de ECD. 141
Figura 4.51 – Comparação entre as cargas mobilizadas obtidas através do Método CASE e Velloso (1987). 142
Figura 4.52 – Comparação entre as cargas mobilizadas obtidas através do Método CASE e Rosa (2000)..... 143
Figura 4.53 – Comparação entre as cargas mobilizadas obtidas através do Método CASE e Uto et al (1985)..... 144
Figura 4.54- Curva carga-recalque da estaca P37-E236..... 145
Figura 4.55 – Extrapolação da curva carga-recalque da estaca P37-E236 pelo método de Van der Veen (1953), critério de ruptura da NBR 6122 e Davisson (1972). 146
Figura 4.56 – Curva carga-recalque da estaca P14-E82..... 146
Figura 4.57 – Extrapolação da curva carga-recalque da estaca P14-E82 pelo método de Van der Veen (1953), critério de ruptura da NBR 6122 e Davisson (1972). 147
Figura 4.58 – Curva carga-recalque da estaca P20-E121..... 147
Figura 4.59 – Curva carga-recalque da estaca P31-E200..... 148
Figura 4.60 – Curva carga-recalque das estacas P37-E236, E14-E82, E31-E200 e P37-E236. 149
Figura 4.61 – Curva carga-recalque sem as Etapas de ciclo de carregamento e descarregamento das estacas P37-E236, E14-E82, E31-E200 e P37-E236. 149
Figura 4.62 – Cargas de Ruptura P20-E121..... 151

Figura 4.63 – Cargas de Ruptura P31-E200 151
Figura 4.64 – Cargas de Ruptura P37-E236 154
Figura 4.65 – Cargas de Ruptura P14-E82, considerando para extrapolação da curva carga-recalque apenas os pontos antes do descarregamento acidental. 155

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1- Valores de F_1 e F_2 adaptados de Aoki e Velloso, 1975) 35
Tabela 2.2 – Coeficiente k e α (Aoki e Velloso, 1975) 36
Tabela 2.3 – Valores de C (Décourt e Quaresma, 1978) 38
Tabela 2.4 – Valores e α' (TEIXEIRA, 1996) 40
Tabela 2.5 – Valore de β (TEIXEIRA, 1996) 40
Tabela 2.6 – Valores do Coeficiente Multiplicador μ 51
Tabela 2.7 – Propriedades físicas de alguns materiais (modificado – Globe et al., 1996) 54
Tabela 2.8 – Valores de J_c sugeridos por Rausche et al. (1985) 63
Tabela 3.1 – Características geométricas do perfil metálico HP 310x79,0 (Catálogo Gerdau, 2011) 79
Tabela 3.2 – Características do aço do perfil metálico (Catálogo Gerdau, 2011) 79
Tabela 3.3 – Dados da Execução da Cravação das Estacas 80
Tabela 3.4 – Características do martelo hidráulico utilizado na cravação das estacas 82
Tabela 3.5 – Resumo dos dados de nega e repique elástico obtidos no final da cravação. 85
Tabela 3.6 – Resumo das datas de início da execução e quantitativos dos ECD 86
Tabela 3.7 – Resumo das estacas analisedas pelo método CAPWAP 91
Tabela 3.8 – Datas da execução dos ensaios de Prova de Carga Estática 91
Tabela 4.1 – Estimativa da Capacidade de Carga Para os Métodos Semiempíricos 101
Tabela 4.2 – Análise estatística dos resultados de carga de ruptura (métodos semiempíricos) 107
Tabela 4.3 – Resultados da Carga de Ruptura do ensaio de carregamento dinâmico. 108
Tabela 4.4 – Resumos dos resultados de "Nega" e repique elásticos obtidos no ECD 110
Tabela 4.5 - Eficiência do martelo (υ) medida no ECD e altura de queda (h). 113
Tabela 4.6 – Análise estatística da razão entre os resultados de carga de ruptura obtidos pelos métodos semiempiricos e CASE na primeira Etapa de Ensaio de Carregamento Dinâmico. 119
Tabela 4.7 – Análise estatística da razão entre os resultados de carga de ruptura obtidos pelos métodos semiempiricos e CASE na quinta Etapa de Ensaio de Carregamento Dinâmico. 119
Tabela 4.8 – Estacas analisadas pelo método CAPWAP. 120
Tabela 4.9 – Características dos Blocos de Coroamento das Estacas Analisadas Pelo Programa CAPWAP 124
Tabela 4.10 – Análise Estatística dos Resultados das Fórmulas Dinâmicas e CASE 134
Tabela 4.11 – Análise estatísitica dos resultados obtidos pela fórmula de Velloso (1987) 142

Tabela 4.12 – Análise estatísitica dos resultados obtidos pela fórmula de Rosa (2000) 143
Tabela 4.13 – Análise estatísitica dos resultados obtidos pela fórmula de Uto et al (1985) .. 144
Tabela 4.14 – Resumo geral dos resultados de carga de ruptura para a estaca P20-E121. 150
Tabela 4.15 – Resumo geral dos resultados de carga de ruptura para a estaca P31-E200. 152
Tabela 4.16 – Resumo geral dos resultados de carga de ruptura para a estaca P37-E236. 153
Tabela 4.17 – Resumo geral dos resultados de carga de ruptura para a estaca P14-E82. 155

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Aceleração
A	Área da seção transversal da estaca
A_p	Area da seção transversal da estaca na região da ponta.
C	Coeficiente para resistência de ponta em função do tipo de solo
c	Velocidade de propagação da onda na estaca
e	Coeficiente de restituição no choque
E	Módulo de elasticidade dinâmico do material da estaca
e_f	Fator de correção entre o N_{SPT} e o atrito lateral da estaca
e_o	Fator de correção do comprimento efetivo
F	Força ocasionada pelo impacto do martelo
$F(t)$	Força no instante t
$F1$	Coeficiente de correção da resistência de ponta
$F2$	Coeficiente de correção da resistência lateral
f_s	Adesão medida na luva de Begemann
g	Aceleração da gravidade
h	Altura de queda do martelo
J	fator de amortecimento do solo
Jc	Coeficiente de amortecimento do método CASE
K	Repique elástico
k	coeficiente, métodos de previsão de capacidade de carga – Aoki & Velloso
l	Profundidade do centro de compressão (comprimento virtual)
L_c	Comprimento cravado da estaca

L_T Comprimento total da estaca

m Massa da partícula;

M_1 Massa de um corpo

M_2 Massa de um corpo

N_P‘ Representa o valor médio do N_{SPT} medidos no intervalo de quatro diâmetros acima da ponta da estaca e um diâmetro abaixo

N_q Fator de capacidade de carga

N_{SPT} Número de golpes do resultado do ensaio SPT

P Peso da estaca

Q_L Parcela de carga resistida por atrito lateral ao longo do fuste da estaca

Q_P Parcela de carga resistida pelo solo da ponta da estaca

Q Carga atuante

q_c Resistência de ponta medida no ensaio de CPT

Q_{ult} Carga de ruptura da estaca

R Resistência à cravação ou carga mobilizada

R_d Resistência dinâmica

r_l Tensão média de adesão

r_p Capacidade de carga do solo na cota de apoio da estaca

R_{Tot} Resistência oferecida pelo solo na cravação

s Nega

T Tempo

u Deslocamento da partícula

U Perímetro da seção transversal da estaca

v Velocidade da partícula

$v(t)$ Velocidade no instante t

v_1 Velocidade de um corpo

v_2 Velocidade de um corpo

v_p Velocidade na ponta da estaca

W Peso do martelo,

X Perdas provenientes das deformações elásticas

Z Impedância da estaca

Ω Fator de correção em função do comprimento da estaca

α' Coeficiente em função do tipo de solo

δ Fator de redução do comprimento

α Coeficiente, métodos de previsão de capacidade de carga

β Coeficiente em função do tipo da estaca

ϕ Ângulo de atrito interno

η Fator de ponderação das perdas de energia provenientes do bate-estaca

λ Coeficiente que depende do tipo de solo

μ Coeficiente que depende do tipo de solo

ρ Massa especifica da estaca

τ Intercepto chamado da curva no método de extrapolação carga de ruptura

$\overline{N_L}$ A média do N_{SPT} ao longo do fuste da estaca

N_P Média aritmética dos três valores do N_{SPT} ao nível da ponta ou base da estaca

$\overline{N_{SPT}}$ Valor médio ao longo do fuste da estaca do N_{SPT}

Δl Espessura da camada de solo considerada

υ Eficiência medida no Ensaio de Carregamento Dinâmico

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 25

1.1 OBJETIVO GERAL 26
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS 26
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO 27

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 28

2.1 INTRODUÇÃO HISTÓRICA – PREVISÃO E CONTROLE DA CAPACIDADE DE CARGA 28
2.2 CONCEITO DE CAPACIDADE DE CARGA 31
2.3 MÉTODOS ESTÁTICOS DE AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA 32
2.3.1 Métodos Aoki-Velloso (1975) 33
2.3.2 Métodos Décourt-Quaresma (1978, 1982) 37
2.3.3 Métodos de Teixeira (1996) 39
2.4 MÉTODOS DINÂMICOS DE AVALIAÇÃO DE CAPACIDADE DE CARGA 40
2.4.1 Fórmula Dinâmica – Nega 41
2.4.1.1 Fórmula dos Holandeses 44
2.4.1.2 Fórmula de Brix 44
2.4.1.3 Críticas às Fórmulas Dinâmicas 45
2.4.2 Fórmulas Dinâmicas – Repique Elástico 46
2.4.2.1 Fórmula de Chellis (1951) 47
2.4.2.2 Contribuição de Aoki (1986) 48
2.4.2.3 Contribuição de Velloso (1987) 48
2.4.2.4 Fórmula de Uto et al (1985) 50
2.4.2.5 "Fórmula de Chellis Modificada" Rosa (2000) 51
2.4.3 Teoria da Equação da Onda Aplicada à Cravação de Estacas 52
2.4.4 Modelo de Smith (1960) 57
2.4.5 Ensaio de Carregamento dinâmico 60
2.4.5.1 Descrição dos Instrumentos e Metodologia do Ensaio 60
2.4.5.2 Método CASE 62
2.4.5.3 Método CAPWAP 63

2.5 PROVA DE CARGA ESTÁTICA 65
2.5.1 Metodologia do ensaio 65
2.5.2 Extrapolação e Interpretação da Curva Carga-Recalque 68
2.5.2.1 Método de Van der Veen (1953) 69
2.5.2.2 Método da Norma Brasileira NBR 6122/2010 70
2.5.2.3 Método de Davisson (1972) 71

3 MATERIAIS E MÉTODOS 72

3.1 GEOLOGIA REGIONAL 72
3.2 PERFIL DO TERRENO 74
3.3 ENSAIOS DE LABORATÓRIO 78
3.4 CARACTERIZAÇÃO DAS ESTACAS ENSAIADAS E DO SISTEMA DE CRAVAÇÃO 78
3.5 CONTROLE DE CRAVAÇÃO DAS ESTACAS 84
3.5.1 Nega e Repique Elástico 84
3.6 ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO (ECD) 85
3.7 PROVAS DE CARGA ESTÁTICA 90
3.7.1 Sistema de Reação e Aplicação de Carga 92
3.7.1.1 Plataforma Cargueira 92
3.7.1.2 Vigas Presas a Estacas Vizinhas 95
3.7.2 Execução das Provas de Carga Estática a Compressão Vertical 98

4 RESULTADOS 100

4.1 CAPACIDADE DE CARGA POR MEIO DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS. 100
4.1.1 Comparação geral entre os resultados dos métodos semiempíricos. 102
4.1.2 Análise estatística entre os resultados dos métodos semiempíricos. 103
4.2 ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO DE ENERGIA CRESCENTE. 107
4.2.1 Resultados pelo método CASE. 107
4.2.1.1 Variação da Carga Mobilizada (RMX) em relação ao período 109
4.2.1.2 Eficiência do Sistema de Cravação. 112
4.2.1.3 Comparação Entre os Resultados Obtidos Pelos Métodos Semiempíricos e CASE. 115

4.2.2 Resultados obtidos pelo modelo Case Pile Wave Analysis Program (CAPWAP). 120
4.2.2.1 Transferência de Carga ao Longo do Fuste da Estaca. 120
4.2.2.2 Comparação dos Resultados Obtidos Pelos Métodos CAPWAP e Semiempíricos. 125
4.2.2.3 Simulação de Prova de Carga Estática pelo CAPWAP. 130
4.3 CARGA DE RUPTURA OBTIDA PELAS FÓRMULAS DINÂMICAS – "NEGA". 131
4.4 CARGA DE RUPTURA ESTIMADA PELO REPIQUE ELÁSTICO. 134
4.4.1 Resultados obtidos no final da cravação 135
4.4.2 Resultados obtidos durante os Ensaios de Carregamento Dinâmico. 137
4.4.2.1 Análise Qualitativa dos Resultados. 137
4.4.2.2 Análise Estatística dos Resultados. 141
4.5 PROVA DE CARGA ESTÁTICA. 145
4.5.1 Apresentação das curvas carga-recalque. 145
4.5.2 Comparação geral entre métodos de estimativa da carga de ruptura. 150
4.5.2.1 Estaca P20-E121. 150
4.5.2.2 Estaca P31-E200. 151
4.5.2.3 Estaca P37-E236. 152
4.5.2.4 Estaca P14-E82. 154

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS 156

5.1 AVALIAÇÃO E COMPARAÇÃO DOS MÉTODOS DINÂMICOS E ESTÁTICOS 156
5.2 COMPARAÇÕES DAS ESTACAS COM PROVA DE CARGA ESTÁTICA 156
5.3 VARIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA PELOS ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO (ECD) 157
5.4 AVALIAÇÃO DO MECANISMO DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA AO LONGO DO FUSTE DA ESTACA 158
5.5 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS 158

REFERÊNCIAS 159

APÊNDICE A – LOCAÇÃO DOS FUROS DE SONDAGEM E PERFIS GEOTÉCNICOS DO TERRENO 166

APÊNDICE B – TRANSFERÊNCIA DE CARGA AO LONGO DO FUSTE DA ESTACA COM BASE NOS RESULTADOS DA ANÁLISE CAPWAP 173

APÊNDICE C – TRANSFERÊNCIA DE CARGA AO LONGO DO FUSTE DA ESTACA EM DIFERENTES DATAS COM BASE NOS RESULTADOS DA ANÁLISE CAPWAP..... 182

APÊNDICE D – PARCELA DE ATRITO LATERAL E PONTA DA CAPACIDADE DE CARGA OBTIDOS PELOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS E PROGRAMA CAPWAP..... 186

APÊNDICE E – SIMULAÇÃO DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA PELO PROGRAMA CAPWAP 193

ANEXOS A – RELATÓRIOS DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA 203

ANEXOS B – METODOLOGIA PARA PROVA DE CARGA CÍCLICA 216

1 INTRODUÇÃO

A avaliação do desempenho e qualidade de uma fundação vem ganhando destaque no cenário da construção civil, devido à grande influência gerada pelos novos códigos, normas e certificados, que vêm exigindo das empresas a realizações de procedimentos que venham a verificar os padrões de qualidades dos serviços prestados. E na área de fundações, a atualização da Norma de Projeto e Execução de Fundações NBR 6122:2010, da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), teve grande contribuição com a especificação de novos procedimentos de projeto e execução, com o intuito de melhorar a qualidade das obras de fundações e incentivar por parte dos construtores a adoção desses novos procedimentos.

Do ponto de vista técnico, é de elevada importância adotar medidas que venham a verificar e/ou da direcionar os estudos geotécnicos de fundação, pois há um relativo grau de incerteza que existe não só na etapa de investigação geotécnica, mas também na fase de projeto e execução. O principal fator que contribui para tal incerteza é a heterogeneidade e variabilidade do material de que constitui o solo natural no qual os elementos de fundação são instalados (NETO, 2002).

Em se tratando de fundações por estaca, o mecanismo de interação solo-estaca tornam o nível de complexidade ainda maior na maioria dos casos, e diante dessas situações cabe ao engenheiro geotécnico a resolução do problema que o envolve, a não ser em casos especiais, a determinação da capacidade de carga da estaca. Assunto este de constate estudo no meio geotécnico, devido a sua importância não só da segurança, mas também no custo global da fundação, pois está diretamente relacionada com o comprimento e quantitativo das estacas.

No caso em específico das fundações por estacas metálicas, as considerações de custo da fundação, são fortemente influenciadas pelo elevado preço do material da estaca (aço) no mercado, e a adoção por parte do engenheiro geotécnico de comprimentos e/ou quantitativos menores na fase de projeto, bem como critérios de execução do estaqueamento que venham a evitar cravações excessivas das estacas, tornam-se muito interessante do ponto de vista econômico para os construtores.

Há, portanto, uma necessidade de verificação dos métodos utilizados para previsão e controle de capacidade de carga em estacas, em especial do tipo metálica. Pela possiblidade de avaliar melhor a segurança nas premissas de projeto e execução, redução significativa dos custos das fundações, bem como o conhecimento do seu comportamento em relação ao tipo de solo encontrado na região.

1.1 OBJETIVO GERAL

Avaliar o comportamento de estacas metálicas tipo perfil “H” a capacidade de carga do sistema solo estaca, executadas para fundação de um edifício residencial localizado em Paulista-PE, em um perfil geotécnico com extensa camada de areia fofa com concha e como camada de suporte uma argila siltosa.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos estão relacionados a seguir:

1. avaliar a capacidade de carga do sistema estaca solo obtido pelos métodos: semiempíricos estáticos, fórmulas dinâmicas, ensaio de carregamento dinâmico e prova de carga estática,
2. comparar os resultados obtidos nos métodos citados no item anterior com os resultados do ensaio de carregamento dinâmico e prova de carga estática,
3. analisar a variação da capacidade de carga por meio dos resultados dos ensaios de carregamento dinâmico que foram realizados em diferentes datas numa mesma estaca,
4. investigar o mecanismo de transferência de carga do sistema estaca solo ao longo do comprimento das estacas por meio dos resultados dos ensaios de carregamento dinâmico.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A disposição dos capítulos e a abordagem dos mesmos ao longo deste trabalho estão apresentadas da seguinte forma:

O Capítulo 2 contempla a revisão bibliográfica dos assuntos relacionados ao estudo, inicialmente com uma breve abordagem história da estimativa da capacidade de carga de estacas no Brasil, dando seguimento com a descrição dos métodos estáticos e dinâmicos de estimativa de capacidade. Em sequência, expondo de forma sucinta a Equação da Onda aplicada à cravação de estacas e o ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente. Finalizando o capítulo, menciona a prova de carga estática, seus procedimentos e métodos de interpretação dos resultados do ensaio.

No Capítulo 3 são apresentas brevemente as características geológicas e geotécnicas do local de estudo, seguido das características das estacas e do equipamento de cravação utilizado. Posteriormente, são realizadas: a descrição da metodologia utilizada na medição dos dados obtidos no final da cravação (“nega” e repique elástico), a descrição da execução do ensaio de carregamento dinâmico e das provas de carga estática.

O Capítulo 4 apresenta os resultados de estimativa da capacidade de carga pelos métodos semiempíricos de Aoki-Velloso (1975), de Décourt-Quaresma (1978, 1982) e Teixeira (1996), bem como uma análise estatística dos métodos. Posteriormente são mostrados os resultados do ensaio de carregamento dinâmico (ECD) e uma comparação com os métodos semiempíricos já apresentados. Na sequência foram mostrados e comparados os dados obtidos peles fórmulas dinâmicas com base na nega e repique elástico. E por fim uma comparação entre todos os métodos já citados com os resultados das provas de carga estática.

As conclusões e recomendações para futuras pesquisas estão apresentadas no Capítulo 5.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INTRODUÇÃO HISTÓRICA – PREVISÃO E CONTROLE DA CAPACIDADE DE CARGA

Até o início da década de 70, a estimativa do comprimento das estacas era feita de maneira empírica, por não haver procedimentos de cálculo que retratassem a experiência no Brasil (VELLOSO; ALONSO, 2000).

A utilização das fórmulas teóricas para a previsão de carga admissível, a exemplo das soluções de Terzaghi (1943), Meyerhof (1953), Vesic (1963), entre outras, conduziam e ainda conduz a resultados muito discrepantes a depender do autor. Um dos fatores que contribuí para essa grande diferença pode ser visto na Figura 2.1, em que para o mesmo ϕ (ângulo de atrito interno) o valor de N_q^* (fator de capacidade de carga) pode variar até 10 vezes dependendo do autor (VELLOSO; ALONSO, 2000).

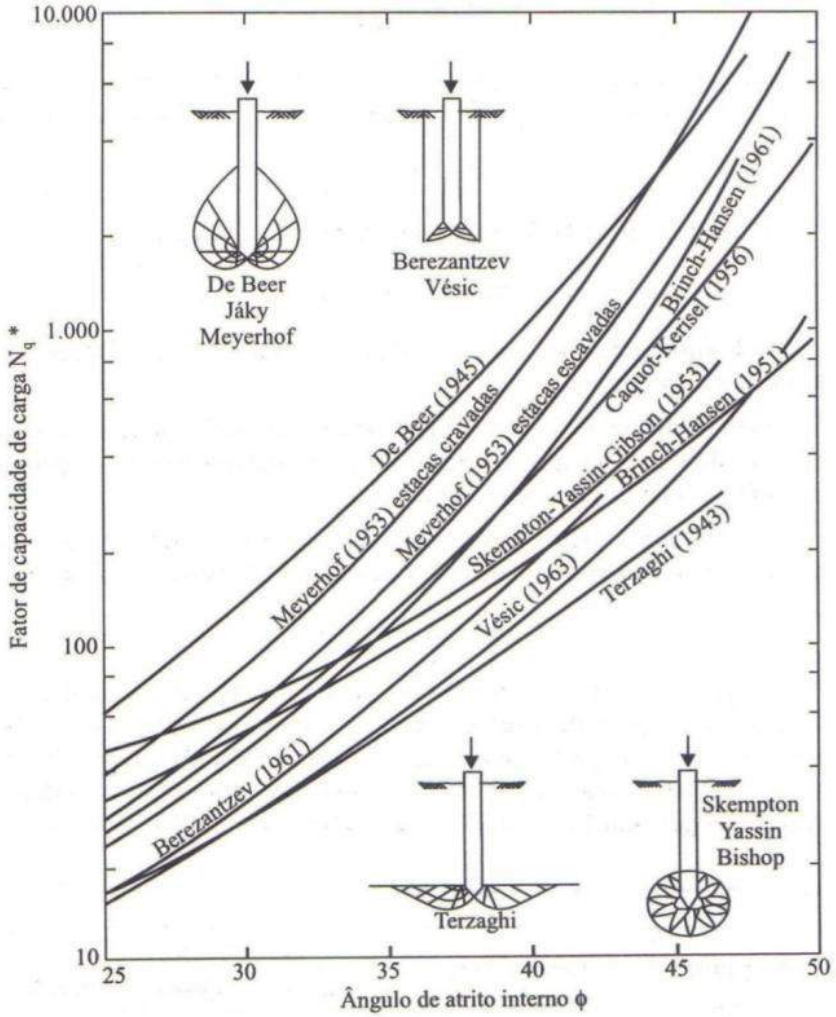


Figura 2.1 Valores de *Nq* de vários autores (VÉSIC, 1967)

Alonso (2010) ainda exprime outros motivos pelos quais as fórmulas teóricas levam a resultados poucos satisfatórios e muito variáveis:

1. Impossibilidade prática de se conhecer o estado de tensões do terreno em repouso e definir com precisão as condições de drenagem tanto das camadas de solo em contato com o fuste da estaca como aquela onde se apoia a sua ponta.
2. A grande dificuldade existente para determinar com precisão os parâmetros de resistência do solo ao longo das possíveis superfícies de ruptura.
3. A influência do método executivo da estaca que ocasiona alterações sobre solo, em particular sobre sua resistência nos arredores próximos à estaca como também o estado de solicitação.
4. O desenvolvimento entre a parcela de resistência de ponta e de atrito lateral ocorrerem de forma irregular e não proporcional. Geralmente ocorre primeiro um esgotamento da resistência por atrito e bem depois a resistência de ponta atinge seu valor máximo.
5. Grande heterogeneidade do solo de suporte para a estaca.
6. Presença de fatores externos ou internos que podem alterar a movimentação relativa entre o solo e estaca.

Cinta e Aoki (2010) citam que a modelagem física e matemática da questão da ruptura em fundações profundas é outro fator que dificulta a elaboração de um método mais eficiente. Em se tratando de fundações rasas o modelo de ruptura geral proposto por Terzaghi (1943) é bastante razoável, onde o mesmo considera um embutimento inferior à largura da sapata. Tal modelo de comportamento físico não é aplicável no caso de fundações profundas e as diversas tentativas de equacionar o problema de ruptura em estacas ainda não são eficazes, principalmente para as estacas em areia.

Em se tratando dos métodos de controle de cravação em estacas, ainda por volta da década de 70, eram realizados em campo basicamente com procedimentos de controle os gráficos de cravação e negas. Sendo então tanto os procedimentos de projeto como os de controle, até certo ponto, precários. Razão pela qual eram muitos debatidos no meio técnico (VELLOSO; ALONSO, 2000).

Surgiu então o primeiro método brasileiro de estimativa da transferência de carga no ano de 1975, num trabalho dos engenheiros Nelson Aoki e Dirceu de Alencar Velloso que rompeu com todo o processo que vinha sendo praticado para elaboração dos projetos por

estacas, com uma sistemática que os outros métodos que se sucederam acabaram por adotar (VELLOSO; ALONSO, 2000). Foi o surgimento do primeiro método semiempírico brasileiro. O tema será abordado no item 2.3.

Na década de oitenta a técnica de monitoração de cravação de estacas, que inicialmente era utilizada em fundações de obras "off-shore", foi sendo estendida com sucesso para obras de terra. E no ano de 1985 o comitê internacional liderado pela Sociedade Japonesa de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações publicou um conjunto de artigos que tratavam exclusivamente do tema "Penetrabilidade e Cravabilidade de Estacas". E uma realidade exposta nesses artigos foi que a nega era ainda o fator decisivo no controle da capacidade de carga "in situ". Uma novidade tratada pelos japoneses Yokoyama e Kusakabe (1985), foi a utilização do repique elástico, que era obtido no final da cravação, com o objetivo de determinar a carga de ruptura para as estacas das fundações de pontes. A partir daí que no Brasil iniciou a utilização dessa metodologia com critério de controle de cravação de estacas (AOKI, 1986).

Em se tratando da prova de carga estática, Alonso (2013) cita que no ano de 1935 foi realizada no Brasil a primeira prova de carga estática numa estaca tipo FRANKI. Conforme a observa-se que se fez o uso de plataforma cargueira para servir como estrutura de reação para o ensaio, o que era comum até a década de 70.

Figura 2.2 – Primeira prova de carga em estaca tipo FRANKI, 1935 (Alonso, 2013).

A utilização de tirantes ancorados ao solo nas provas de carga estática foi iniciada no início dos anos 70 com o uso de vigas de reação ou "capitel" (concreto ou metálico), que vem sendo utilizados até os dias atuais.

2.2 CONCEITO DE CAPACIDADE DE CARGA

Alonso (1991) define como capacidade de carga contra a ruptura de uma elemento de fundação, como sendo a carga que aplicada ao mesmo, acarreta o colapso ou escoamento do solo que dá suporte ao próprio elemento. Sendo a capacidade de carga o menor entre os seguintes valores:

a) A resistência do material ou dos materiais componentes da estaca, também conhecida carga estrutural admissível, que é obtida de mateira análoga a de um pilar. Como geralmente as estacas se encontram enterradas, não há necessidade da verificação a flambagem e os critérios de análise ficam estabelecidos nas normas correspondentes ao tipo de material componente da estaca.
b) O segundo fator é referente à resistência do solo que dá suporte ao elemento de fundação. A resistência ao cisalhamento do solo, por sua vez, depende de parâmetros com tipo de solo, granulometria, atrito mineral-mineral, da coesão, do entrosamento entre as partículas. Um estudo detalhado sobre a resistência ao cisalhamento pode ser encontrado em Pinto (1979).

Cintra e Aoki (2010) admitem como capacidade de carga o valor da força correspondente à máxima resistência que o sistema solo-estaca pode oferecer ou o valor representativo da condição de ruptura do sistema, em termos geotécnicos. Uma suposição bem didática para explicar o conceito físico é por meio de incrementos sucessivos de cargas de compressão na estaca, onde se mobiliza o máximo atrito lateral até máxima resistência de ponta, situação em que a estaca estaria na iminência de deslocar-se incessantemente para baixo, tal modo de ruptura é denominada **ruptura nítida**. Neste caso o termo ruptura tem significado especial sem qualquer relação com despedaçar ou quebra da fundação, apenas com a ocorrência de recalque incessante da estaca, o qual só com a redução da carga aplicada na estaca que é interrompido. Entretanto podem ocorrer casos em que a capacidade de carga seja superior à resistência à compressão da estaca e então se devem prevalecer como valor limite a resistência da própria estaca.

Ainda Cintra e Aoki (2010) citam que expressão capacidade de carga, na literatura geotécnica, tem predominado, mas outras expressões como: capacidade de suporte, carga de ruptura, carga última e até capacidade de carga última ou capacidade de carga na ruptura, que seriam pleonasmos, também são utilizados.

A ruptura pode ser convencionada de duas formas. Uma seria a ruptura física que é definida como o limite da relação do acréscimo do recalque da ponta da estaca pelo acréscimo de carga, tendendo ao infinito, a outra a ruptura convencional definida como sendo a carga correspondente a uma deformação da ponta da estaca de 10 % de seu diâmetro no caso de estacas de deslocamento e escavadas em solo argiloso e de 30 % do diâmetro para estacas escavadas em solos granulares. (DÉCOURT *et al*., 1998).

A NBR 6122/2010 define no item 3.39 a capacidade de carga de uma fundação com sendo a carga aplicada à fundação que provoca deslocamentos que comprometem sua segurança ou desempenho.

Deve-se então verificar se o sistema estaca-solo submetido a uma carga vertical resistirá a essa solicitação parcialmente pela resistência ao cisalhamento (atrito lateral) gerada ao longo de seu fuste e parcialmente pelas tensões normais geradas ao nível de sua ponta (resistência de ponta) sem que ocorram deslocamentos que ocasionem danos na estrutura. Sejam estes últimos tanto de desempenho como de segurança da fundação. Uma vez satisfeita tais condições de cunho estritamente geotécnico, que será o foco do estudo, a estaca ainda deve resistir aos esforços atuantes sem sofrer fissuras ou se romper, essa é sua resistência estrutural. Neste caso, de acordo com suas dimensões e do material utilizado, cada tipo de estaca tem uma capacidade de carga estrutural.

2.3 MÉTODOS ESTÁTICOS DE AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

Nos métodos estáticos a capacidade de carga do maciço pode ser avaliada através de Métodos Racionais (Teóricos) ou por Métodos Semiempíricos. Os métodos teóricos por seu pouco uso e pelos fatores já citados no Item 2.1 não serão abordados nesse trabalho. Já os métodos semiempíricos baseiam-se em correlações entre a capacidade de carga do elemento de fundação com resultados de ensaios "*in situ*" como o CPT e o SPT. Nesta categoria de métodos há ainda os Métodos Empíricos que possibilitam a previsão de capacidade de carga por meio apenas da classificação das camadas e solo pelas quais são atravessadas pela estaca. Os métodos empíricos dão apenas uma estimativa grosseira da capacidade de carga de um elemento de fundação (VELLOSO; LOPES, 2010) e assim como os métodos racionais não serão abordados nesse trabalho.

Os métodos semiempíricos são elaborados por meio de correlações empíricas entre resultados de ensaios "*in situ*" e ajustados com provas de carga. Tais métodos são amplamente utilizados no Brasil, pois o ensaio SPT é geralmente o único ensaio de campo disponível na elaboração na de projetos de fundações. Difundiu-se então no Brasil a prática de relacionar medidas de *Nspt* diretamente com a capacidade de carga de estacas.

Milistisky (1986) cita que a engenharia de fundações correntes no Brasil pode ser descrita como a Geotecnia do SPT. Schnaid (2000) reconhece que os métodos tradicionalmente adotados são ferramentas valiosas para engenharia de fundações, mas ressalta da importância de ser reconhecer que, devido à natureza estatística dos métodos semiempíricos, a sua aplicação fica limitada à experiência construtiva regional e às condições específicas dos casos históricos utilizados na sua elaboração.

A seguir serão descritos os métodos semiempíricos: Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978, 1982) e Teixeira (1996), métodos estes que foram utilizados neste trabalho.

2.3.1 Métodos Aoki-Velloso (1975)

É um método ainda hoje bastante utilizado por engenheiros projetistas e nas universidades com fins acadêmicos para pesquisas e trabalhos. Tanto o método de Aoki-Velloso (1975), como os demais métodos semiempíricos brasileiros que surgiram usam da Figura 2.3 como ponto de apoio.

Assim, os métodos semiempíricos estipulam que a carga de ruptura (Q_{ult}) é obtida pela soma e duas parcelas, Q_L (parcela de carga resistida por atrito lateral ao longo do fuste da estaca) e Q_P (parcela de carga resistida pelo solo da ponta da estaca).

$$Q_{ult} = Q_L + Q_P \tag{2.1}$$

Sendo a estaca de seção constante com a profundidade, as duas parcelas podem ser calculadas da seguinte forma:

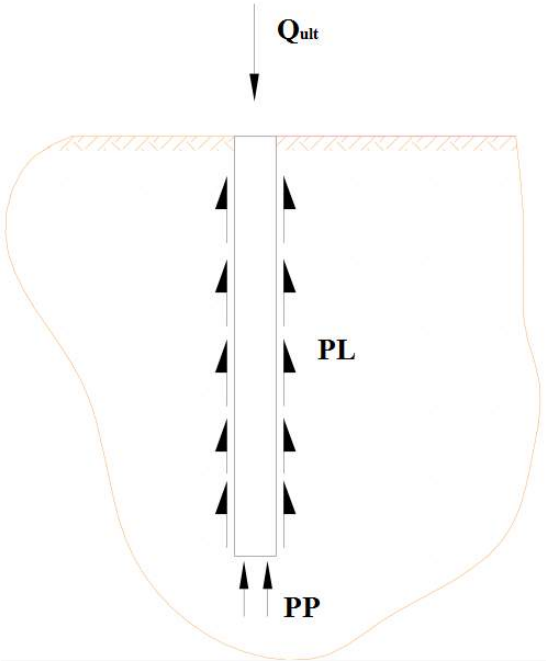


Figura 2.3 - Modelo de distribuição de carga Aoki-Velloso (1975)

$$Q_L = U \cdot \sum \Delta l \cdot r_l \tag{2.2}$$

$$Q_P = A_p \cdot r_p \tag{2.3}$$

onde,

U = perímetro da seção transversal da estaca.

A_p = área da seção transversal da estaca na região da ponta.

Δl = segmento de estaca que está sendo calculado.

r_l = tensão média de adesão (ou atrito lateral) entre a estaca e o solo, camada de espessura Δl.

r_p = capacidade de carga do solo na cota de apoio da estaca.

Os autores do método propõem, no trabalho original, as seguintes expressões para r_p e r_l:

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \tag{2.4}$$

$$r_l = \frac{f_s}{F_2} \tag{2.5}$$

em que, q_c é a resistência de ponta medida no ensaio de CPT e f_s é a adesão medida na luva de Begemann (área teórica de 150 cm^2). F_1 e F_2 são fatores de correção ou transformação que englobam o tipo de estaca e o efeito de escale entre a estaca (protótipo) e o cone CPT (modelo).

Para ajustar os parâmetros F_1 e F_2 para as estacas tipo Franki, metálica e pré-moldada foram utilizados os resultados de 63 provas de carga realizadas em diversos estados do Brasil (Tabela 2.1). Como nem todas as provas de carga atingiram a ruptura foi utilizado o método de Van der Veen (1953) para estimar a capacidade de carga das estacas (CINTRA; AOKI, 2010).

Aoki e Alonso (1991) incorporaram os valores de F_1 e F_2 para estacas escavadas e Velloso e Lopes (2002) para estacas tipo raiz, hélice contínua e ômega (Tabela 2.1).

Tabela 2.1- Valores de F_1 e F_2 adaptados de Aoki e Velloso, 1975)

Tipo de Estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	5,00
Metálica	1,75	3,50
Pré-Moldada de Concreto	1,75	3,50
Escavada	3,00	6,00
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,00	4,00

Extraída do trabalho de Begemann (1965) a correlação que permite obter f_s em função apenas de q_c é:

$$f_s = \alpha \cdot q_c \tag{2.6}$$

Onde α é a razão de atrito, utilizada tradicionalmente na literatura para identificar o tipo de solo. Neste caso em função do tipo de solo obtido pela sondagem SPT é que se obtêm os valores de α indicados na Tabela 2.2.

Velloso e Alonso (2000) citam que na época da apresentação do método, foi adotado o valor de $F_2 = 2F_1$ (Tabela 2.1) pela observação dos valores propostos por Begemann

(1965) para α eram elevados quando comparados com os valores medidos na haste do CPT.

Tabela 2.2 – Coeficiente *k* e α (Aoki e Velloso, 1975)

Tipo de Solo	***k* (Mpa)**	**α (%)**
Areia	1,00	1,4
Areia Siltosa	0,80	2,0
Areia Silto-argilosa	0,70	2,4
Areia Argilosa	0,60	3,0
Areia Argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte Arenoso	0,55	2,2
Silte Areno-argiloso	0,45	2,8
Silte Argiloso	0,23	3,4
Silte Argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila Arenosa	0,35	2,4
Argila Areno-siltosa	0,30	2,8
Argila Siltosa	0,22	4,0
Argila Silto-arenosa	0,33	3,0

Os autores do método ainda propuseram, quando não se dispõe de resultados de ensaios CPT, apenas de ensaios do tipo SPT, a utilização da correlação para o cálculo de q_c:

$$q_c = k \cdot N_{SPT} \tag{2.7}$$

Sendo *k* obtido na Tabela 2.2 e N_{SPT} o índice de resistência à compressão obtido no ensaio SPT.

Partindo então da equação 2.1 e usando as Equações 2.2 e 2.3 que definem as parcelas de resistência lateral e de ponta temos:

$$Q_{ult} = U \cdot \sum \Delta l \cdot r_l + A_p \cdot r_p \tag{2.8}$$

Para o cálculo da parcela de ponta (r_p) em função do N_{SPT} basta aplicar a Equação 2.7 em 2.4 que obtemos:

$$r_p = \frac{k \cdot N_{SPT}}{F_1} \tag{2.9}$$

Essa substituição permite também o cálculo do atrito lateral (r_l) em função do N_{SPT} partindo das Equações 2.7, 2.6 aplicando em Equação 2.5:

$$f_s = \alpha \cdot k \cdot N_{SPT} \tag{2.10}$$

$$r_l = \frac{f_s}{F_2} = \frac{\alpha \cdot k \cdot N_{SPT}}{F_2} \tag{2.11}$$

Portanto, a estimativa pela fórmula semiempírica da capacidade de carga de um elemento isolado de fundação é calculada por:

$$Q_{ult} = U \cdot \sum \frac{\alpha \cdot k \cdot N_{SPT}}{F_2} \cdot \Delta l \cdot + A_p \cdot \frac{k \cdot N_{SPT}}{F_1} \tag{2.12}$$

2.3.2 Métodos Décourt-Quaresma (1978, 1982)

Diferente do método proposto por Aoki e Velloso que utilizaram os resultados do ensaio de cone (CPT), os autores Luciano Décourt e Arthur R. Quaresma partiram diretamente dos resultados do ensaio SPT para elaboração do método. Foi proposto inicialmente para estacas do tipo pré-moldadas, embora os autores, mesmo sem comprovação, afirmarem que poderia ser estendido para estacas Franki, Straus (com ponta na argila) e estacas escavadas (Velloso; Alonso, 2000).

A proposta inicial do método para a estimativa do atrito lateral (r_l) era feita em função do valor do N_{SPT} médio ao longo do fuste da estaca ($\overline{N_{SPT}}$), de acordo com uma tabela, com a restrição de $\overline{N_{SPT}} \geq 3$ e $\overline{N_{SPT}} \leq .15$, além do fato que, os valores utilizados para o cálculo da parcela de ponta não devem ser utilizados no cálculo do atrito lateral.

Posteriormente Décourt (1982) substitui a tabela proposta inicialmente para estimar a tensão de adesão pela seguinte expressão:

$$r_l = \left(\frac{\overline{N_{SPT}}}{3} + 1 \right) \cdot 10 \qquad (kPa) \qquad (2.13)$$

E altera o limite do $\overline{N_{SPT}} \leq 15$ para $\overline{N_{SPT}} \leq 50$ no caso de estacas de deslocamento. Para as estacas Strauss e os tubulões a céu aberto foi mantido o limite de $\overline{N_{SPT}} \leq 15$.

A resistência de ponta da estaca é estimada pela seguinte expressão:

$$r_p = C \cdot N_P \qquad (2.14)$$

A determinação de N_P é feita pela média aritmética dos três valores do N_{SPT} ao nível da ponta ou base da estaca, o na cota da ponta ou base, o imediatamente superior e o imediatamente inferior.

Os valores de C são obtidos na Tabela 2.3, foram ajustados pelos resultados de 41 provas de carga realizadas em estacas pré-moldadas de concreto. Nos casos em que as provas de carga não atingiram a ruptura, os autores admitiram como critério de ruptura a carga que corresponde a 10% do diâmetro da estaca (Cintra; Aoki, 2010).

Tabela 2.3 – Valores de C (Décourt e Quaresma, 1978)

Tipo de Solo	**C (kPa)**
Argilas	120
Siltes Argilosos (alteração de Rocha)	200
Siltes Arenosos (Alteração de rocha)	250
Areias	400

Substituindo então as Expressões 2.13 e 2.14 em 2.8 temos:

$$Q_{ult} = U \cdot 10 \cdot \left(\frac{\overline{N_{SPT}}}{3} + 1 \right) \cdot L_T + C \cdot N_P \cdot A_p \qquad (2.15)$$

Décourt em 1987 e 1996 realizou algumas alterações no método. Entretanto deixarão de ser apresentadas, pois só altera no que diz respeito a estacas escavadas, permanecendo então o método original para as estacas de deslocamento, inclusive estaca tipo metálica foco deste trabalho.

2.3.3 Métodos de Teixeira (1996)

Partindo da mesma proposição de Aoki/Velloso (1975), em se tratando da divisão da capacidade de carga da estaca em duas parcelas, o autor estima a capacidade de carga por uma espécie de equação unificada, baseada na utilização prática e continua de vários métodos, por exemplo, Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e outros, introduzindo os parâmetros α' e β para o cálculo da parcela de ponta e de atrito lateral respectivamente da capacidade de carga baseados no N_{SPT} da seguinte forma (Cintra; Aoki, 2010):

$$r_p = \alpha' \cdot N_P' \tag{2.16}$$

$$r_l = \beta \cdot \overline{N_L} \tag{2.17}$$

em que:

N_P' representa o valor médio do N_{SPT} medidos no intervalo de quatro diâmetros acima da ponta da estaca e um diâmetro abaixo.

$\overline{N_L}$ - representa a média do N_{SPT} ao longo do fuste da estaca.

α' e β são obtidos na Tabela 2.4 em função do tipo de solo e Tabela 2.5 a depender do tipo de estaca respectivamente.

No caso de estacas de concreto pré-moldadas, cravadas em argilas moles sensíveis quando normalmente N_{SPT} é inferior a 3 (três), o autor indica que não se faça o uso das Tabela 2.4 e da Tabela 2.5. Para estas estacas Teixeira (1996) recomenda:

a) No caso de argilas fluviolagunares e de baías holocênicas (SFL) – camadas situadas até cerca de 20 a 25 m de profundidade – com valores de N_{SPT} inferior a 3, de coloração cinza-escura, ligeiramente pré-adensada: r_l = 20 a 30 (kPa).
b) Já em argilas transicionais (AT), pleistocênicas – camadas profundas subjacentes ao sedimento SFL, com valores N_{SPT} de 4 a 8, às vezes de coloração cinza-clara, com tensões de pré-adensamento maiores do que aquelas do SFL: r_l = 60 a 80 (kPa).

A equação geral do método é obtida substituindo as Expressões 2.16 e 2.17 em 2.8:

$$Q_{ult} = \beta \cdot U \cdot N_L \cdot L + \alpha' \cdot N_P \cdot A_p \quad (2.18)$$

Tabela 2.4 – Valores e α' (TEIXEIRA, 1996)

Solo ($4 < N_{SPT} < 40$)	**Tipo de estaca – α' (kPA)**			
	Pré-Moldada e Metálica	**Franki**	**Escava a céu aberto**	**Raiz**
Areia com pedregulhos	440	380	310	290
Areia	400	340	270	260
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia argilosa	300	240	200	190
Silte arenoso	260	210	160	160
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Argila siltosa	110	100	100	100

Tabela 2.5 – Valore de β (TEIXEIRA, 1996)

Tipo de estaca	**β (kPa)**
Pré-moldada e metálica	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

2.4 MÉTODOS DINÂMICOS DE AVALIAÇÃO DE CAPACIDADE DE CARGA

A NBR 6122/2010 define que os Métodos Dinâmicos são métodos de estimativa de carga de fundações profundas baseados na previsão e/ou verificação do seu comportamento sob a ação de carregamento dinâmico.

São métodos que surgiram em meados do século XIX, ou seja, mais antigos que os *métodos estáticos* citados anteriormente, em que a estimativa da capacidade de carga da estaca é realizada com base na observação da resposta durante a cravação da mesma, com o intuito e garantir uma determinada capacidade de carga. (VELLOSO; LOPES, 2010).

2.4.1 Fórmula Dinâmica – Nega

Foi por volta de 1820 Weisbach desenvolve a primeira Fórmulas Dinâmicas com o intuito de determinar a capacidade de carga de uma estaca cravada, mas já haviam sido desenvolvidas e cadastradas no ano de 1955 por volta de 450, com o mesmo fim. (GONÇALVES; BERNARDES; NEVES, 2007)

O primeiro tipo de Fórmula Dinâmica relaciona a energia potencial de queda do martelo com o trabalho realizado na cravação da estaca, por meio do princípio da conservação de energia (Figura 2.4).

$$W \cdot h = R \cdot s \tag{2.19}$$

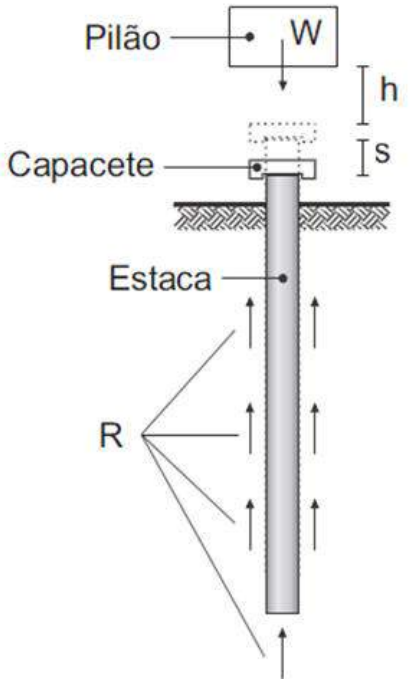


Figura 2.4 – Forças envolvidas no processo de cravação de uma estaca (SANTOS, 2002)

onde:

W = peso do martelo,

h = altura de queda do martelo,

R = resistência à cravação ou carga mobilizada

s = penetração ou *nega*

Esta fórmula acima descrita é a de SANDERS, que considerava ainda que seria necessário dividir por 8 o valor da resistência à cravação para se obter a carga admissível da estaca. (ARAUJO, 1988)

A NBR-6122/2012 define a nega como a medida de penetração permanente de uma estaca, causada pela aplicação de um golpe de martelo ou pilão, sempre relacionada com a energia de cravação. Devido à sua pequena grandeza, em geral é medida para uma série de dez golpes.

A obtenção da nega no campo ocorre de maneira simples, com a utilização de uma régua que apoiada em dois pontos no terreno, é marcada então uma linha horizontal na estaca e após a aplicação de uma sequência de 10 golpes de uma altura pré-estabelecida uma segunda linha é marcada. A nega consiste na medida da distância entre as duas linhas marcadas na estaca dividida pela quantidade de golpes (Figura 2.5 a).

Outra forma de medição da nega que também permite obter o repique da estaca é através do registro gráfico em folha de papel presa ao fuste da estaca, na seção considerada, movendo-se um lápis horizontalmente no momento do impacto, com o auxílio de uma régua apoiada no terreno (Figura 2.5 b).

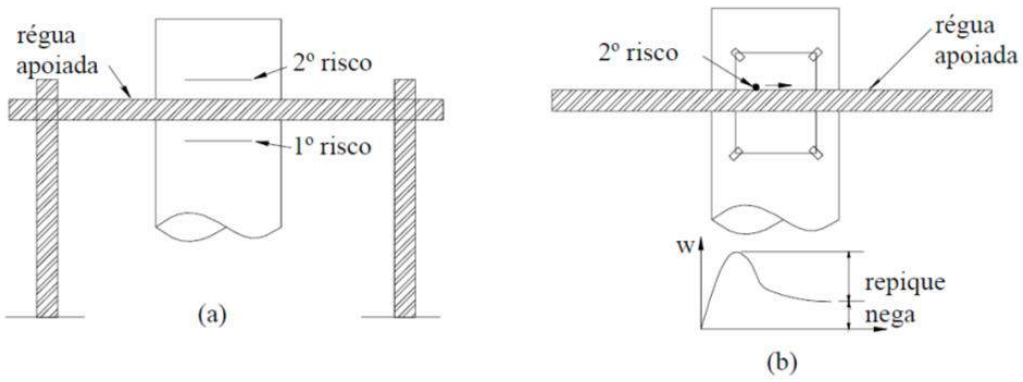


Figura 2.5 – (a) Medida simples da nega e (b) medida de nega e repique (VELLOSO; LOPES, 2010)

Como há perdas de energia no processo de cravação (atrito, repique do martelo e deformações elásticas), podem ser incorporados na Equação 2.19 dois fatores:

$$\eta \cdot W \cdot h = R \cdot s + X \tag{2.20}$$

onde:

η = fator de ponderação das perdas de energia provenientes do bate-estaca (ou no martelo)

X = perdas provenientes das deformações elásticas: cepo e do coxim (C_1), da estaca (C_2) e do solo (*quake* ou C_3)

Várias fórmulas dinâmicas incorporaram a Lei do Choque de Newton que prevê a seguinte perda de energia:

$$\frac{\left(1-e^2\right)\cdot M_1\cdot M_2\cdot\left(v_1-v_2\right)^2}{2\cdot\left(M_1+M_2\right)} \tag{2.21}$$

onde:

M_1 = massa de um corpo (neste caso, o martelo)

M_2 = massa do segundo corpo (neste caso, a estaca)

v_1 = velocidade de um corpo (martelo)

v_2 = velocidade do segundo corpo (estaca)

e = coeficiente de restituição no choque.

No processo de cravação de estacas tem-se:

$$M_1=\frac{W}{g}\ , \qquad v_1=\sqrt{2\cdot g\cdot h}\ , \qquad M_2=\frac{P}{g}, \qquad v_2=0$$

onde:
g é a aceleração da gravidade.

P o peso da estaca.

A perda de energia X ser resume a:

$$X=\frac{\left(1-e^2\right)\cdot W\cdot P\cdot h}{W+P} \tag{2.22}$$

Substituindo a equação 2.22 em 2.20 e admitindo $\eta = 0$ temos:

$$\frac{W + e^2 \cdot P}{W + P} \cdot W \cdot h = R \cdot s \tag{2.23}$$

2.4.1.1 Fórmula dos Holandeses

Partindo da Equação 2.23, foi admitido para este método $e = 0$:

$$R \cdot s = \frac{W^2 \cdot h}{W + P} \tag{2.24}$$

Chellis (1951) comenta, em relação ao coeficiente de restituição, que o choque não ocorre diretamente entre o martelo e à estaca, mas sim por meio de amortecedores, que têm seus próprios coeficientes de restituição. Estes últimos só são utilizados individualmente na solução da Equação da Onda. O autor ainda indica valores de *e* variando de 0, (para cepo e coxim macios) a 0,5 (para cepo duro e sem coxim).

Para utilização dessa formulação recomendasse fator de segurança 10 para martelos de queda livre e 6 para martelos a vapor.

2.4.1.2 Fórmula de Brix

Alonso (1991) apresenta a Fórmula de Brix, assim como a Fórmula dos Holandeses como as fórmulas dinâmicas mais divulgadas.

Os princípios e hipóteses admitidas na formulação da fórmula foram os seguintes:

a) Análogo a Fórmula dos Holandeses, fundamentasse na teoria de choque Newtoniana.
b) Admite a ocorrência de choque perfeitamente elástico no momento do impacto entre o martelo e à estaca
c) Logo após o choque não há contribuição do peso do martelo para impulsionar a estaca.

$$R \cdot s = \frac{W^2 \cdot P \cdot h}{(W + P)^2} \tag{2.25}$$

O fator de segurança recomendado pelo autor é de 5 (cinco) independentemente do tipo de martelo ou estaca.

2.4.1.3 Críticas às Fórmulas Dinâmicas

O fato de todas as fórmulas dinâmicas considerarem por base a teoria newtoniana de impacto e esta última pressupõe que o choque ocorre entre corpos livres que gera a maior crítica. Pois tal hipótese pode se aproximar da realidade para o martelo, mas não se pode dizer o mesmo com relação à estaca, que interage intimamente com o solo durante o processo de cravação (ALVES, LOPES e DANZIGER, 2004).

Alonso (1991) ressalta que a utilização da teoria newtoniana de impacto que pressupondo que o corpo obedece à lei de Hooke e que a mobilização da resistência ocorre integralmente ao longo de toda a massa, em movimento, de forma instantânea pode ser aplicada, por exemplo, ao choque de bolas de bilhar, mas está longe do que ocorre na prática durante o fenômeno de cravação de uma estaca sob a ação de um martelo. O autor ainda cita outros fatores que

a) A energia disponível do martelo nem sempre tem capacidade para mobilizar a resistência máxima disponível que do solo.
b) Os efeitos que altera o comportamento da estaca, do ponto de vista da capacidade da carga, devido ao amolgamento, compactação e quebra da estrutura do solo decorrentes do processo de cravação não podem ser averiguados no final da cravação.
c) A energia real aplicada à estaca e a influência do coxim e cepo que são fatores pouco conhecidos no processo de cravação.

Velloso e Lopes (2010) citam que as diversas fórmulas dinâmicas são estabelecidas com diferentes hipóteses e seus resultados acabam por ser bastante diferentes quando comparados entre si. Com isso, o coeficiente de correção pode variar numa faixa bastante larga (tipicamente, entre 2 e 10) a depender método que se utilize.

Um procedimento recomendado por Velloso e Lopes (2010) para o controle de homogeneidade ou qualidade de um estaqueamento é o seguinte:

a) Cravar uma estaca próximo de uma sondagem, com comprimento já pré-definido por meio dos métodos estáticos para a sondagem em questão.
b) Executar prova de carga estática e/ou ensaios de carregamento dinâmico, com isso obter o fator de segurança para a fórmula em questão
c) A partir do fator de segurança obtido no item anterior, aplicar a fórmula para o controle de qualidade do estaqueamento.

Outra sugestão do autor é que sejam executadas várias provas de carga e ensaios dinâmicos, com o fim de obter um melhor resultado.

Cintra e Aoki (1999) fazem uma crítica em relação ao item da norma NBR-6122/96, que relata a utilização das fórmulas dinâmicas apenas para garantia de homogeneidade das fundações. Tratando como equivoco tal indicação, quando se trata da homogeneidade em relação à capacidade de carga. O item da norma NBR-6122 do ano 1996 foi mantida na revisão de 2010.

Apesar das críticas já levantadas, as fórmulas dinâmicas ainda vêm sendo utilizadas com bastante frequência com o intuito de avaliar a capacidade de carga de estacas cravadas em função da medição da nega (GONÇALVES et al., 2000).

Danziger e Ferreira (2000) citam que as fórmulas dinâmicas apresentam boa previsão sob certas condições, mas que nunca terão uma aplicação geral. O uso destas fórmulas deve ser restrito ao controle da uniformidade do estaqueamento. A escolha da formulação utilizada deve ser realizada com base na experiência e utiliza-la como critério de paralização da cravação de cada estaca. Outra recomendação dos autores é de aferir o fator de correção em cada obra, por meio da execução de provas de carga estáticas.

Apesar de que na maioria dos casos, as cargas aplicadas nas fundações sejam estáticas (a não ser nos casos de estruturas sujeitas a esforços dinâmicos como, por exemplo, as bases de máquinas), Gonçalves, Bernardes e Neves, (2007) afirmam que os controles de execução a serem realizados para estacas, devem estar associados a métodos dinâmicos, já que o procedimento de cravação é realizado por percussão.

2.4.2 Fórmulas Dinâmicas – Repique Elástico

A NBR-6122/2010 define o repique como sendo a parcela elástica do deslocamento máximo de uma estaca decorrente da aplicação de um golpe do martelo ou pilão.

MACHADO (1995) sita que a utilização do repique seria conceitualmente uma forma mais precisa para estimar a capacidade de carga em relação às fórmulas dinâmicas com base na nega.

2.4.2.1 Fórmula de Chellis (1951)

O controle através do repique é uma metodologia proposta há bastante tempo (CHELLIS, 1944) e consiste na medição da parcela elástica do deslocamento máximo de uma seção da estaca, ocasionado pelo impacto no processo de cravação (NIYAMA et al., 1998) (Figura 2.5 e Figura 2.6).

O deslocamento elástico medido no topo da estaca (que corresponde a soma das parcelas C_2 e C_3) foi sugerido por CHELLIS (1951). Atualmente no Brasil já faz parte da norma de fundações NBR-6122/2010, que indica o controle por repique deve ser realizado em todas as estacas, atendendo-se às condições de segurança, além de ter sido alvo de estudos e aplicações práticas com bons resultados, a exemplo de Aoki (1986).

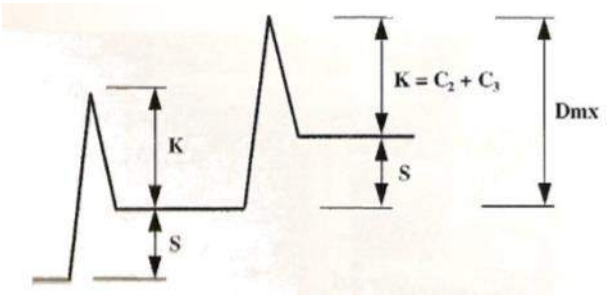


Figura 2.6 – Registro gráfico de nega e repique (Gonçalves et al.,2000)

Partindo da proposta de Chellis (1951) para determinar a carga mobilizada de uma estaca cravada de acordo com a fórmula de HILEY se escreve da seguinte forma:

$$R = \frac{\eta \cdot W \cdot h}{s + 0,5 \cdot (C_1 + C_2 + C_3)} \cdot \frac{W \cdot e^2 \cdot P}{(W + P)} \tag{2.26}$$

Como já mencionado no Item 2.4.1 que as parcelas C_1, C_2 e C_3 representam as perdas de energia no fenômeno de cravação provenientes das deformações elásticas do sistema. A parcela de deformação elástica da estaca (C_2) será:

$$C_2 = \frac{R \cdot l}{A \cdot E} \tag{2.27}$$

sendo:

A = área da seção transversal da estaca

E = Módulo de elasticidade dinâmico do material da estaca

l = Profundidade do centro de compressão (comprimento virtual)

2.4.2.2 Contribuição de Aoki (1986)

Aoki (1986) Propôs a partir da Equação 2.27 que o cálculo da carga mobilizada (R) pode ser escrita como:

$$R = \frac{A \cdot E \cdot C_2}{l} \tag{2.28}$$

A determinação de C_2, a partir da Figura 2.6 pode ser feita subtraindo do valor do repique elástico (K) o valor da parcela de deformação elástica do solo (C_3 ou *quake*).

Uma grande vantagem da utilização do repique ao invés das Fórmulas Dinâmicas para a avaliação da carga mobilizada consiste em evitar a necessidade de estimar as perdas ocasionadas pelo sistema de cravação/amortecimento.

2.4.2.3 Contribuição de Velloso (1987)

Velloso (1987) propõe uma expressão aproximada para a determinação da carga mobilizada com base na Equação 2.28 proposta por Aoki (1986). O autor sugeriu que o comprimento virtual idealizado como um comprimento igual ou inferior ao comprimento real da estaca com resistência concentrada apenas na ponta e que sofra o mesmo valor de deslocamento do topo, como mostrado na Figura 2.7.

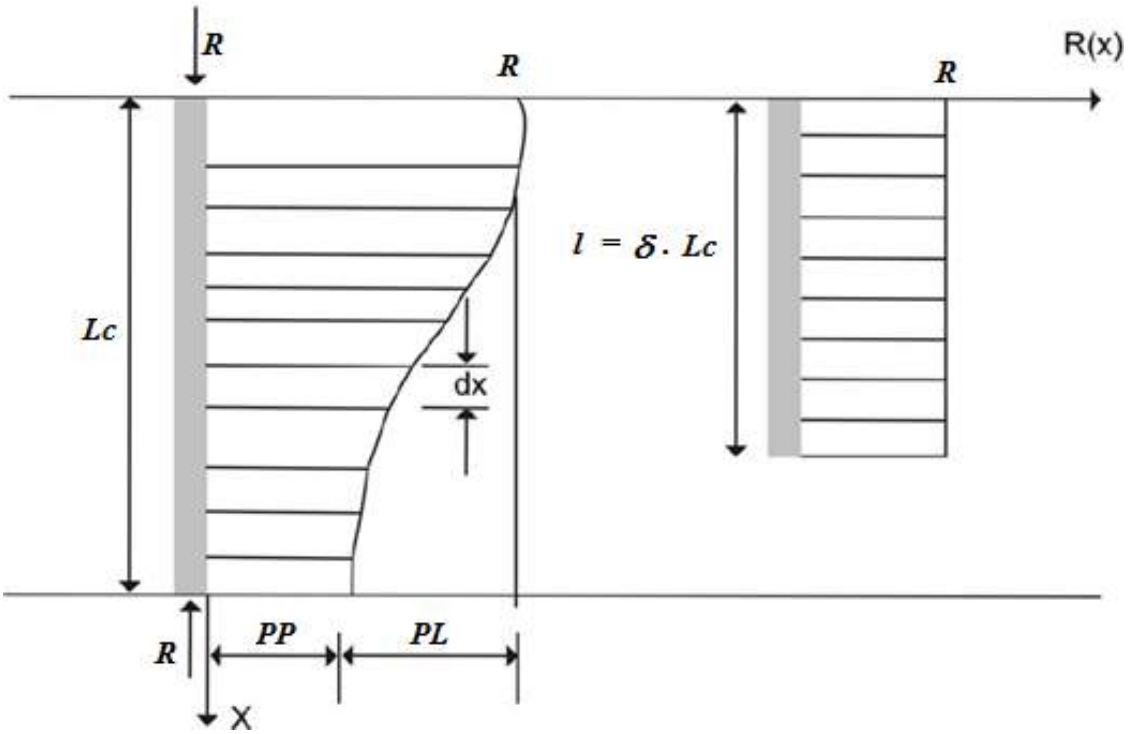


Figura 2.7 – Diagrama de transferência de carga (VELLOSO, 1987)

Para isso, utiliza o coeficiente δ como fator de relação entre o comprimento real e o virtual. A Equação 2.28 pode então ser rescrita como:

$$R = \frac{A \cdot E \cdot (\mathrm{K} - C_3)}{\delta \cdot L_c} \tag{2.29}$$

sendo, L_c o comprimento cravado e δ o fator de redução que varia entre 0,5 e 1,0, a depender do diagrama de transferência de carga (Figura 2.8). O autor sugere o valor aproximado de δ igual a 0,70.

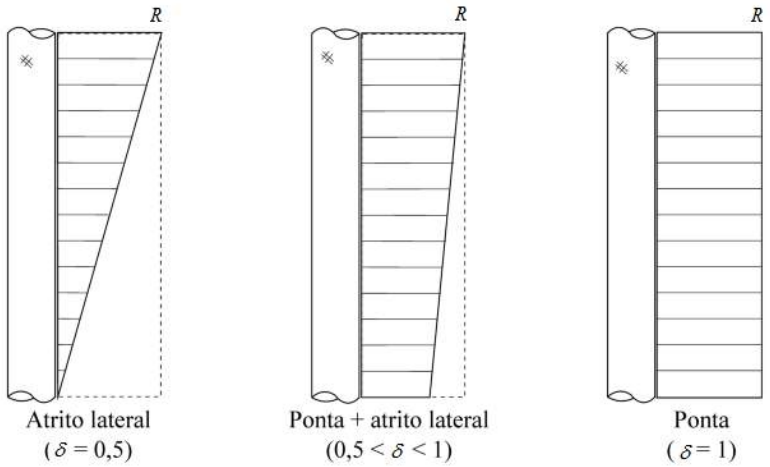


Figura 2.8 – Fator de correção δ em função do diagrama de transferência de carga.

2.4.2.4 Fórmula de Uto et al (1985)

Uto et al. (1985) propuseram uma metodologia baseada na teoria da equação da onda, para determinar a carga mobilizada a partir dos valores do N_{spt}, nega e repique elástico. Semelhante aos métodos estáticos de previsão de capacidade, o método estima a carga mobilizada em duas parcelas: resistência de fuste e resistência de ponta. Para tal, foram assumidas as seguintes hipóteses:

a) O repique medido no topo da estaca ao ser cravada.
b) Desconsiderou o atrito lateral dinâmico.
c) Como condição de contorno para a resolução da equação a onda o valor constante da resistência na ponta da estaca.

Os autores chegaram a seguinte equação:

$$R = \frac{A \cdot E\left(s + C_3 + 2 \cdot C_2\right)}{2 \cdot e_0 \cdot L_T} + \frac{\overline{N_{SPT}} \cdot U \cdot L_c}{e_f} \tag{2.30}$$

em que,

L_T = o comprimento total da estaca,

L_c = o comprimento cravado

$\overline{N_{SPT}}$ = a média dos valores do N_{SPT} ao longo da estaca

e_o = fator de correção do comprimento efetivo. $e_0 = \sqrt[3]{\left(1{,}5 \cdot \frac{W}{P}\right)}$

e_f = fator de correção entre o N_{SPT} e o atrito lateral da estaca, igual a 2,5 para estacas de aço ou concreto.

Os autores admitem que $C_3 = s$, e a Equação 2.30 pode ser reescrita como:

$$R = \frac{A \cdot E \cdot K}{e_0 \cdot L_T} + \frac{\overline{N_{SPT}} \cdot U \cdot L_c}{e_f} \tag{2.31}$$

A utilização de valor de C_3 igual ao valor da nega (*s*) ou 2,5 mm acarreta em discrepância nos resultados de carga mobilizada obtidos pelas fórmulas de Uto *et al* (1985) e Velloso (1987) (MACHADO, 1995). Aoki (1991) cita que os valores da nega (*s*), C_2 e C_3 variam de conformidade a cada nível de carga mobilizada, inclusive o *quake* (C_3) que não é uma variável do solo, mas sim do nível de energia aplicada.

2.4.2.5 "Fórmula de Chellis Modificada" Rosa (2000)

Rosa (2000) objetivando a estimativa da carga mobilizada de forma mais precisa, reformulou as fórmulas de Uto et al. (1985) e Chellis (1951). Propondo uma nova formulação, baseado num estudo estatístico dos parâmetros envolvidos nas formulações apresentadas pelo método simplificado de CASE (fundamentado na Teoria de Propagação da Onda), o autor denominou de "Fórmula de Chellis Modificada" a seguinte expressão:

$$R = \frac{\Omega \cdot \mu \cdot K \cdot E \cdot A}{\alpha_r \cdot L_c} \tag{2.32}$$

Em que α_r é igual a 0,8 e Ω é dado pela Expressão 2.33.

$$\Omega = 0,03 \cdot L_c + 0,5 \tag{2.33}$$

Segundo Rosa (2000), o coeficiente μ, que depende do tipo de solo situado na ponta da estaca, multiplicado pelo repique elástico (*K*) equivale ao repique elástico da estaca (C_2) e pode ser obtido na Tabela 2.6.

Rosa (2000) considera que a equação proposta possa ser utilizada com uma confiabilidade maior do que a fórmula original e com dispersão aceitável para uma fórmula dinâmica de cravação.

Tabela 2.6 – Valores do Coeficiente Multiplicador μ

Tipo de Solo na Ponta da Estaca	**Coeficiente μ**
Areias	0,8
Siltes	0,7
Argilas	0,7

2.4.3 Teoria da Equação da Onda Aplicada à Cravação de Estacas

No caso de impacto sobre a extremidade de uma barra, foi Saint-Vénant por volta de 1866 quem desenvolveu a Equação da onda. E do ponto de vista físico, a cravação de uma estaca está muito mais relacionada com o fenômeno de transmissão de ondas de tensão através de estacas do que ao impacto puro e simples entre dois corpos (ALVES; LOPES; DANZIGER, 2004).

Foi Smith (1960) que desenvolveu um modelo matemático baseado na Teoria de Propagação da onda e que passou a ser adotado como representativo para exprimir fisicamente o fenômeno de cravação de estacas. Modelo este que trouxe grande avanço para os métodos dinâmicos de avaliação de capacidade de carga (GONÇALVES; BERNARDES; NEVES, 2007).

Em vista da complexidade do fenômeno de propagação de onda, o mesmo será abordado de forma sucinta, do ponto de vista matemático, pois foge ao escopo deste trabalho uma descrição mais completa do assunto.

Supondo que uma estaca é carregada por uma força *F* ocasionada pelo impacto do martelo no topo da mesma, num instante *T*. A princípio todas as partículas se encontram em repouso (Figura 2.9 a):

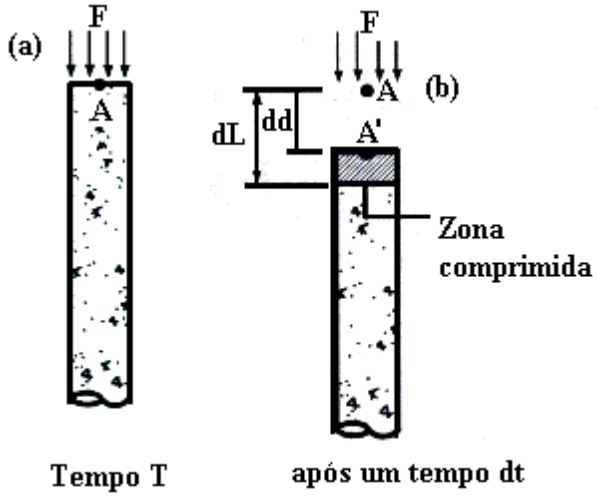


Figura 2.9 – Desenvolvimento do movimento nas partículas de uma estaca

Após um intervalo de tempo infinitesimal *dt*, seu primeiro elemento de comprimento infinitesimal *dL* é comprimido, ocasionando sua deformação devido ao impacto do martelo (Figura 2.9 b). Tal deformação provoca um deslocamento em um tempo

imediatamente posterior que por sua vez comprime o elemento seguinte, e o processo se repete em cadeia de forma a gerar uma onda de compressão com uma velocidade de propagação (*c*).

Decorre que a partícula A, devido a compressão da estaca, se desloca para a posição A' percorrendo a distância *dd*. Aplicando a Lei de Hooke temos:

$$dd = \frac{F \cdot dL}{E \cdot A} \tag{2.34}$$

A mudança de velocidade *dv* da partícula que se move do ponto A para A' pode ser expressa pela deformação *dd* dividida pelo intervalo de tempo, ou seja:

$$dv = \frac{dd}{dt} \tag{2.35}$$

Como a velocidade de propagação da onda (*c*) é dada por:

$$c = \frac{dL}{dt} \tag{2.36}$$

Substituindo a Equação 2.34 em 2.35 e simplificando:

$$dv = \frac{F}{E \cdot A} \cdot \left(\frac{dL}{dt} \right) = \frac{F \cdot c}{E \cdot A} \tag{2.37}$$

Isolando a parcela F, temos:

$$F = dv \cdot \left(\frac{E \cdot A}{c} \right) \tag{2.38}$$

Para uma estaca homogênea e com seção transversal uniforme, os parâmetros *E*, *A* e *c* são constantes. A parcela constante $\left(\frac{E \cdot A}{c} \right)$ denomina-se então de Impedância (Z)

A aceleração (*a*) então é:

$$a = \frac{dv}{dt} = \frac{F \cdot c}{E \cdot A \cdot dt} \tag{2.39}$$

Mas para o elemento *dL* da estaca a aceleração (*a*) também pode ser:

$$a = \frac{F}{m} = \frac{F}{\rho \cdot dL \cdot A} \tag{2.40}$$

onde:

m = massa da partícula;

ρ = massa especifica da estaca;

Igualando as Equações 2.39 e 2.40:

$$\frac{\cancel{F} \cdot c}{E \cdot \cancel{A} \cdot dt} = \frac{\cancel{F}}{\rho \cdot dL \cdot \cancel{A}} \Rightarrow \frac{dL}{dt} \cdot c = \frac{E}{\rho} \Rightarrow c^2 = \frac{E}{\rho} \tag{2.41}$$

A partir da Expressão 2.41 se nota que a velocidade de propagação da onda (c), seja da onda de compressão ou de tração, é função das propriedades do material da estaca (modulo de elasticidade e massa especifica). Vale ressaltar que (v) é a velocidade que rege o movimento da partícula durante a propagação da onda, ai está a diferença entre a mesma e (c).

Na Tabela 2.7 são apresentadas as propriedade que envolve o cálculo da velocidade de propagação da onda e suas respectivas velocidades para diferentes tipos de materiais que compõem as estacas.

Rescrevendo a Equação 2.38 obtém-se:

$$F = Z \cdot dv \tag{2.42}$$

Tabela 2.7 – Propriedades físicas de alguns materiais (modificado – Globe et al., 1996)

Material	**Módulo de Elasticidade (MPa)**	**Massa específica ρ (kg/m3)**	**Velocidade da onda c (m/s)**
Aço	210000	7850	5123
Concreto armado	22500 a 28900	2500	3000 a 3400
Concreto protendido	283000 a 392000	2450	3.400 a 4000
Madeira	9000 a 16000	500 a 1000	3700 a 4500
Água	2100	980	1450

Uma solução geral da equação unidimensional da onda, conhecida como a Equação de D'Alembert (DYMINSKI, 2000) é dada por:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \tag{2.43}$$

A Equação 2.43 descreve o deslocamento (*u*) de uma partícula da estaca, a uma distância *x* do topo da mesma, e no tempo (*t*), provocado pela propagação de uma onda de velocidade *c*. Baseia-se no equilíbrio dinâmico de um segmento da estaca num instante *t* qualquer pela segunda lei de Newton, onde a aceleração é obtida pela derivada segunda do deslocamento em relação ao tempo e a força obtida pela lei de Hooke. A solução geral da Equação 2.43 que é uma equação diferencial parcial de segunda ordem, considerando, como hipótese simplificadora, a seção transversal uniforme, material isotrópico e tensão axial uniformemente distribuída sobre a seção transversal pode ser dada por:

$$u(x,t) = f(x - c \cdot t) + g(x + c \cdot t) = u\downarrow + u\uparrow \tag{2.44}$$

onde, as funções *f* e *g* representam o deslocamento de duas ondas com a mesma velocidade c, mas em sentidos opostos, ao longo do eixo da barra (estaca). Para representação das funções *f* e *g* é usual a utilização de flechas para referenciar o sentido de propagação das mesmas (GONÇALVES; BERNARDES; NEVES, 2007). Andraos (2009) sita que a soluções analíticas para a onda inicial podem ser encontradas no trabalho de Bernardes (1989).

Pode-se então determinar a função velocidade a partir da derivação em relação ao tempo da função deslocamento (Equação 2.44).

$$v = \frac{\partial u}{\partial t} = -c \cdot f'(x - c \cdot t) + c \cdot g'(x + c \cdot t) = v\downarrow + v\uparrow \tag{2.45}$$

Agora, diferenciando a mesma Equação 2.44 em relação à coordenada espacial x temos:

$$\frac{\partial u}{\partial x} = f'(x - c \cdot t) + g'(x + c \cdot t) \tag{2.46}$$

O cálculo força pela Lei de Hooke, para uma deformação infinitesimal $\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)$ e uma estaca com rigidez $E \cdot A$ é dado por:

$$F = -E \cdot A \cdot \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right) \tag{2.47}$$

Substituindo a Equação 2.46 na 2.47 temos:

$$F = -E \cdot A \cdot \left[f'\left(x - c \cdot t\right) \right] - E \cdot A \cdot \left[g'\left(x + c \cdot t\right) \right] = F\downarrow + F\uparrow \tag{2.48}$$

Multiplicando a Equação 2.48 por $\left(\frac{c}{c} \right)$ tempos:

$$F = -c \cdot \frac{E \cdot A}{c} \cdot \left[f'\left(x - c \cdot t\right) \right] - c \cdot \frac{E \cdot A}{c} \cdot \left[g'\left(x + c \cdot t\right) \right] \therefore F = Z \cdot v\downarrow - Z \cdot v\uparrow \tag{2.49}$$

Rescrevendo a Equação 2.49 e substituindo em 2.48 e 2.45:

$$F = F\downarrow + F\uparrow = Z \cdot \left(v\downarrow - v\uparrow \right) \tag{2.50}$$

$$v = v\downarrow + v\uparrow = \frac{1}{Z} \cdot \left(F\downarrow - F\uparrow \right) \tag{2.51}$$

Pelo fato da instrumentação do ensaio ser realizada no topo da estaca, Niyama (1983) cita que os resultados obtidos de força e velocidade são valores totais, mas são as ondas ascendentes quem exprimem as informações dos efeitos externos e internos, se houver, que provocam justamente estas reflexões (condições de contorno do problema).

Para então se conhecer as amplitudes das ondas tanto descendentes como ascendentes, tem-se as seguintes expressões:

$$F = F\downarrow + F\uparrow \therefore F\uparrow = F - F\downarrow$$

$$v = \frac{1}{Z} \cdot \left(F\downarrow - F\uparrow \right) \therefore v = \frac{1}{Z} \left(2 \cdot F\downarrow - F \right)$$

$$v \cdot Z = 2 \cdot F\downarrow - F \Rightarrow F\downarrow = \frac{F + v \cdot Z}{2} \tag{2.52}$$

$$F\uparrow = F - F\downarrow = F - \left(\frac{v \cdot Z + F}{2} \right) \Rightarrow F\uparrow = \frac{F - v \cdot Z}{2} \tag{2.53}$$

As Equações 2.52 e 2.53 resumem a ideia básica da técnica de instrumentação durante a cravação da estaca (VELLOSO; LOPES, 2010). O ensaio de carregamento dinâmico

consiste então na medição dos sinais de força e velocidade multiplicada pela impedância (Z) da estaca. Os dois primeiros são medidos no topo da estaca e esta última depende da geometria da estaca.

2.4.4 Modelo de Smith (1960)

Foi Smith (1960) que desenvolveu uma solução matemática por meio do método das diferenças finitas para a da Equação da Onda aplicada à cravação de estacas no solo. Segundo o autor, o carregamento dinâmico de uma estaca não é um problema de impacto entre corpos rígidos, como considerado nas mencionadas fórmulas dinâmicas, e sim de transmissão de ondas longitudinais.

O método possibilitou obter as tensões instantâneas desenvolvidas na estaca durante a cravação, a nega por golpe do martelo, os deslocamentos e velocidades da estaca. A solução numérica da Equação da onda também possibilita determinar as características de cravação dos vários tipos de estacas e martelos, bem como o alcance de aplicação de uma determinada fórmula dinâmica de cravação quanto a sua precisão (SMITH, 1960).

O modelo de Smith (1960) será apresentado nesse trabalho de forma sucinta, visto que todas as equações, deduções realizadas e exemplos de aplicação podem ser encontrados no trabalho original de Smith (1960) e (VELLOSO; LOPES, 2010).

Os diversos componentes envolvidos no processo de cravação da estaca, tais como martelo, cepo, capacete e a estaca, são representados no modelo de Smith (1960) como uma série de pesos e molas capaz de simular tanto o deslocamento de uma onda de tensão longitudinal ocasionada pelo golpe do martelo quanto à resistência do solo (Figura 2.10).

As hipóteses para o sistema de cravação foram as seguintes:

a) Tanto o capacete quanto o martelo foram simulados como pesos individuais e sem elasticidade, pois são pesados, rígidos e relativamente curtos.
b) Já o cepo e o coxim são representados por molas sem peso, podendo ter ou não um comportamento elástico.

Para a avaliação da tensão no cepo ou coxim, Smith (1960) propõe um diagrama que relaciona a tensão e deformação (Figura 2.11). O trecho AB corresponde à compressão,

em que a inclinação da reta depende da constante elástica da mola que representa o cepo ou coxim. A restituição ocorre primeiro ao longo da linda BD, determinada automaticamente pelo computador. E o complemento da restituição ocorre ao logo da linha DA, pois o cepo não transmite tensão. O coeficiente de restituição (*e*) do cepo proposto por Smith (1960) é:

$$e^2 = \frac{área(BCD)}{área(ABC)} = \frac{energia\ que\ retorna\ do\ sistema}{energia\ fornecida\ ao\ sitema} \tag{2.54}$$

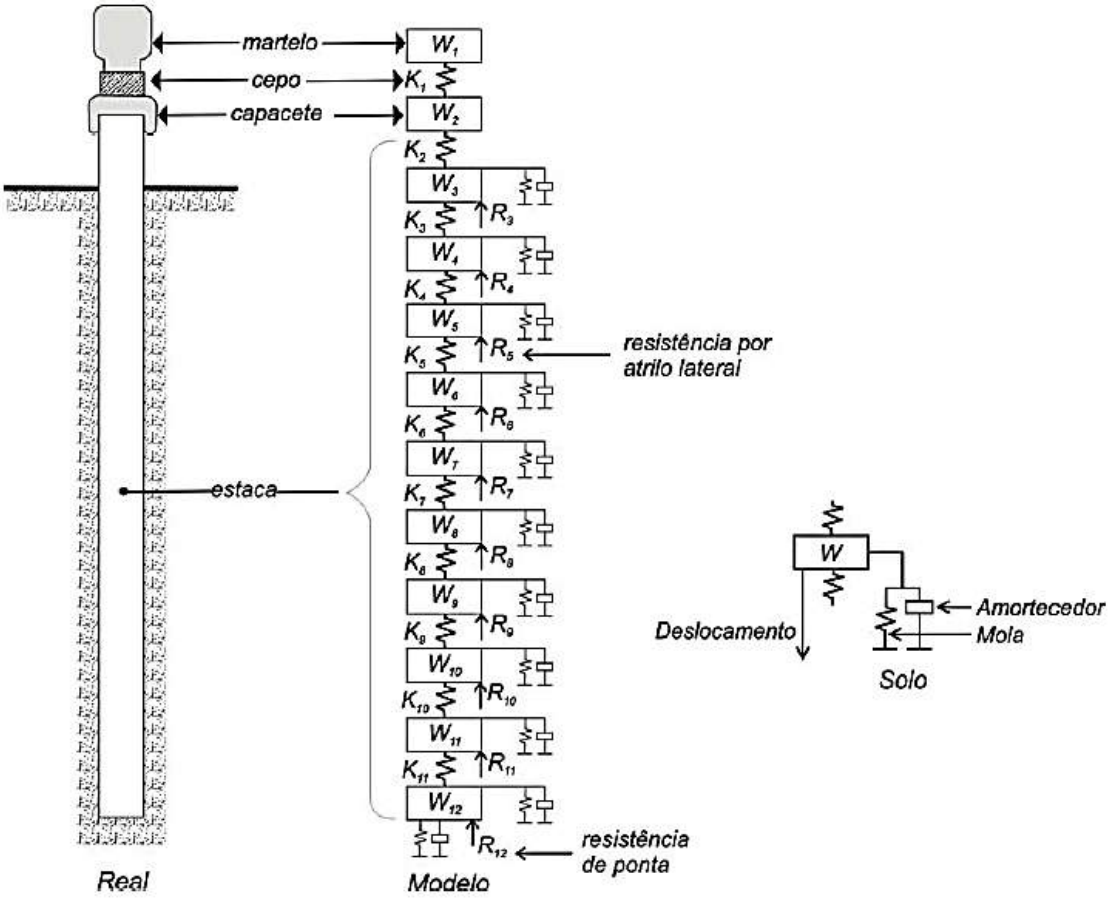


Figura 2.10 – Modelo do conjunto solo-estaca (NIYAMA et al., 1982 - Modificado).

O deslocamento da onda na estaca é analisado matematicamente no modelo por molas perfeitamente elásticas (para simular a elasticidade proveniente do comprimento da estaca) e por pesos (que exprime o peso de cada elemento em que a estaca é dividida). Smith (1960) recomenda a utilização de unidades de seguimentos representativos da estaca com comprimentos da ordem de 1,50 m a 3,00 m, pois os mesmos devem ter comprimentos consideravelmente menores do que o comprimento da onda de tensão provocada pelo impacto.

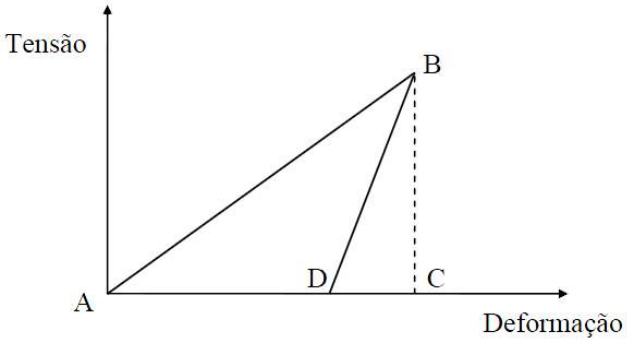


Figura 2.11 – Diagrama tensão-deformação para cepo (Smith, 1960)

Em se tratando da resistência oferecida pelo solo (R_{Tot}), pode-se decompor a mesma em duas parcelas: uma de resistência estática (*RMX*) (representada por molas e é proporcional ao deslocamento) e outra de resistência dinâmica (R_d) (representada por amortecedores e é proporcional à velocidade de deslocamento da estaca) (Figura 2.12) (VELLOSO; LOPES, 2010). Portanto, equivale a dizer que:

$$R_{Tot} = RMX + R_d \tag{2.55}$$

Smith (1960) considerou o valor da resistência dinâmica como sendo função da resistência estática (*RMX*), do fator de amortecimento do solo (*J*) e da velocidade (*v*):

$$R_d = RMX \cdot J \cdot v \tag{2.56}$$

em que *v* é a velocidade de deslocamento do ponto da estaca considerado obtida pelo cálculo numérico da Equação da Onda em qualquer instante.

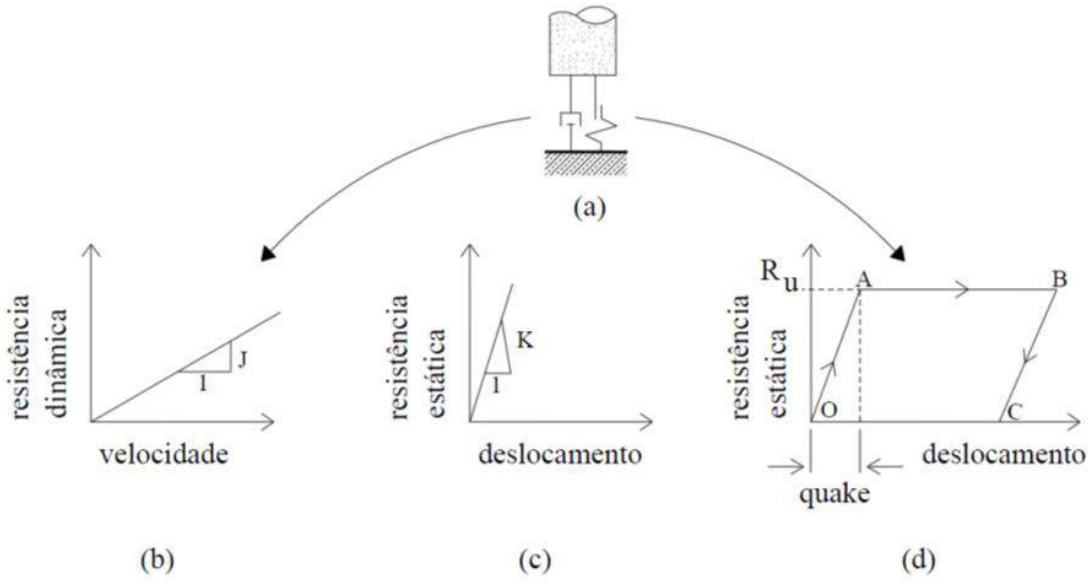


Figura 2.12 – Modelo simplificado de representação do solo (Velloso e Lopes, 2010)

O fator de amortecimento relaciona a resistência dinâmica com a resistência estática do solo estabelecido por Smith (1960) experimentalmente para o solo da ponta (*Jp*) igual a 0,15s/ft (0,49 s/m) e para o atrito lateral 0,05 s/ft (0,16 s/m), ambos independentes do tipo de solo.

2.4.5 Ensaio de Carregamento dinâmico

Foi Glanville et al. (1938) que realizaram as primeiras medidas dinâmicas em cravação de estacas, mas só no ano de 1964 no "Case Institute of Technology" (hoje "Case Western Reserve University") que foi iniciado um estudo de caráter mais importante (Goble et al., 1980). Com o desenvolvimento de técnicas e equipamentos de medidas que durou cerca de doze anos, produzindo vasta literatura sobre o assunto.

No Brasil a utilização da monitoração ou instrumentação dinâmica com o fim de prever a carga de ruptura de estacas cravadas vem aumentando, a partir das confirmações de compatibilidade entre os resultados obtidos, por meio de prova de carga estática (AOKI; ALONSO, 1989). Além do fato de ter uma metodologia de fácil execução e baixo custo quando comparada com as provas de carga estática.

O ensaio é normalizado no Brasil pela ABNT NBR 13208/07 – Estacas - Ensaios de carregamento dinâmico, aplicada a estacas verticais ou inclinadas, independentemente do processo de execução ou de instalação no terreno.

2.4.5.1 Descrição dos Instrumentos e Metodologia do Ensaio

De uma maneira geral, a instrumentação é feita por um conjunto de instrumentos e por um equipamento para aquisição e tratamento dos dados de campo. A aquisição dos registros gerados é realizada por meio de dois transdutores de deformação especifica e dois acelerômetros, que são fixados no fuste da estaca previamente a aplicação do carregamento dinâmico (golpe do martelo). A fixação deve ser feita com chumbadores (no caso de estacas de concreto) ou parafusos (no caso de estacas metálicas), próxima ao topo da estaca e de forma diametralmente opostas, para compensar possíveis efeitos de flexão ou excentricidade durante a aplicação do golpe do pilão.

Os transdutores de deformação são compostos de quatro "*strain-gages*" (extensômetros elétricos) tipo película de 350 ohms com sensibilidade entre 350 ME/mV/V e 450 ME/mV/V (ME – "microstrain"). Já os acelerômetros são do tipo piezelétrico com amplificador incorporado, para reduzir o ruído, e são lineares até pelo menos 5.000 g e 10.000 Hz, com cerca de 1mV/g (GONÇALVES; BERNARDES; NEVES, 2007).

Para a aquisição, registro e tratamento dos dados é utilizado normalmente no Brasil o *Pile Driving Analyzes* (PDA), onde os sinais obtidos com os sensores (deformação e aceleração) são recebidos através de um sistema de cabos de conexão. Composto por um circuito eletrônico especial onde um microcomputador processa os dados, o PDA transcodifica e processa os dados, calculando no instante da cravação, durante cada golpe, baseado na Teoria de Propagação da Onda os seguintes parâmetros:

a) Resistência mobilizada do solo
b) Tensões máximas na estaca
c) Integridade da estaca
d) Desempenho do martelo

Para a realização do ensaio é necessário além dos equipamentos já citados é um dispositivo de impacto para provocar a onda de tensão, geralmente o próprio bate-estaca utilizado para cravar as estacas da obra. A partir da onda gerada a cada golpe, os sinais são então processados e por recomendação da ABNT NBR 13208/07, utilizados métodos consagrados nacional e/ou internacionalmente para tratamento dos dados. No Brasil há um domínio praticamente absoluto dos métodos Case (simplificado) e CAPWAP (numérico), que são os métodos indicados na norma ABNT NBR 13208/07.

A aplicação dos golpes do martelo pode ser realizada por uma série de impactos com a energia constante, ou seja, sem mudança da altura de queda do pião, sobre os sistemas de amortecimento e estaca-solo. Aoki (1997) cita que neste tipo de ensaio, as repetições de vários golpes de mesma energia equivalem a um só impacto, não importando assim que a estaca ensaiada com um ou vários golpes. E como consequência, não é possível construir a curva de resistência versus deslocamento, já que só se tem um ponto da curva. Por essa razão, Aoki (1989) propôs uma metodologia do ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente. Visto que a resistência do solo à cravação de uma estaca cresce proporcionalmente à energia aplicada no sistema estaca-solo, até que os limites de resistência disponível nesse sistema sejam alcançados (NIYAMA; AOKI, 1991).

2.4.5.2 Método CASE

O método CASE trata-se de uma solução fechada da Equação da Onda, com base nos resultados de força e velocidade registrados em uma determinada seção da estaca para cada golpe do martelo. Os sinais utilizados no método são provenientes de dois instantes distintos: t_1 (quando o golpe atinge maior intensidade na seção dos sensores) e t_2 (quando a onda refletida na ponta da estaca retorna a seção instrumentada), utilizando mecanismos de reflexão e superposição das ondas de tensão (AVELINO, 2006).

Para calcular a capacidade de carga estática o método de CASE considera a resistência mobilizada no golpe (R_{Tot}) como a soma de duas parcelas, a resistência estática "*RMX*" e a resistência dinâmica (R_d) análoga a Expressão 2.55 (NIYAMA *et al.*, 1982).

A equação básica para determinar a resistência mobilizada um determinado golpe é definida como:

$$R_{Tot} = \frac{1}{2}\left\{\left[F\left(t_1\right)+F\left(t_2\right)\right]+\left(\frac{E\cdot A}{c}\right)\cdot\left[v\left(t_1\right)+v\left(t_2\right)\right]\right\} \tag{2.57}$$

Para dedução da equação foram considerados: a seção transversal uniforme, comportamento elástico linear, apenas tensões axiais são aplicadas na estaca e resistências do solo do tipo rígido-plástico (Rausche et al, 1985).

A resistência dinâmica é definhada por:

$$R_d = J_c\cdot\left(\frac{E\cdot A}{c}\right)\cdot v_p \quad \therefore \quad R_d = J_c\cdot Z\cdot v_p \tag{2.58}$$

em que J_c é definido como o coeficiente de amortecimento do método CASE e depende do tipo de solo. (Tabela 2.8)

v_p – velocidade na ponta da estaca, obtida por meio da equação da onda quando conhecidos R_{Tot} e a velocidade no instante t_1, onde não há ondas ascendentes provenientes de reflexão e consequentemente há a proporcionalidade entre a força e a velocidade da partícula.

Tabela 2.8 – Valores de J_c sugeridos por Rausche et al. (1985)

Tipo de Solo	**Faixa de valores de J_c**	**Valor sugerido de J_c**
Areia	0,05 – 0,20	0,05
Areia siltosa ou Silte Arenoso	0,15 – 0,30	0,15
Silte	0,20 – 0,45	0,30
Silte argiloso ou Argila Siltosa	0,40 – 0,70	0,55
Argila	0,60 – 1,10	1,10

$$v_p = 2 \cdot v_{t1} - \frac{c}{E \cdot A} \cdot R_{Tot} \tag{2.59}$$

A Equação 2.58 pode ser rescrita como:

$$R_d = J_c \cdot \left(2 \cdot Z \cdot v_{t1} - R_{Tot}\right) \therefore R_d = J_c \cdot \left(2 \cdot F_{t1} - R_{Tot}\right) \tag{2.60}$$

Para determinar a capacidade de carga estática (*RMX*) pelo método CASE utiliza-se por fim a seguinte expressão:

$$RMX = R_{Tot} - R_d = R_{Tot} - \left[J_c \cdot \left(2 \cdot F_{t1} - R_{Tot}\right)\right] \tag{2.61}$$

2.4.5.3 Método CAPWAP

Paralelamente ao método CASE foi desenvolvido um programa computacional que também se utiliza dos registros de força e velocidades obtidos no topo da estaca. O programa utiliza o modelo CAPWAP (*Case Pile Wave Analysis Program*), que considera as forças de reação do solo como passivas, sendo expressas apenas em função do comprimento da estaca. A estaca é dividida em uma série de massas e molas concentradas e modelo admite também para o solo três incógnitas para cada ponto (Gonçalves; Bernardes; Neves, 2007).

a) A resistência estática limite
b) A deformação elástica máxima (*quake*)
c) As constantes de amortecimento (*damping*)

No procedimento de cálculo, de início, todos os parâmetros do solo são estimados e o movimento da estaca é simulado com base nos dados conhecidos da estaca, utilizando-se

como condição de contorno a aceleração medida na seção instrumentada. O programa utiliza o modelo de Smith (1960) na análise, calcula o deslocamento e as forças em cada massa em que a estaca foi dívida, permitindo então obter as forças de reação do solo ao longo do tempo. É feita então uma comparação dos resultados medidos na instrução com os sinais de força calculados no topo da estaca por meio de uma análise visual das duas curvas. Novos parâmetros do solo são adotados e todo o processo é repetido de forma iterativa até que se obtenha uma convergência entre os sinais medidos e calculados (Figura 2.13) (CAVASSANI, 2005).

Após a sequência de ajustes da curva teórica com a curva medida é possível obter os seguintes resultados:

a) Capacidade de carga estática do sistema estaca-solo no momento do golpe.
b) A distribuição da resistência ao longo do fuste e sob a ponta da estaca.
c) Perfil de tensões, força e velocidade nos segmentos da estaca.
d) Deslocamentos ocorridos ao longo da profundidade
e) Parâmetros adotados na análise (por exemplo, *quake* e *damping*).
f) Simulação de um ensaio estático a partir de um único golpe.

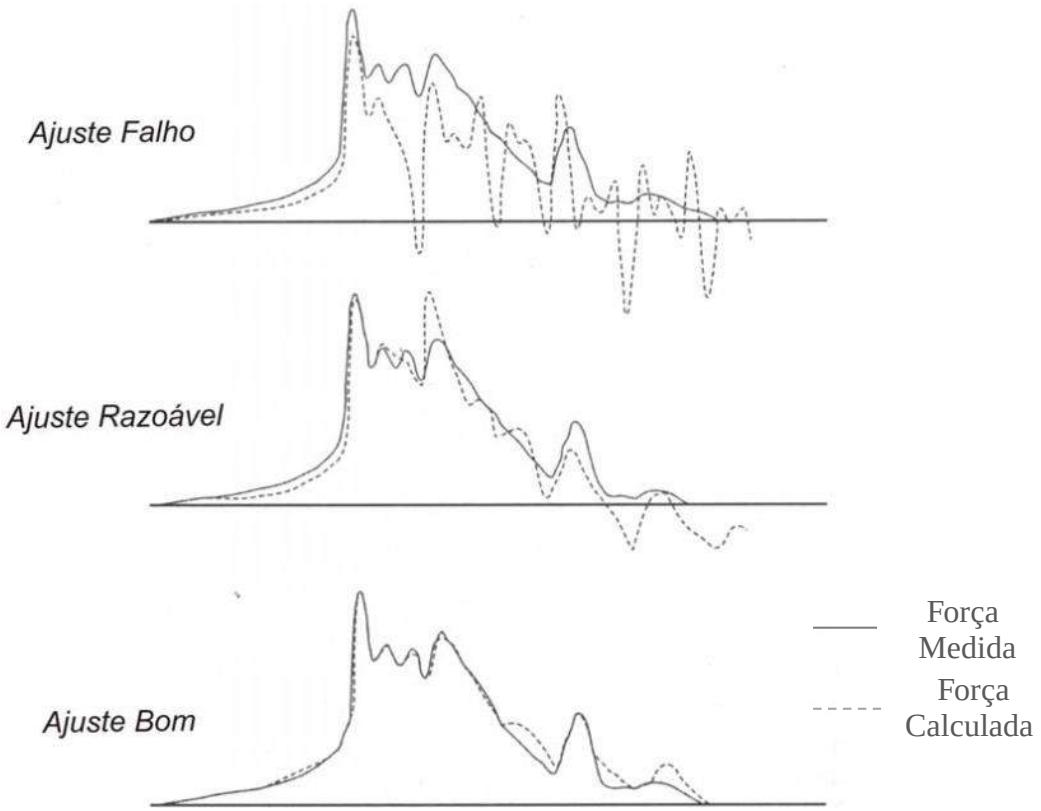


Figura 2.13 – Sequência de ajustes do sinal pelo método CAPWAP (VELLOSO; LOPES, 2010).

2.5 PROVA DE CARGA ESTÁTICA

A primeira prova de carga realizada no Brasil foi no ano de 1935 sobre estacas tipo Franki das fundações da Estação da E.F. Noroeste, em Bauru, pelo I.P.T. dois anos antes da instalação de sua Seção de Solos e Fundações por solicitação da empresa (VARGAS, 1990).

Considerada o método mais preciso de avaliação da capacidade de carga de uma fundação, a prova de carga estática é executada para medir a reação real do solo à aplicação de uma carga estática sobre o topo da estaca. Os demais métodos avaliam a capacidade de carga da fundação de forma indireta, razão pela qual geralmente fornecem valores menos precisos (CODUTO, 1994 *apud* CAVASSANI, 2005). Velloso e Alonso (2000) citam que a prova de carga estática é o único ensaio que reproduz as condições de trabalho da estaca.

Geralmente, as provas de carga são realizadas sobre cada elemento isolado da fundação, embora o ideal fosse ensaiar todos os elementos que compõem cada bloco (Alonso, 1991).

2.5.1 Metodologia do ensaio

O ensaio consiste em aplicar esforços estáticos crescentes à estaca e registrar os deslocamentos correspondentes. Os esforços podem ser axiais, de tração ou de compressão, ou transversais (ABNT NBR 12131, 2006).

Para a aplicação das cargas deve-se utilizar um ou mais macacos hidráulicos alimentados por bombas elétricas ou manuais, atuando contra um sistema de reação estável (Figura 2.14).

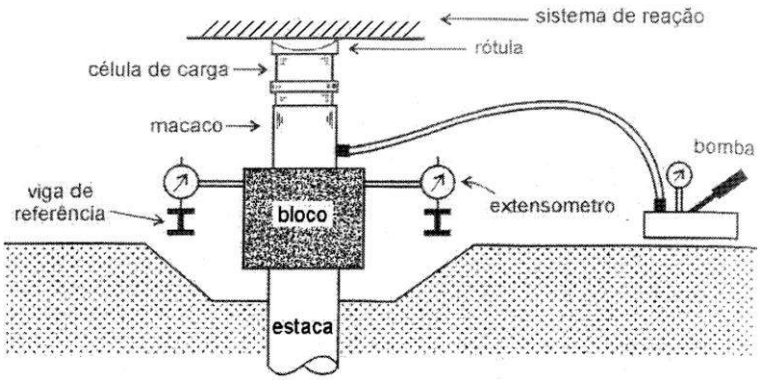


Figura 2.14 – Esquema de medição em provas de carga de compressão

Esse sistema pode ser das seguintes formas:

a) Plataforma carregada, chamada de *cargueira* (Figura 2.15a).
b) Vigas presas a estacas vizinhas à da prova de carga ou a tirantes, que serão tracionados (Figura 2.15b).
c) Vigas ou capacete ancorado no terreno (Figura 2.15c)

A ABNT NBR-12131/2006 indica a utilização de quatro extensômetros (medidores de deslocamento), com resolução de centésimo de milímetro, colocados diametralmente opostos, com o intuito de medir recalques e verificar se ocorre rotação do topo da estaca (Figura 2.14).

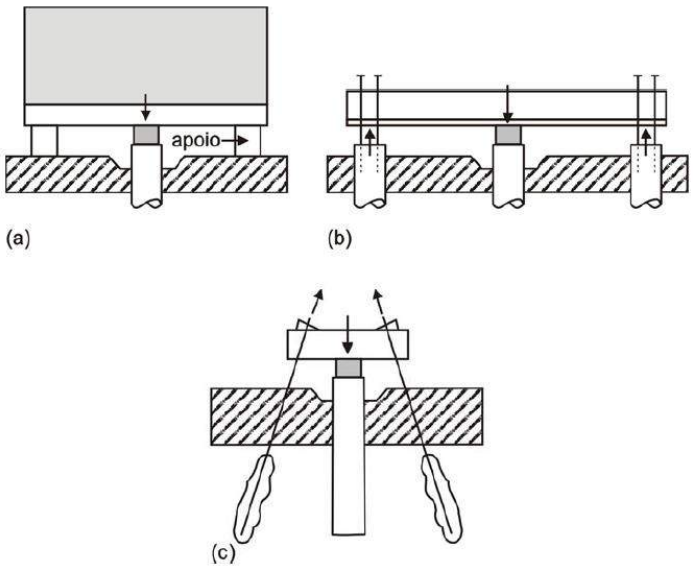


Figura 2.15 – Sistemas de reação para provas de carga de compressão (VELLOSO; LOPES, 2010)

Os ensaios podem ser do tipo lento; a velocidade de recalque constante; rápido em estágios; em ciclos de carga e descarga; e, cíclicos (NIYAMA et al., 1998). Fellenius (1975) divide os métodos de carregamento nos seguintes grupos:

a) *Slow Maintained Load Test* (SM ou SML) – "Ensaio Lento de Carga Constate", que consiste em incrementos iguais de carga, até determinado nível de carregamento, acima da carga de trabalho. Cada nível de carga é mantido até que se atinja a estabilização dos deslocamentos com base em algum critério pré-estabelecido.

b) *Quick Maintained Load Test* (QM ou QML) – "Ensaio Rápido de Carga Constate". A aplicação do carregamento é semelhante ao "Ensaio de Carga Constante" com diferença apenas no tempo em que a carga de cada estágio é mantida, que neste caso independente dos deslocamentos, a carga deve ser mantida por um intervalo de tempo fixo e pré-determinado.

c) *Constant Rate of Penetration (*CRP) – Neste tipo de ensaio, o carregamento atuante deve ser adequado de forma a manter constante a velocidade de recalque do topo da estaca até certo nível de deslocamento.

d) *Cyclic Load Test ou Swedish Cyclic Test* (*CLT ou SCT) – A forma de carregamento se dá em estágios cíclicos, onde a estaca é inicialmente carregada até 1/3 da carga de trabalho, seguindo de 20 ciclos de descarga (redução de 50% da carga inicial) e carga. A próxima Etapa se dá com uma carga 50% acima da carga máxima do estágio anterior e prosseguindo com a mesma metodologia do ciclo anterior. Os incrementos de carga se dão até que se atinja a ruptura.

O carregamento do tipo lento é mais antigo e convencionalmente utilizado no Brasil (NIYAMA et al., 1998). Consiste na aplicação de carregamentos em estágios iguais e sucessivos, onda cada incremento de carga só se dá após a estabilização dos deslocamentos do estágio anterior, além do fato de mesmo estabilizado, cada estágio deve ter duração mínima de 30 minutos (Figura 2.16). São realizadas as leituras dos deslocamentos logo após a aplicação da carga correspondente, seguindo-se leituras sucessivas até se atingir a estabilização. A estabilização dos deslocamentos ocorre quando em duas leituras consecutivas o recalque não exceder 5 % do recalque total observado no mesmo estágio de carregamento (ABNT NBR 12131, 2006).

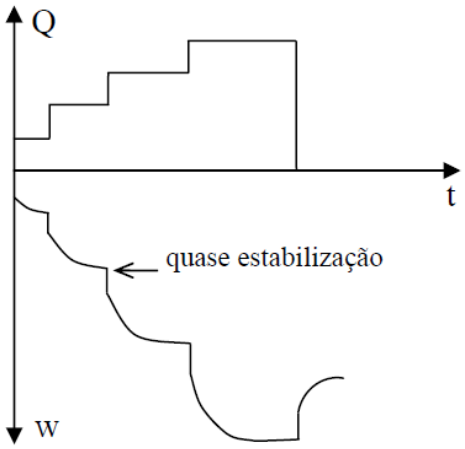


Figura 2.16 – Ensaio de carga incremental lento (VELLOSO e LOPES, 2010)

O descarregamento, sempre que o ensaio não atinge a ruptura, é iniciado depois de decorrida 12 horas de manutenção da carga máxima aplicada. A ABNT NBR 12131/2006 recomenda que sejam realizados pelo menos quatro estágios de descarregamento.

A norma brasileira de projetos e execução de fundações ABNT NBR 6122/2010 recomenda que as provas de carga sejam levadas até uma carga de pelo menos 2,0 vezes a carga de projeto, no caso da realização das provas de carga no início da obra para utilização dos resultados no projeto, e carga de pelo menos 1,6 vezes a carga, no caso de execução das provas de carga exclusivamente para avaliação do desempenho. Na prática nem sempre se atinge a ruptura nítida da estaca e nestes casos a norma ABNT NBR 6122/2010 recomenda a extrapolação da curva carga-recalque, que deve ser feito por critérios baseados na Engenharia Geotécnica.

2.5.2 Extrapolação e Interpretação da Curva Carga-Recalque

Uma apreciação visual dos resultados da prova de carga estática, apresentados sobre a forma gráfica da curva carga-recalque, não permite uma avaliação precisa da carga de ruptura da estaca ensaiada. Van der Veen (1953) mostra pela Figura 2.17 que, a depender da escala que são plotados os pontos da curva, um exame visual dos resultados pode acarretar em engano. A Figura 2.17.a indica aparentemente uma ruptura para carga de 900 kN, mas o mesmo não se dá quando analisamos a Figura 2.17.b, que não indica a ruptura do solo aparentemente.

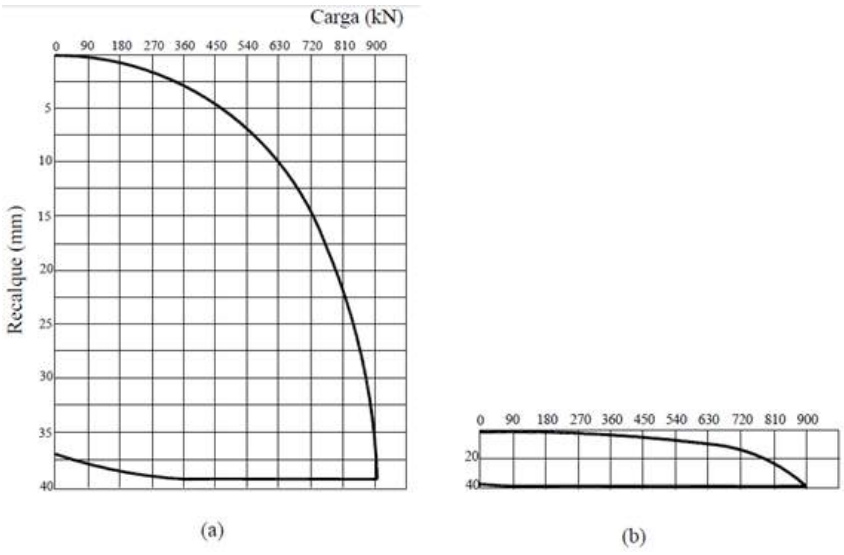


Figura 2.17 – Curva carga recalque de uma mesma estaca em escalas diferentes (Van der Veen, 1953)

A metodologia utilizada para definir a carga de ruptura deve se basear em alguma regra matemática, independente da variação de escala e de opiniões de uma determinada pessoa (FELLENIUS, 1980).

Segundo Velloso e Lopes (2010), quando a prova de carga não é levada até a ruptura, pode-se tentar uma extrapolação da curva carga-recalque. Os métodos para extrapolação se baseiam em equações matemática ajustada ao trecho que se dispõe de pontos dessa curva. Um método muito utilizado no Brasil, segundo Cintra e Aoki (1999), para essa extrapolação é o de Van der Veen (1953). Segundo os autores, o método de Van der Veen (1953) é também um critério de ruptura.

Há ainda vários outros métodos de extrapolação da curva Carga-Recalque como, por exemplo, Hansen (1963) que utiliza função parabólica, Chin (1970) que utiliza função hiperbólica, Massad (1986) que utiliza função polinomial.

A veracidade dos valores obtidos pela extrapolação das curvas obtidas em provas de carga acarreta discussão no meio técnico. Pois valores elevados de carga de ruptura obtidos por estes métodos foram obtidos quando as extrapolações foram realizadas em provas de cargas com curvas carga-recalque que se situaram no trecho inicial (quase elástico) (VELLOSO e LOPES, 2010). Os autores afirmam que para obterem-se valores confiáveis de extrapolação pelo método de Van der Veen (1953) se o recalque máximo atingido na prova de carga for de no mínimo 1% do diâmetro da estaca.

2.5.2.1 Método de Van der Veen (1953)

Na metodologia de Van der Veen (1953), a função que representa a curva Carga-Recalque pode ser expressa pela seguinte Equação:

$$Q = Q_{ult} \cdot \left(1 - e^{-\lambda \cdot \omega}\right) \tag{2.62}$$

em que, Q e ω são as coordenadas dos diversos pontos da curva Carga-Recalque; Q_{ult} é a carga de ruptura (valor que se deseja determinar); λ é um coeficiente que depende da forma da curva.

Como há apenas uma equação e duas incógnitas (Q_{ult} e α) a solução é obtida por tentativas experimentando-se diferentes valores para a carga de ruptura até que se obtenha uma reta no gráfico $-\ln\left(1-Q/Q_{ult}\right)$ versus *w* (Figura 2.18).

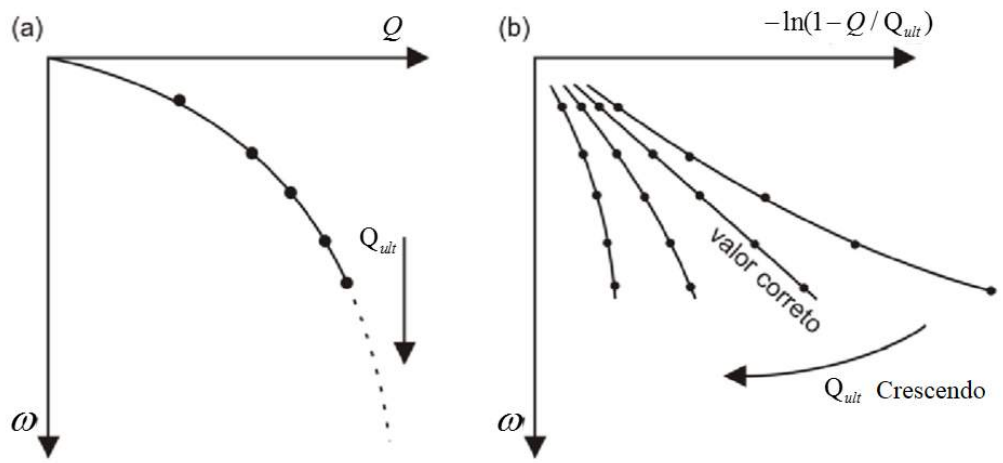


Figura 2.18 – Extrapolação da curva carga-recalque segundo Van Der Veen (1953)

Aoki (1976) observou que a reta obtida na aplicação desse método não passava pela origem do gráfico, então, propôs a inclusão de um intercepto chamado de τ, ficando a expressão:

$$Q = Q_{ult} \cdot \left(1 - e^{\tau - \lambda \cdot \omega}\right) \tag{2.63}$$

2.5.2.2 Método da Norma Brasileira NBR 6122/2010

A norma indica para os casos em que não há uma identificação clara da ruptura durante a execução do ensaio, um procedimento que estima o valor da carga última como sendo o ponto de encontro entre a curva carga-recalque e a reta definida por (Figura 2.19):

$$w_r = \frac{Q_{ult} \cdot L}{E \cdot A} + \frac{B}{30} \tag{2.64}$$

sendo, w_r o recalque de ruptura convencional e *B* o diâmetro da estaca (diâmetro do círculo circunscrito à estaca quando esta não for circular).

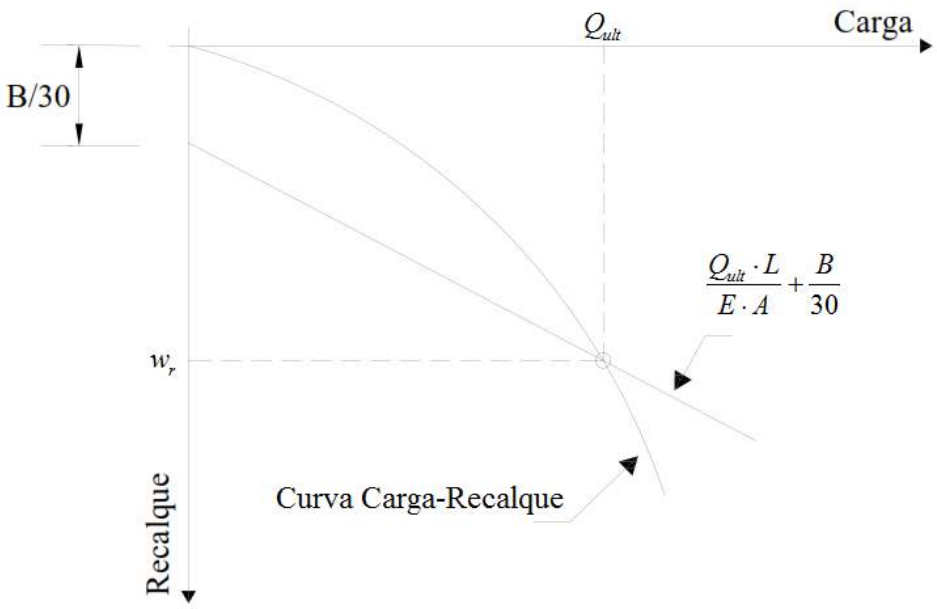


Figura 2.19 – Carga de ruptura convencional (NBR 6122, 2010)

Um fator importante a ser considerado em relação à utilização dos resultados de provas de carga estática em comparação com os métodos de previsão de capacidade de carga citados no Item 2.3. Deve-se, nesse caso, se utilizar o mesmo critério de ruptura que foi utilizado na concepção do método, pois tal critério passa a fazer parte inerente do mesmo método, e assim, compará-lo com outros critérios não tem sentido para avaliar o método em si. Em suma, deve-se comparar sua estimativa de capacidade de carga com o critério de ruptura utilizado pelo seu autor na sua concepção (AMANN, 2010).

2.5.2.3 Método de Davisson (1972)

Velloso e Lopes (2010) afirma que o método de Davisson (1972) foi utilizado na interpretação das provas de carga estáticas, para determinação dos valores da constante de amortecimento J_c (Tabela 2.8). O método caracteriza a ruptura pelo recalque correspondente ao encurtamento elástico da estaca, somado a um deslocamento de ponta conforme a Equação 2.65. O método de Davisson (1972) foi na verdade seguido pela norma brasileira, sendo o primeiro mais conservador.

$$w_r = \frac{Q_{ult} \cdot L}{E \cdot A} + \left(\frac{B}{120} + 4mm \right) \tag{2.65}$$

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 GEOLOGIA REGIONAL

A obra em estudo é um edifício residencial com 22 pavimentos, localizado no bairro do Janga, no município de Paulista pertencente à Região Metropolitana do Recife, no estado de Pernambuco (Figura 3.1). Paulista é limitado ao norte pelos municípios de Igarassu e Abre e Lima, ao sul por Olinda e Recife.

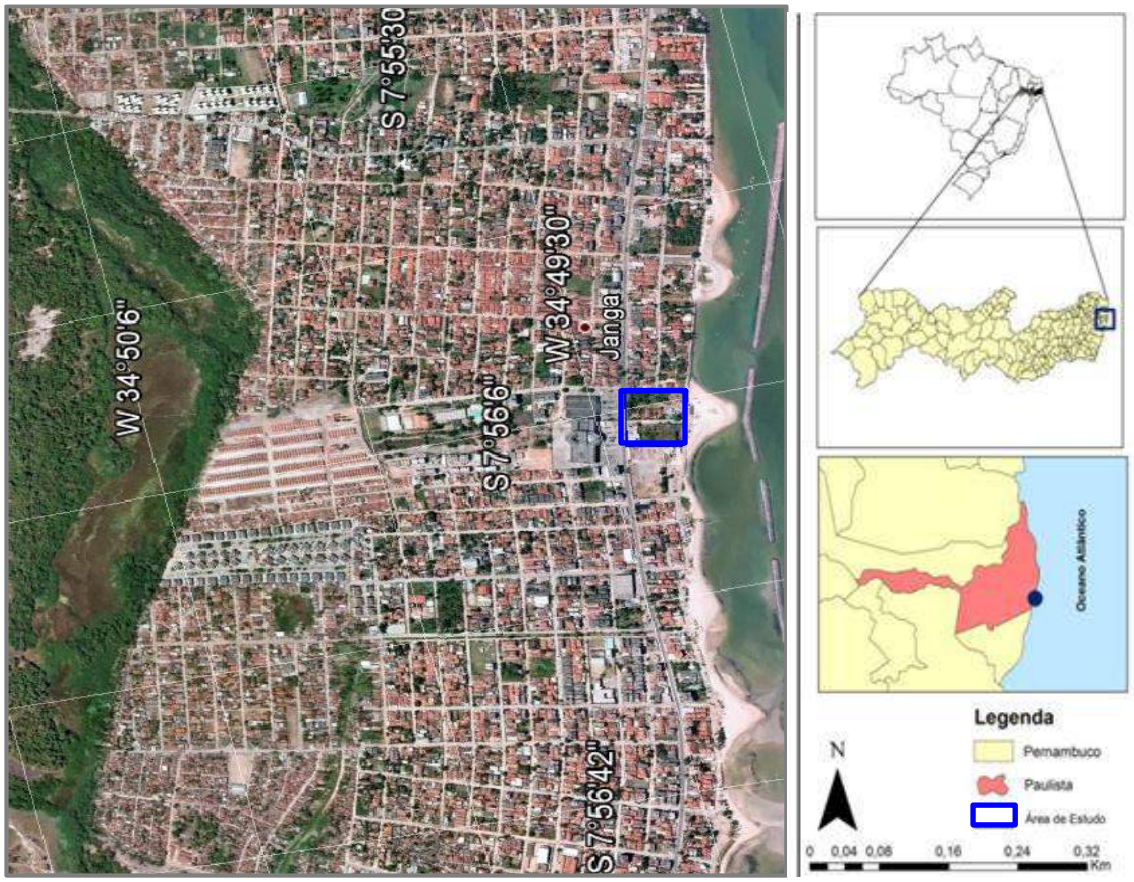


Figura 3.1 – Localização da área de estudo

De uma forma geral a geologia do município de Paulista é representada pelo Grupo Paraíba, além de depósitos Quaternários e Formação Barreiras, assentados sobre o embasamento cristalino. Do ponto de vista hidrogeológico destaca-se a ocorrência dos aquíferos intersticiais Beberibe/Itamaracá, Barreiras e Depósitos de cobertura, além do aquífero fissural representado pelo Embasamento Cristalino (Oliveira, 2003).

De acordo com o mapeamento de solos desenvolvido pela Embrapa, os solos predominantes na região são o latossolo amarelo, Podzólico amarelo e vermelho-amarelo, Podzol, solos de mangue, gleysolos, solos aluviais e areias quartzosas. Solos do tipo vertissolos se desenvolvem sobre os materiais carbonáticos (Figura 3.2).

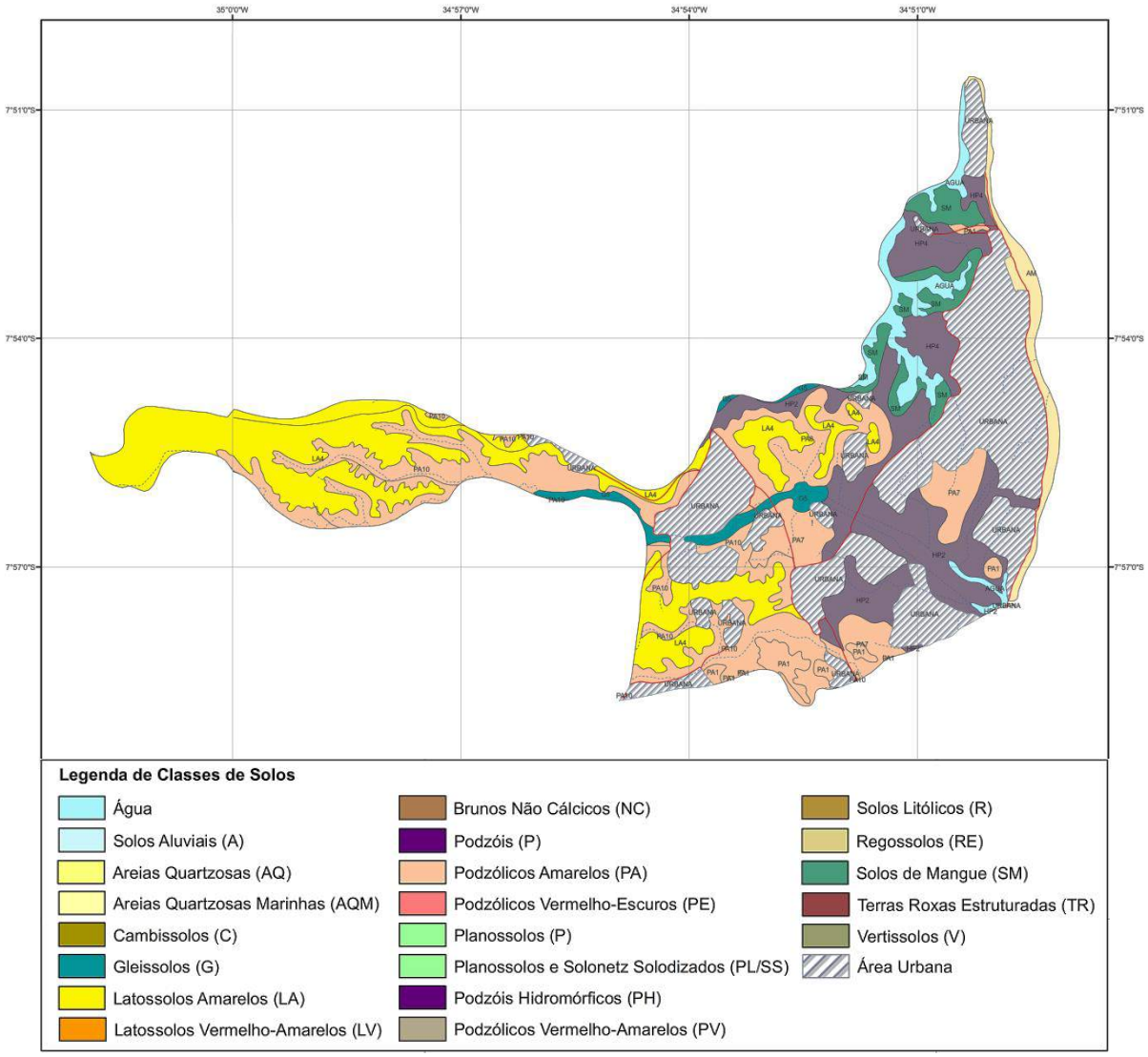


Figura 3.2 – Mapeamento de solos desenvolvido pela Embrapa do Município de Paulista (EMBRAPA, 2001)

Referindo-se a um furo realizado pela Petrobrás na Ilha de Itamaracá, Mont'alverne (1966) cita que a espessura do pacote de sedimentos varia a depender da cota do embasamento cristalino e da ação dos processos erosivos que atuam de forma diferente nas diversas litologias. O autor afirma que a espessura média da sequência sedimentar é de 180 m, com máxima de 550 m. No trabalho de Oliveira (2003) foi constatada uma

espessura máxima do pacote sedimentar de 384 m também no município de Itamaracá (Figura 3.3).

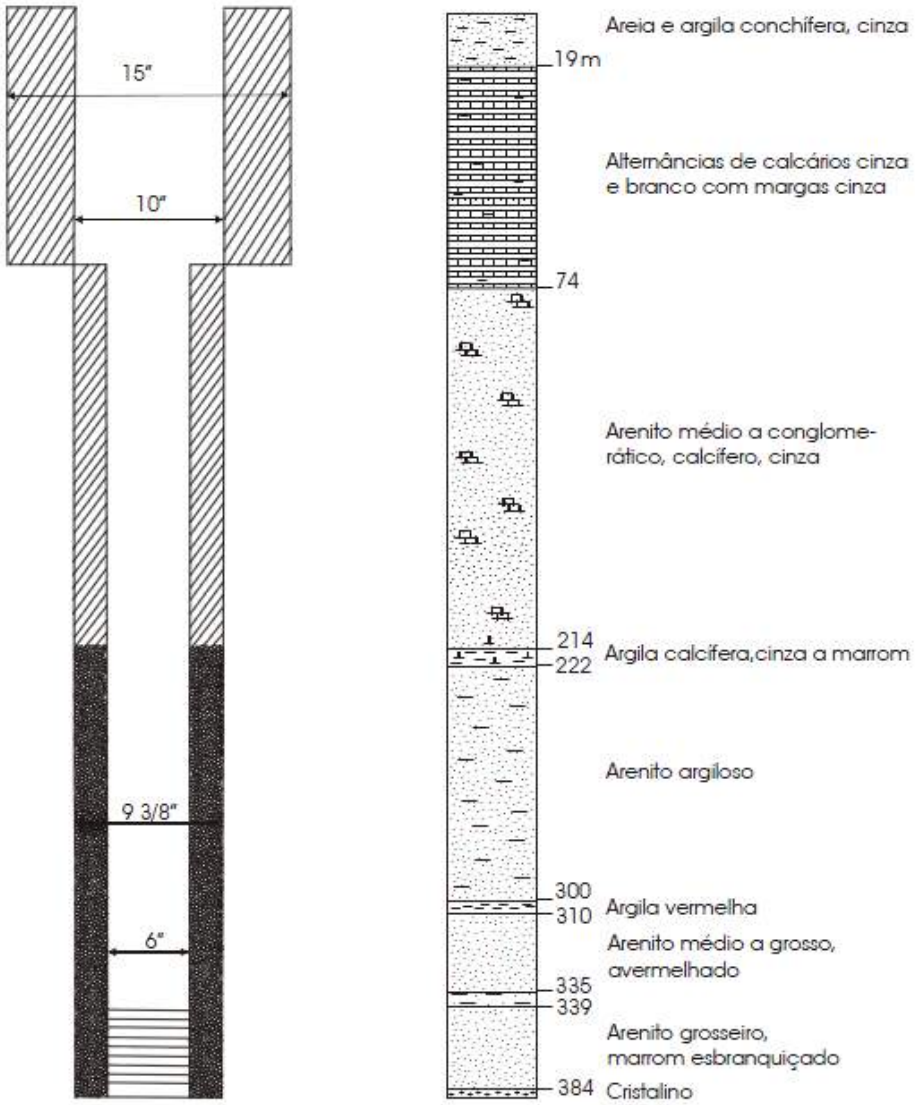


Figura 3.3- Poço Tubular de investigação (OLIVEIRA, 2003)

3.2 PERFIL DO TERRENO

Foram realizadas em princípio duas baterias de sondagens de simples reconhecimento a percussão (SPT) com 17 furos (SP-01A a SP-17A) e 9 furos (SP-01B a SP-09B), seguindo de uma série com 4 furos sondagens mistas (SM-01 a SM-04) e uma amostragem. A locação dos furos encontra-se na Figura 3.4.

Para realização das sondagens de simples reconhecimento a percussão, observou-se o que prescrevem as normas NBR-8036, NBR-6484 e NBR-6502 da ABNT - Normas Gerais

de Sondagem de Reconhecimento para Fundações de Edifícios, Método de Execução de Sondagem e Terminologia de Rochas e Solos respectivamente.

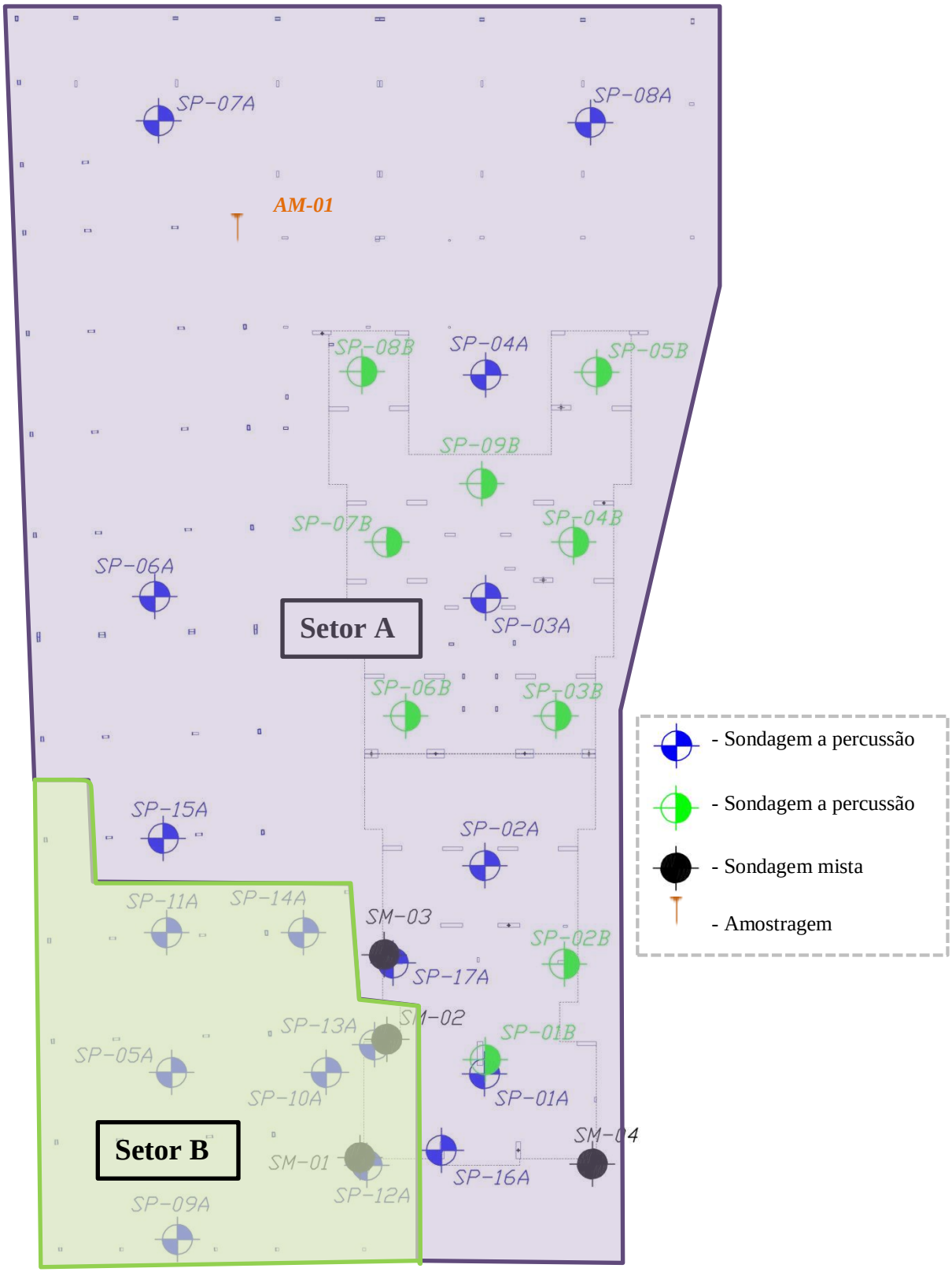


Figura 3.4 – Planta de locação dos pontos de sondagem a percussão e sondagem mista

Para realização das sondagens mistas foi aplicado o método SPT (Standard Penetration Test) para reconhecimento dos componentes do perfil do solo. Ao se atingir o manto rochoso, procedeu-se então a perfuração com equipamento rotativo, utilizando-se para a recuperação dos testemunhos dos materiais, um barrilete do tipo duplo móvel NW com diâmetro externo 75,30mm. Durante a sondagem rotativa, nos trechos inconsistentes, procedeu-se através do processo SPT (Standard Penetration Test), à coleta de amostras e ensaios penetrométricos. Com o mesmo equipamento rotativo de perfuração foi extraída uma amostra do material argiloso encontrado na camada compreendida entre 19,0 m e 30,0 m de profundidade (Figura 3.5) para posterior análise de laboratório.

O perfil do subsolo pode ser agrupado em dois setores (A e B), em que cada um apresenta características geotécnicas semelhantes.

O **Setor A** é composto de uma forma geral por três camadas, uma camada inicial de areia, que varia de 1,00 a 5,00m de espessura, camada essa que apresenta matéria orgânica em alguns trechos. Uma segunda camada de areia com muito pouco fragmentos de concha ou com muito fragmento de concha, com espessura variando de aproximadamente 9,00 a 16,00m e Nspt $\leq$ 2 golpes. Seguindo ocorre no perfil de sondagem uma camada de silte argiloso ou argila siltosa com espessura de 2,00m a 3,00m e logo após uma camada de areia em alguns casos argilosa ou siltosa variando de 1,00m a 3,00m de espessura. Por fim a sondagem atintem uma camada de argila siltosa que se prolonga até o limite da investigação (aproximadamente 25,00m a 30,0m), com índice de penetração crescente chegando a atingir 66 golpes (Figura 3.5 e perfis geotécnicos Apêndice A).

O **Setor B** apresenta diferente do "Setor A" a presença de camadas de coral e calcário intercalados com camadas de solo arenoso. Tal ocorrência se dá entre as profundidades de 4,00 a 22,00m, trecho este que corresponde à camada de areia com concha do Setor A. Tanto as camadas iniciais (0,00m a 4,00m) como as finais (22,00m a 28,00m) são análogas ao Setor A. Em função da variedade entre as camadas de solo e rocha (espessura e tipo) do Setor B, recomenda-se para um melhor entendimento ver perfis no Apêndice A.

Vale salientar que as estacas estudadas na presente pesquisa se encontram no Setor A. Para o Setor B o consultor de fundações adotou outra solução de engenharia que não será abordada neste trabalho.

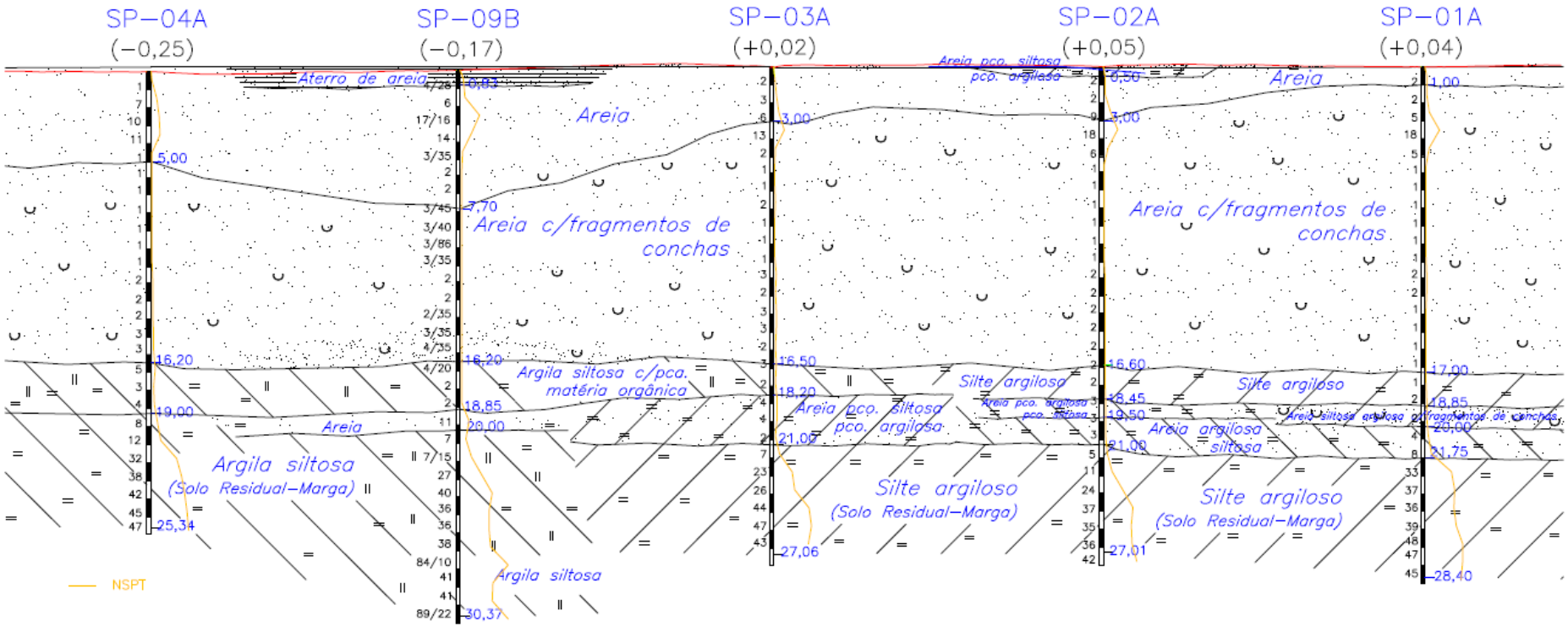


Figura 3.5 - Perfil Geotécnico 01

3.3 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

As amostras obtidas conforme a descrição no Item 3.2, foram ensaiadas no Laboratório de Solo e Instrumentação da Universidade Federal de Pernambuco. Foram realizados ensaio de peneiramento e sedimentação para a obtenção da curva granulométrica do solo coletado (Figura 3.6). Os resultados mostram que o material tem predominância de argila e silte, com pequena quantidade de areia.

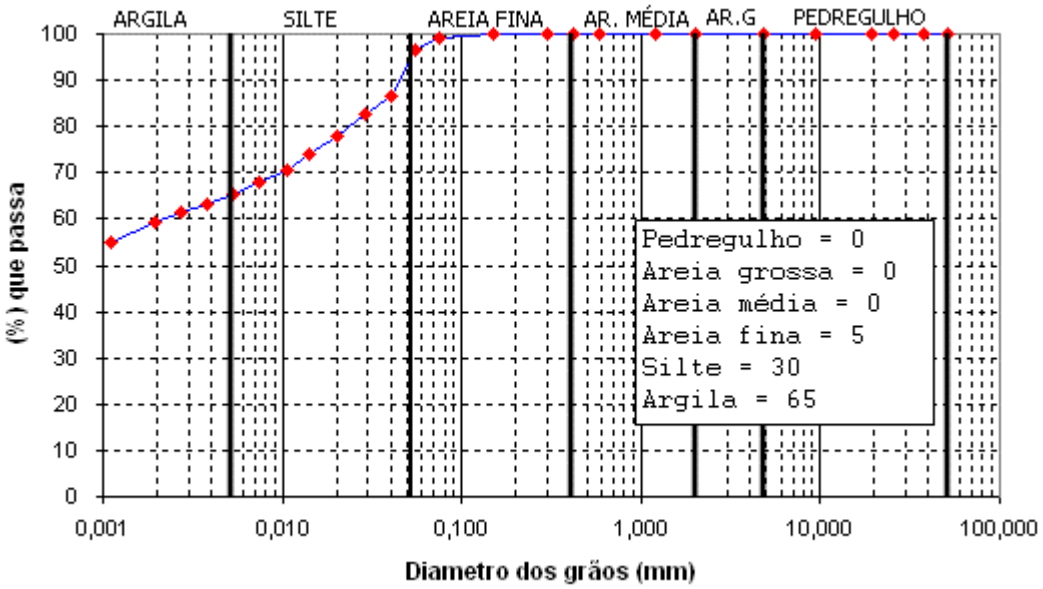


Figura 3.6 – Curva Granulometria da amostra de solo coletada entre 20 m e 30 m de profundidade.

A argila apresenta limite de liquidez 64% e limite de plasticidade 28%, apresentando índice de plasticidade de 36%.

3.4 CARACTERIZAÇÃO DAS ESTACAS ENSAIADAS E DO SISTEMA DE CRAVAÇÃO

Foram ensaiadas e controladas 26 estacas do tipo perfil metálico laminado HP – 310x79 kg/m da AÇOMINAS, fabricados com aço ASTM A 572 Grau 50. As características geométricas do perfil metálico 310x79 são apresentadas na Tabela 3.2 e na Figura 3.7. Já as características do aço podem ser vistas na Tabela 3.2.

Tabela 3.1 – Características geométricas do perfil metálico HP 310x79,0 (Catálogo Gerdau, 2011)

Massa Linear (kg/m)	**d (mm)**	**bf (mm)**	**d' (mm)**	**h (mm)**	**tw (mm)**	**tf (mm)**	**Área de aço (cm^2)**	**Área Plena (cm^2)***
79	299	306	245	277	11	11	100	915

(*) Corresponde à área considerando o retângulo envolvente ($Area = d \cdot bf$)

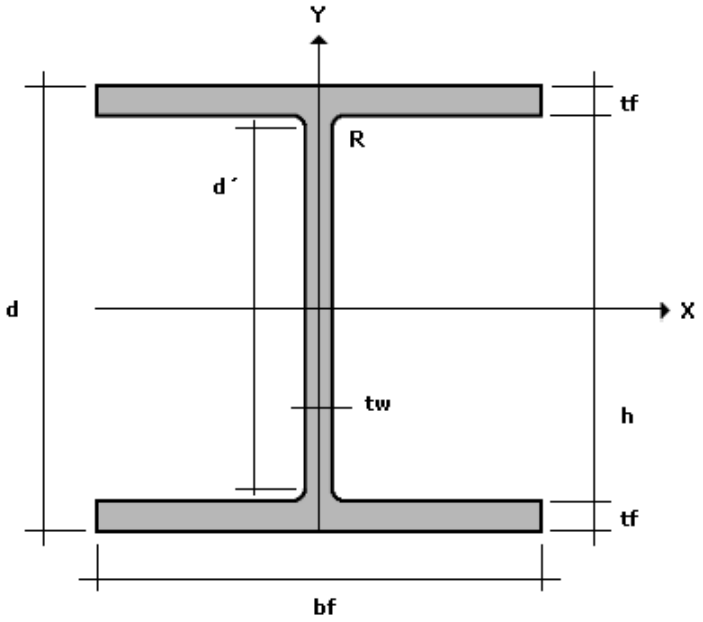


Figura 3.7 – Características geométricas do perfil metálico HP 310x79,0

Tabela 3.2 – Características do aço do perfil metálico (Catálogo Gerdau, 2011)

Característica	**Valor**
Limite de Escoamento	345 MPa
Limite de Resistência	450 MPa
Modulo de Elasticidade	205.000 MPa
Coeficiente de Poisson	0,3
Módulo de Elasticidade Transversal	77.200 MPa
Coeficiente de Dilatação Térmica Linear	1,2 x 10^{-5} /°C
Peso Específico	77 kN/m^3

Os comprimentos atingidos pelas estacas variam de 20,55m a 29,50m, para tanto, foram necessárias emendas por soldar, pois a fabricação dos perfis metálicos é padronizada com comprimento de 6,00m ou 12,00m (Tabela 3.3). O detalhe das emendas com solda pode ser visto na Figura 3.8 e Figura 3.9.

Tabela 3.3 – Dados da Execução da Cravação das Estacas

Estaca	Data de Cravação	Comprimento Cravado (m)	Comprimento dos Perfis Metálicos Utilizados (m) (*)
P2-E4	11/01/13	22,50	9,00+12,00+12,00
P2-E8	12/11/12	23,15	9,35+12,00+12,00
P3-E11	10/01/13	24,90	9,50+12+3,40+2,00
P4-E15	15/01/13	25,20	12,00+12,00+12,00
P4-E21	13/11/12	25,50	8,40+12,00+12,00
P5-E20	17/01/13	26,60	5,90+12,00+12,00
P5-E28	14/11/12	26,25	5,50+12,00+12,00
P9-E35	23/01/13	24,70	7,40+12,00+12,00
P11-E48	20/03/13	26,50	12,00+12,00+6,00+2,00
P11-E64	09/11/12	25,90	12,00+12,00+12,00
P14-E82	13/11/12	25,10	5,00+12,00+12,00
P17-E106	12/11/12	26,40	12,00+12,00+12,00
P19-E86	22/01/13	27,00	12,00+12,00+5,00
P20-E121	20/11/12	26,10	12,00+12,00+12,00
P23-E104	22/01/13	27,00	11,00+12,00+4,00+2,00
P25-E112	22/01/13	26,35	12,00+12,00+6,00
P26-E164	09/11/12	26,35	8,50+12,00+12,00
P30-E142	26/02/13	26,50	12,00+12,00+2,50+2,00
P31-E200	12/11/12	26,90	8,10+12,00+12,00
P33-E152	12/03/13	20,55	12,00+12,00
P34-E163	22/01/13	26,80	9,90+12,00+4,90+2,00
P34-E217	13/11/12	26,00	8,64+12,00+12,00
P37-E236	12/11/12	25,15	12,00+12,00+12,00
P39-E185	20/11/12	20,10	12,00+12,00+12,00
P40-E258	14/11/12	26,00	12,00+12,00+12,00
P46-E293	13/11/12	26,10	12,00+12,00+12,00

(*) Os comprimentos indicados são aqueles utilizados para cravação das estacas, estão em ordem de execução da esquerda para a direita.

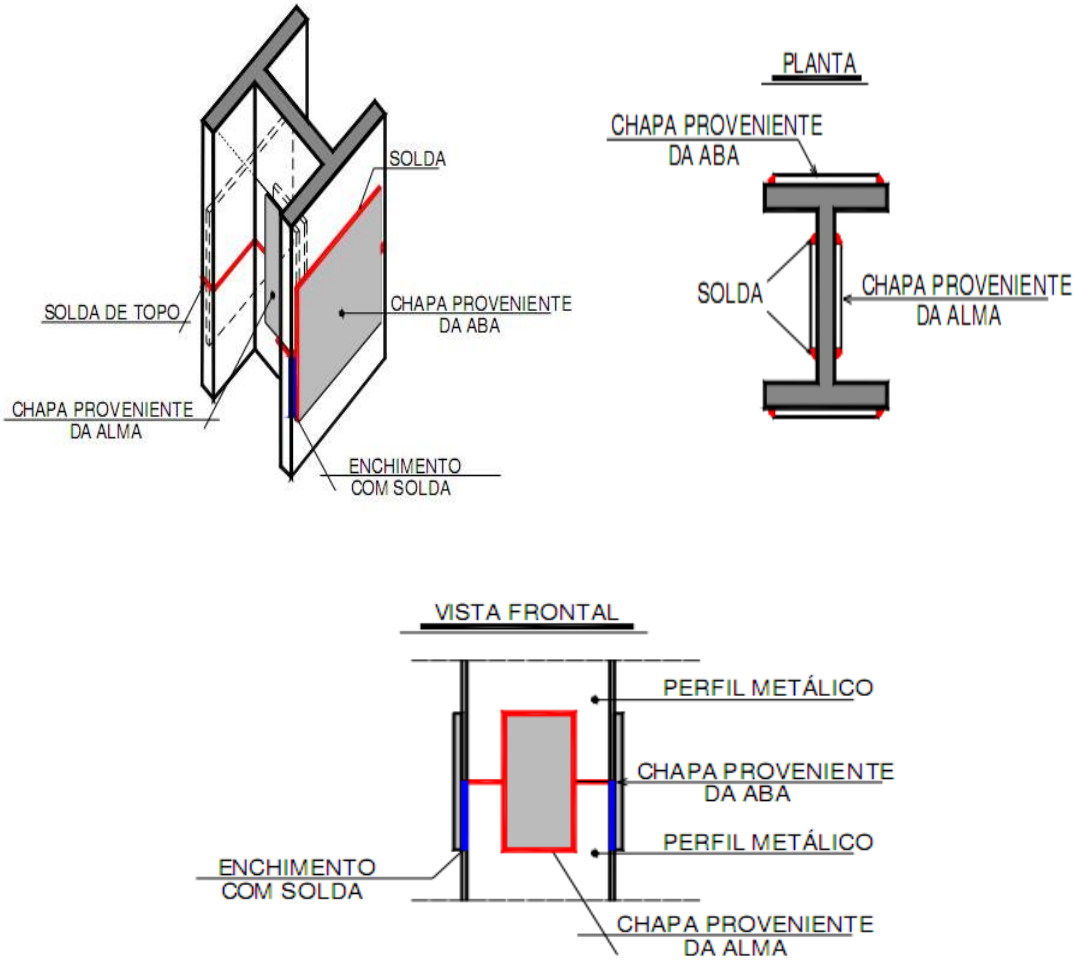


Figura 3.8 – Esquema de emendas dos perfis Metálicos

Figura 3.9 – Execução em campo da emendas por solda dos Perfis metálicos para composição das estacas da obra.

Para a cravação foi utilizado um martelo do tipo hidráulico (Figura 3.10 e Tabela 3.4), com alturas de queda variando entre 0,10m a 1,00m. Utilizou-se como acessório de cravação um capacete metálico na “cabeça” da estaca com cepo e coxim, com o intuito

de melhor distribuir as tensões dinâmicas que surgem durante o processo de cravação das estacas.

Figura 3.10 – Equipamento de cravação utilizado para cravação das estacas.

Tabela 3.4 – Características do martelo hidráulico utilizado na cravação das estacas

Características	**Valor/Variação**
Peso do pilão	50,00 kN
Peso total do martelo	66,00 kN
Frequência - ajustável	0 - 100 1/min
Energia por batida ajustável	0 - 588 kN.m
Altura de queda ajustável	0 - 1,20 m
Curso livre da torre	13,00 m

Detalhes da locação das estacas são mostrados na a Figura 3.11, nas quais foram realizados ensaios de carregamento dinâmico de energia crescente (ECD) e/ou provas de carga estática (PCE).

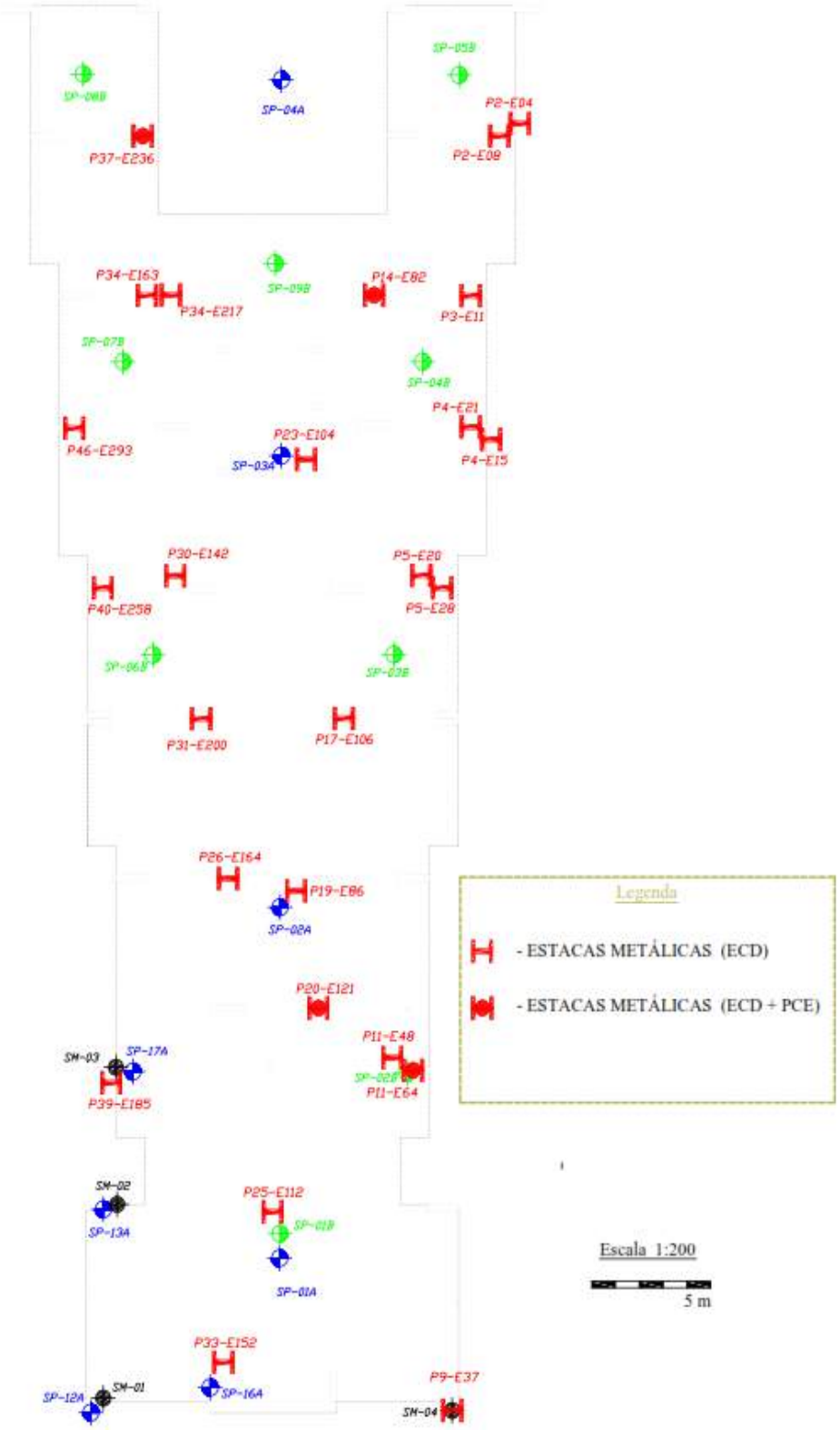


Figura 3.11 – Locação das estacas, nas quais foram ensaiadas por meio de Ensaios de Carregamento Dinâmico de Energia Crescente (ECD) e/ou Provas de Carga Estática (PCE).

A escolha da sondagem que melhor representa o solo no entorno de cada estaca foi realizada com base na Figura 3.11, utilizando-se a sondagem mais próxima. A partir daí foi possível obter a capacidade de carga considerando as características geométricas das estacas (perímetro, área e comprimento) e do solo (N_{SPT}, espessura das camadas e seus respectivos tipos de solo).

3.5 CONTROLE DE CRAVAÇÃO DAS ESTACAS

3.5.1 Nega e Repique Elástico

Para a obtenção da nega e do repique elástico no final da cravação, utilizou-se a metodologia exposta no Item 2.44.2, com a utilização de um papel preso à estaca por fita adesiva perto do topo. Após a aplicação de cada golpe do pilão, o lápis utilizado para "riscar" o papel era então deslocado horizontalmente sobre a régua de referência (Figura 3.12).

Figura 3.12 – Medição do repique elástico e nega no final da Cravação.

O procedimento de medição foi para uma série de 10 golpes do pilão com uma altura de queda constante de 1,00m. Possibilitando assim obter o valor da nega (penetração

permanente da estaca no terreno ou nega – *S*, que variou entre 0 e 76 mm) e do repique elástico (soma da compressão elástica do solo sob a ponta da estaca e da própria estaca – *K*, que variou entre 20 e 24 mm). Essa medição quando possível dever ser feita com alturas crescentes, pelos mesmos motivos já citado no Item 2.4.5.1 para o ensaio de carregamento dinâmico. Na Tabela 3.5 estão indicados os valores da nega para 10 golpes e repique máximo para a mesma série de golpes.

3.6 ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO (ECD)

O ensaio de carregamento dinâmico foi realizado em diferentes datas, à medida que foram sendo executadas as estacas da obra em estudo. Foram seguidas as prescrições da NBR 13.208/07 "Estacas – Ensaio de Carregamento Dinâmico – Método de Ensaio" para se verificar o comportamento do sistema estaca-solo sob a aplicação de uma força de impacto sobre o topo da estaca.

A Tabela 3.6 mostra em síntese a ordem cronológica em que foram realizados os Ensaios de Carregamento Dinâmico (ECD) bem com a quantidade de ensaios realizados em cada estaca. Cada data de ensaio foi considerada como uma Etapa conforme Tabela 3.6.

Tabela 3.5 – Resumo dos dados de nega e repique elástico obtidos no final da cravação.

Estaca	Nega (mm)	Repique (mm)	Estaca	Nega (mm)	Repique (mm)
P2-E4	35	20	**P20-E121**	63	22
P2-E8	51	21	**P23-E104**	27	22
P3-E11	45	21	**P25-E112**	45	22
P4-E15	41	22	**P26-E164**	62	24
P4-E21	71	21	**P30-E142**	39	20
P5-E20	26	23	**P31-E200**	30	23
P5-E28	57	23	**P33-E152**	3	24
P9-E35	40	21	**P34-E163**	44	24
P11-E48	45	22	**P34-E217**	31	23
P11-E64	50	23	**P37-E236**	76	22
P14-E82	60	23	**P39-E185**	0	20
P17-E106	65	22	**P40-E258**	65	22
P19-E86	43	22	**P46-E293**	55	20

Tabela 3.6 – Resumo das datas de início da execução e quantitativos dos ECD

Estaca	1° Etapa (21/11/12)	2° Etapa (20/03/13)	3° Etapa (17/04/13)	4° Etapa (27/05/13)	5° Etapa (18/06/13)	Número de Ensaios
P2-E4			X		X	2
P2-E8	X		X	X	X	4
P3-E11		X				1
P4-E15			X	X	X	3
P4-E21	X	X			X	3
P5-E20			X	X	X	3
P5-E28	X		X	X	X	4
P9-E35		X	X	X		3
P11-E48		X				1
P11-E64	X					1
P14-E82	X				X	2
P17-E106	X	X	X		X	4
P19-E86		X	X			2
P20-E121		X				1
P23-E104		X				1
P25-E112		X				1
P26-E164	X	X	X	X	X	5
P30-E142		X				1
P31-E200	X	X	X		X	4
P33-E152		X				1
P34-E163		X				1
P34-E217	X	X				2
P37-E236	X		X		X	3
P39-E185		X	X			2
P40-E258	X					1
P46-E293	X					2

Na primeira Etapa realizada no dia 21/11/2012 foram ensaiadas 12 (doze) estacas, a segunda Etapa foi iniciada 119 dias depois, ou seja, no dia 20/03/13 e concluída no dia seguinte, na qual foram ensaiadas 16 (dez) estacas e 5 (cinco) já haviam sido ensaiadas na primeira Etapa. No dia 17/04/13, 28 dias após a Etapa pretérita, foi realizada uma terceira em 12 (doze) estacas com repetição em 9 (nove). Na quarta Etapa 6 (seis) estacas foram ensaiadas 40 dias subsequentes à terceira Etapa, sendo todas repetições de estacas já testadas. E por fim, 11 (onze) estacas fecharam as séries de ECD. Esta última Etapa foi realizado entre os dias 18/06/2013 e 20/06/2013 e análoga à Etapa anterior, todas as estacas ensaiadas já haviam sido testadas.

Para realização do ensaio, foram instalados os sensores no topo da estaca já cravada no solo. O esquema básico pode ser visto na Figura 3.13 que mostra uma seção genérica da instrumentada da estaca metálica.

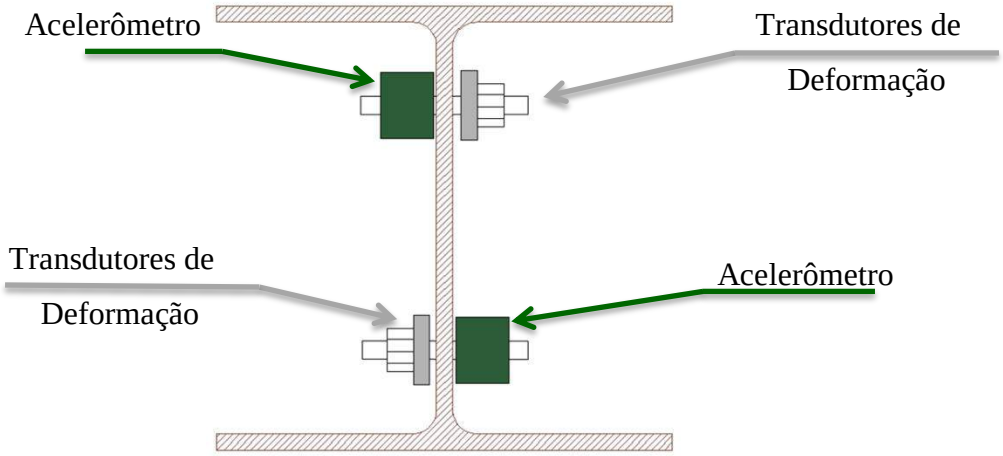


Figura 3.13 – Esquema da instrumentação das estacas para o Ensaio de Carregamento Dinâmico.

Os sensores (Transdutores de Deformação e Acelerômetros) foram instalados numa mesma seção transversal, aos pares, em posições diametralmente opostas em relação ao eixo, de forma a detectar e compensar excentricidades (Figura 3.14). Além do fato de ser respeitada a distância mínima de dois diâmetros exigida pela NBR 13.208/07 entre a seção transversal onde são instalados os transdutores e o topo da estaca, para evitar fortes gradientes de tensões e permitir uniformidade na velocidade e tensões da seção de medição.

Para a aplicação do carregamento dinâmico nas quatro primeiras Etapas foi utilizado o mesmo equipamento de cravação citado no item 3.3 (Figura 3.10). Na última Etapa (quinta) utilizou-se um bate-estaca tradicional constituído por uma plataforma sobre rolos, com uma torre e guinchos (Figura 3.15). O equipamento dispunha de um martelo com peso de 55 kN e a torre do mesmo permite o curso livre do pilão. A opção por este tipo de equipamento na quinta Etapa de ensaios foi pela liberdade no aumento da altura de queda, pois o equipamento utilizado nos primeiros ECD não permite alturas de queda maiores que 1,20 m, altura esta que não foi suficiente para mobilizar toda capacidade de carga da estaca nos primeiros ensaios.

A aplicação do carregamento foi realizada com base na metodologia “Dynamic Increasing Energy Test” (DIET) proposta por Aoki (1989; 2000). Em que o carregamento

é aplicado com golpes de energia crescente do pilão sobre a estaca, ou seja, com alturas de queda crescentes.

Figura 3.14 – Sequencia da Instalação dos sensores na estaca.

Figura 3.15 – Equipamento de cravação utilizado na quinta Etapa de ECD.

A carga mobilizada durante cada golpe foi medida pela instrumentação com monitoração dinâmica utilizando um analisador de cravação PILE DRIVING ANALYSER (PDA) (Figura 3.16).

Figura 3.16 – Sistema de aquisição de dados PDA

Durante a execução dos ensaios foram realizadas medições de nega e/ou repique (Figura 3.17). O procedimento utilizado para os ensaios realizados com o martelo hidráulico foi o mesmo exposto no Item 3.4.2, que possibilitou medições diretas da nega e do repique. Já no caso do ensaio realizado com o outro equipamento de cravação (bate-estaca tradicional), só foram medidos em campo os valores da nega, por motivos de segurança da equipe que operava o ensaio, tendo em vista as elevadas alturas de queda do pilão que chegaram a atingir 4,0 m. A obtenção do repique neste último caso foi realizada de forma indireta com base na nega e no deslocamento máximo medido pelo Analisador PDA (DMX), que corresponde à soma da nega e do repique (Figura 2.6). A mesma metodologia também foi utilizada na 2° Etapa de ensaio, já que não foi possível obter os dados de campo. Em suma, a obtenção do repique na 2° e 5° Etapa foi realizada com base na seguinte equação:

$$K = DMX - s \tag{3.2}$$

onde:

DMX – deslocamento máximo

s – Nega

Figura 3.17 – Obtenção da nega e/ou repique elástico durante o ECD.

Com base no Método CASE foram obtidos em campo durante os ensaios, os valores de carga mobilizada (RMX), deslocamento máximo (DMX), energia máxima transferida (EMX), entre outros através do analisador PDA, que também armazenou os dados para posterior análise CAPWAP pela empresa responsável. Posteriormente foram emitidos pela mesma os relatórios contendo os dados dos ensaios, resultados das análises CASE e CAPWAP. O método CASE foi aplicado em todas as estacas (Tabela 3.6), mas a análise CAPWAP foi realizada nas estacas indicadas na Tabela 3.7:

3.7 PROVAS DE CARGA ESTÁTICA

Das estacas em que foram realizados ensaios de carregamento dinâmico, quatro delas foram testadas por meio de Prova de Carga Estática.

Foram utilizados dois sistemas de reação: plataforma cargueira (estaca: P37-E236) e vigas presas a estacas vizinhas à da prova de carga (estacas: P14-E82, P20-E121 e P31-E236). Na Tabela 3.8, podem ser vistas as datas de execução das estacas e das provas de carga estática.

Tabela 3.7 – Resumo das estacas analisedas pelo método CAPWAP

Estaca	1° Etapa (21/11/12)	2° Etapa (20/03/13)	3° Etapa (17/04/13)	4° Etapa (27/05/13)	5° Etapa (18/06/13)	Número de Ensaios
P2-E4					X	1
P2-E8	X		X			2
P3-E11		X				1
P4-E15				X	X	2
P4-E21		X				1
P5-E20					X	2
P5-E28	X		X			2
P9-E35		X	X			2
P11-E48		X				1
P17-E106	X		X		X	3
P19-E86		X	X			2
P26-E164			X	X	X	3
P31-E200	X		X			2
P33-E152		X				1
P34-E217	X	X				2
P37-E236					X	1
P39-E185		X	X			2
P46-E293	X					1

Tabela 3.8 – Datas da execução dos ensaios de Prova de Carga Estática

Estaca	Sistema de Reação	Data Cravação	Prova de Carga Estática à Compressão Vertical	
			Data	Idade (dias)
P14-E82	Estacas Vizinhas	13/11/12	29/04/13 a 30/04/13	167
P20-E121	Estacas Vizinhas	20/11/12	02/05/13 a 04/05/13	163
P31-E200	Estacas Vizinhas	12/11/12	09/05/13 a 10/05/13	178
P37-E236	Cargueira	12/11/12	04/02/13 a 05/02/13	84

3.7.1 Sistema de Reação e Aplicação de Carga

A seguir será descrito a montagem dos dois sistemas bem como os detalhes executivos.

3.7.1.1 Plataforma Cargueira

A plataforma cargueira foi montada conforme o esquema apresentado na Figura 3.18, com o empilhamento de perfis metálicos tipo HP 310 x 79, que seria utilizado para cravação das demais estacas da obra totalizando uma carga de 2600 kN.

O início da montagem da "cargueira" se deu com a concretagem dos apoios, placas de concreto, que têm a finalidade de distribuir os esforços provenientes do peso próprio da "cargueira". As placas de concreto carregam o solo vizinho à estaca ensaiada com uma taxa de 100 kPa. Prosseguindo-se com a montagem dos cavaletes, que por sua vez servem de elemento estrutural para distribuição o peso da estrutura de reação nas placas de concreto (Figura 3.18 e Figura 3.19).

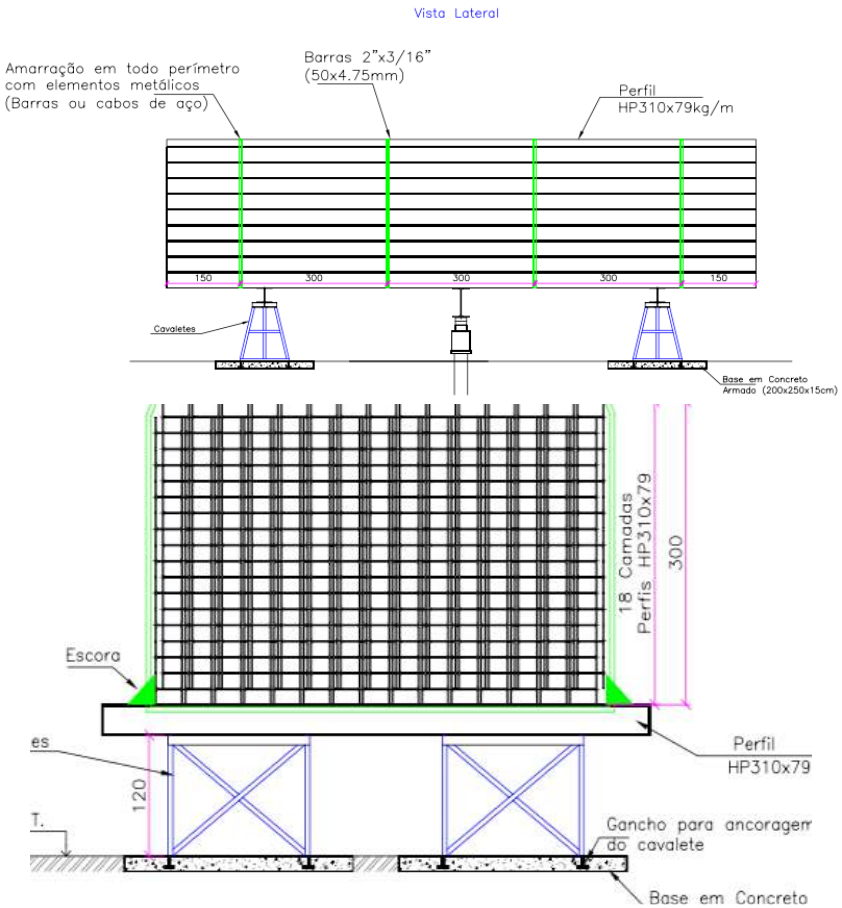


Figura 3.18 – Esquema de montagem da cargueira

Figura 3.19 – Apoio da cargueira para realização da prova de carga estática

Os perfis metálicos tipo H foram arrumados, na sequência, sobre a estrutura de apoio, com o máximo de critério para minimizar possíveis excentricidades do sistema de reação (Figura 3.20).

Figura 3.20 – Sequência de montagem dos sistema de reação por “cargueira”.

Para aplicação da carga utilizou-se um macaco hidráulico de diâmetro igual a 40 cm, com um manômetro acoplado à bomba de óleo, para medição da pressão e determinação da carga aplicada em cada estágio do carregamento (Figura 3.21 e Figura 3.22).

Figura 3.21 – Macaco hidráulico e extensômetros utilizados na prova de carga com cargueira

Os deslocamentos da estaca foram obtidos por meio de dois extensômetros com sensibilidade de 0,01 mm, instalados diametralmente opostos e fixados em vigas de referência isoladas da movimentação da estaca (Figura 3.21).

Figura 3.22 – Bomba de óleo e manômetro utilizado na prova de carga estática com cargueira.

3.7.1.2 Vigas Presas a Estacas Vizinhas

Para a execução das estacas que foram utilizadas como reação nas provas de cargas, foi tomada a precaução de reforçar as emendas entre os elementos do perfil metálico com chapas com a mesma dimensão do perfil HP- 310 x 79 e com 30 cm de altura, pois o esforço de tração poderia ocasionar ruptura da emenda (Figura 3.23).

Figura 3.23 – Reforço da emenda entre os elementes que compoem as estacas de reação.

Após o arrasamento das estacas no nível do terreno, foram soldadas luvas metálicas na alma do elemento de fundação, para possibilitar o acoplamento da barra de tração.

Figura 3.24 – Solda da luva metálica no topo da estaca utilizada como reação para prova de carga.

Para a distribuição do esforço de tração foram utilizadas seis estacas de reação para a cada prova de carga. Respeitando o espaçamento mínimo de 1,50 m entre as estacas de reação e a estaca ensaiada, com o intuito de reduzir a influência que as estacas de reação exercem sobre a estaca que está sendo ensaiada (Figura 3.25).

Foi instalada uma chapa metálica circular no topo da estaca a ser comprimida com a finalidade de regularização e nivelamento da superfície sobre a qual ficará assente o equipamento de aplicação da carga (Figura 3.25). Procedendo então com a montagem de todo o sistema de reação.

Figura 3.25 – Preparo das estacas para instalação das vigas de reação da prova de carga.

Figura 3.26 - Montagem do sistema de reação por viga das provas de carga estáticas.

A aplicação da carga foi por meio de um macaco tipo hidráulica de diâmetro igual 30 cm (Figura 3.27), com um manômetro acoplado à bomba de óleo. Neste último foram obtidas as leituras de pressão e determinada assim a carga aplicada em cada estágio do carregam (Figura 3.28).

Figura 3.27 – Macaco hidráulico e extensômetros utilizados na prova de carga com reação nas estacas vozinhas.

Figura 3.28 – Bomba de óleo e manômetro utilizado na prova de carga estática com reação nas estacas vozinhas.

Os deslocamentos no topo da estaca foram obtidos por meio de quatro extensômetros com curso de 50,0 mm e sensibilidade de 0,01 mm, instalados longo do perímetro da chapa circular metálica em dois eixos ortogonais, igualmente espaçados e fixados em vigas de referência com garras magnéticas (Figura 3.27).

Com a finalidade de proteção contra o sol, chuva e reduzir o efeito da dilatação térmica foi utilizado um sistema de proteção (barraca) composto por lonas (Figura 3.29).

Figura 3.29 – Proteção para realização das provas de carga estática.

3.7.2 Execução das Provas de Carga Estática a Compressão Vertical

Os ensaios de prova estática à compressão vertical foram realizados por empresas especializadas conforme as diretrizes da norma brasileira ABNT NBR-12.131/2006 – Estacas – Prova de carga estática – Método de ensaio, com carregamento do tipo lento, também chamado de SML (*Slow Maintened Load*) (Milititsky, 1991). Na execução dos ensaios as estacas foram carregadas até atingir a ruptura ou até o limite do sistema de reação (cargueira ou estacas vizinhas).

Das quatro estacas ensaiadas duas atingiram a ruptura nítida do solo (P20-E151 e P31-E200) e por solicitação do engenheiro geotécnico consultor da obra, após atingir a ruptura, foi permitido o recalque da estaca, sem que houvesse o bombeamento de óleo para o macaco, ou seja, com redução de carga até a estabilização dos recalques, que ocorreu em aproximadamente 19 horas com carga de 1496,0 kN (para a estaca P20-E121) e cerca de

18 horas com carga de 2103,7 kN (para a estaca P31-E200). A partir daí foram realizados carregamentos cíclicos seguindo do descarregamento em 5 estágios (Relatórios das provas de carga no Anexo A).

As demais estacas (P14-E82 e P37-E236) após atingir a carga máxima do ensaio foram descarregadas conforme os procedimentos estabelecidos na ABNT NBR-12.131/2006. Aproximadamente 24 horas após o descarregamento as estacas P14-E82 e P37-E236 foram ensaiadas novamente com um procedimento indicado pelo consultor geotécnico de carregamentos cíclicos descrito no Anexo B.

4 RESULTADOS

4.1 CAPACIDADE DE CARGA POR MEIO DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS.

Para realizar a estimativa da capacidade de carga das estacas, foram utilizados os métodos semiempíricos Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978, com modificação em 1982) e Teixeira (1996), métodos apresentados no Item 2.3. Este último utilizado principalmente como comparação com os outros dois primeiros que já são utilizados tradicionalmente em todo o Brasil.

A utilização dos métodos semiempíricos foi impulsionada pelo fato de só haver investigações do tipo Sondagem a Percussão (SPT), investigação essa que possibilita a obtenção do Índice de Penetração (N_{spt}) e o tipo de solo. Dados esses que por si só já são suficientes para a utilização dos métodos semiempíricos para o cálculo da capacidade de carga.

A Tabela 4.1 apresenta os valores da estimativa da parcela lateral da capacidade de carga (Q_L), parcela de ponta (Q_P) e carga de ruptura (Q_{ult}) pelos métodos semiempíricos já citados, considerando os comprimentos atingidos de cada estaca. Foi considerada como área de ponta, a área plena (Tabela 3.1), devido ao fenômeno de embuchamento da ponta (“plug”).

Observa-se na Tabela 4.1 uma relativa diferença entre os valores de capacidade de carga calculados pelos três métodos em questão. Fato este que motivou uma análise mais detalhada dos resultados obtidos para todas as estacas, exceto P33-E152 que apresentou, do ponto de vista de comprimento cravado (Tabela 4.1), um comportamento diferente do indicado na sondagem mais próxima. O valor da nega próximo de zero (Tabela 3.5) indica a ocorrência de uma camada de elevada resistência na cota de ponta da estaca (aproximadamente 20,0 m). A sondagem SP-01B (mais próxima à estaca P33-E152) não indica a ocorrência de uma camada de solo com elevada resistência para este comprimento, mas sim um Nspt entre 6 e 7. Com isso, optou-se por não englobar a estaca P33-E152 nas análises de capacidade de carga pelos métodos semiempíricos.

Nos próximos itens os resultados das demais estacas serão tratados com mais detalhe.

Tabela 4.1 – Estimativa da Capacidade de Carga Para os Métodos Semiempíricos

Estaca	Sondagem de Referência	Comprimento Cravado (m)	Aoki Velloso (1975)			Décourt e Quaresma (1978)			Teixeira (1996)		
			Q_L (kN)	Q_P (kN)	Q_{ult} (kN)	Q_L (kN)	Q_P (kN)	Q_{ult} (kN)	Q_L (kN)	Q_P (kN)	Q_{ult} (kN)
P2-E4	SP05-S26	22,5	1018	589	1607	1052	824	1876	810	494	1304
P2-E8	SP05-S26	23,15	1212	613	1825	1120	897	2016	885	538	1423
P3-E11	SP04-S26	24,90	1279	830	2109	1225	1031	2256	1006	619	1624
P4-E15	SP04-S26	25,20	1552	481	2033	1296	1025	2320	1095	615	1710
P4-E21	SP04-S26	25,50	1552	481	2033	1296	1025	2320	1095	615	1710
P5-E20	SP03-S26	26,60	2014	460	2474	1590	472	2063	1508	393	1902
P5-E28	SP03-S26	26,25	2014	460	2474	1590	472	2063	1508	393	1902
P9-E35	SM4-S1	24,70	1718	449	2166	1176	414	1589	1012	345	1357
P11-E48	SP02-S26	29,50	1701	601	2302	1379	604	1983	1016	362	1379
P11-E64	SP02-S26	25,90	1098	529	1627	1086	726	1812	760	436	1195
P14-E82	SP04-S26	25,10	1552	481	2033	1296	1025	2320	1095	615	1710
P17-E106	SP03-S26	26,40	2014	460	2474	1590	472	2063	1508	393	1902
P19-E86	SP02-S106	27,00	1222	553	1776	1137	799	1936	811	479	1290
P20-E121	SP02-S106	26,10	1222	553	1776	1137	799	1936	811	479	1290
P23-E104	SP03-S106	27,00	1171	517	1688	1086	824	1909	751	494	1245
P25-E112	SP01-S106	26,35	1202	565	1767	1161	817	1978	788	490	1278
P26-E164	SP02-S106	26,35	1222	553	1776	1137	799	1936	811	479	1290
P30-E142	SP06-S26	26,50	1572	771	2343	1332	597	1929	1150	497	1648
P31-E200	SP06-S26	26,90	1572	771	2343	1332	597	1929	1150	497	1648
P33-E152	SP01-S26	20,55	480	314	794	898	121	1019	636	161	797
P34-E163	SP07-S26	26,80	1678	627	2306	1466	817	2284	1338	490	1828
P34-E217	SP07-S26	26,00	1531	449	1979	1392	447	1839	1255	372	1627
P37-E236	SP08-S26	25,15	1418	589	2007	1281	738	2019	1121	443	1564
P39-E185	SP01-S26	26,10	1522	601	2123	1237	915	2152	999	549	1548
P40-E258	SP06-S26	26,00	1327	633	1960	1263	487	1749	1070	406	1475
P46-E293	SP07-S26	26,10	1678	627	2306	1466	817	2284	1338	490	1828

4.1.1 Comparação geral entre os resultados dos métodos semiempíricos.

As estimativas da carga de ruptura, da parcela de atrito lateral e da parcela de ponta obtidas através dos métodos de Aoki e Velloso (1975) – A/V, Décourt e Quaresma (1978) – D/Q e Teixeira (1996) – TX, para as estacas analisadas são mostradas nas Figura 4.1, Figura 4.2 e Figura 4.3 respectivamente.

É possível observar na Figura 4.1 que em todas as estacas o método TX estimou os menores valores de carga de ruptura, o método de D/Q estimou valores tanto inferiores quanto superiores quando comparado com os resultados de A/V. Quando a análise é feita considerando a parcela lateral da capacidade de carga (Figura 4.2) o método de TX ainda estimou os menores valores seguido de D/Q estimou valores abaixo do A/V todas praticamente todas as estacas. Já a parcela de ponta da capacidade de carga não respeitou a mesma correlação. Há neste último caso, uma dispersão entre o método de A/V com os outros dois (D/Q e TX) (Figura 4.3). Tal fato se explica pela diferença que há entre essas metodologias na utilização do N_{SPT} para determinar a parcela de ponta da capacidade de carga das estacas. Os métodos D/Q e TX utilizam um valor médio do N_{SPT} nas proximidades da ponta da estaca, já o método A/V não utiliza um valor médio, mas sim o N_{SPT} abaixo da ponta da estaca.

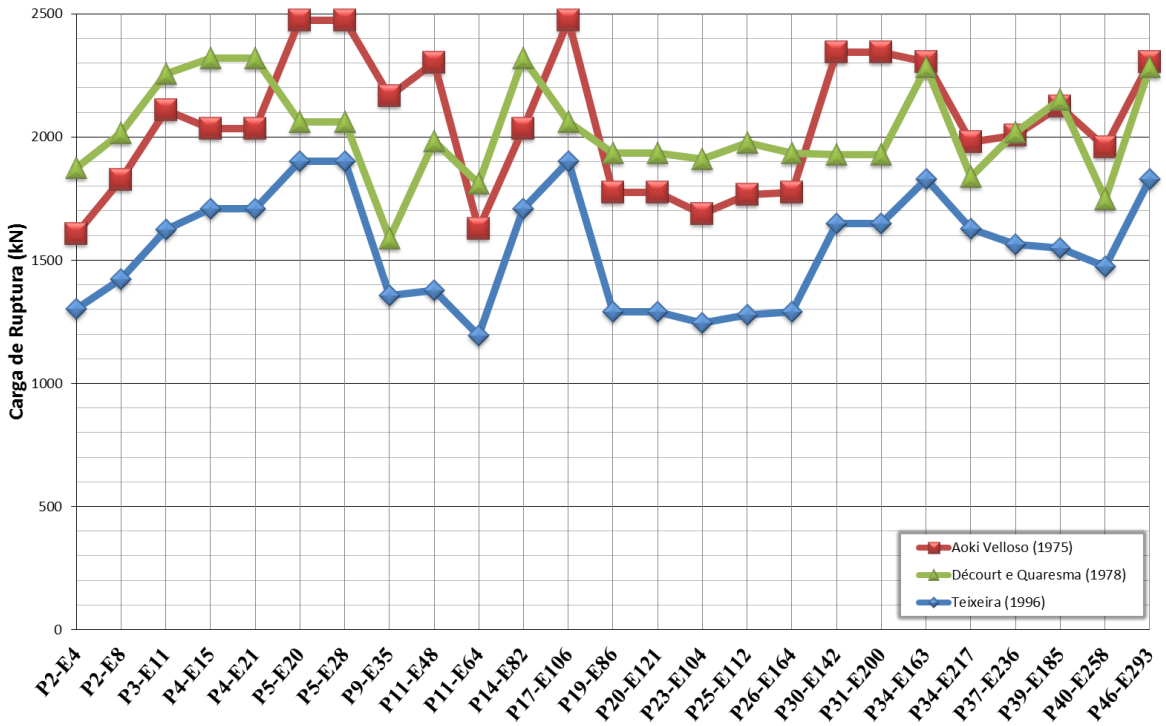


Figura 4.1 – Carga de Ruptura Estimada Pelos Métodos Semiempíricos

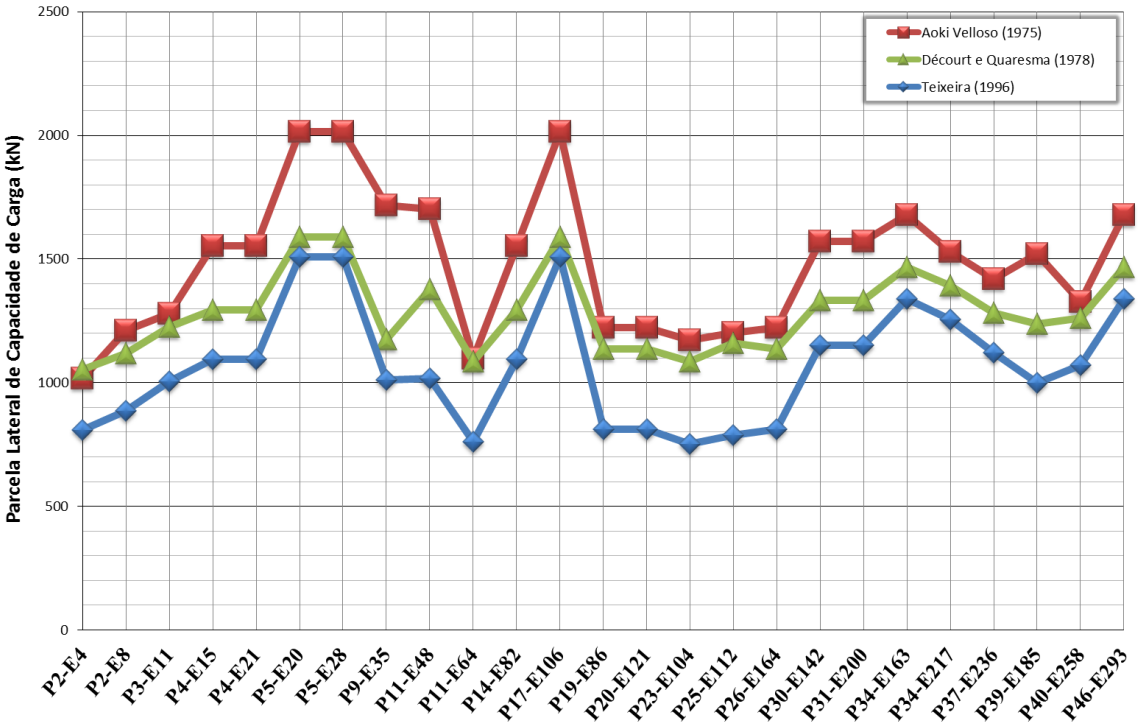


Figura 4.2 – Parcela de Atrito Lateral Estimada Pelos Métodos Semiempíricos.

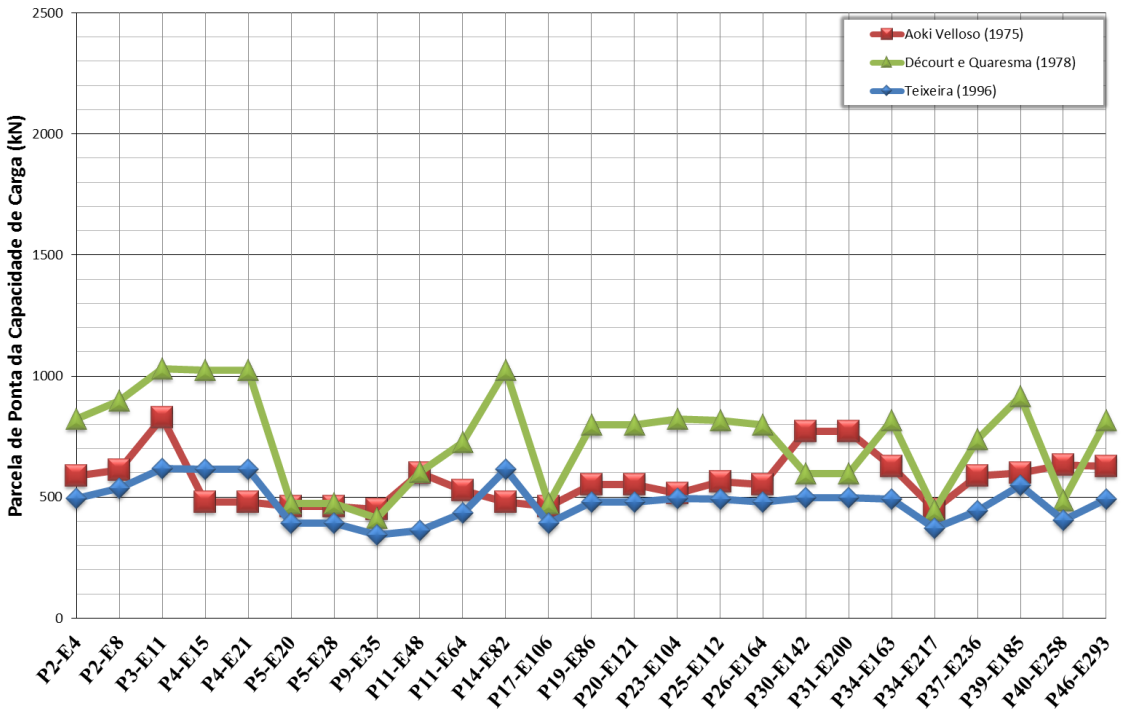


Figura 4.3 – Parcela de Ponta Estimada Pelos Métodos Semiempíricos

4.1.2 Análise estatística entre os resultados dos métodos semiempíricos.

Na Figura 4.4, Figura 4.5 e Figura 4.6 são comparados os valores de carga de ruptura obtidos pelos métodos (A/V com TX), (A/V com D/Q) e (D/Q com TX) respectivamente, contendo o

ajuste linear, sua linha de tendência, sua equação e o Coeficiente de Correlação (R^2). Este último mede o quanto disperso estão os pontos em relação à linha de tendência, quanto mais próximos da unidade melhor o ajuste.

Analisando os dados, a melhor correlação obtida foi entre os métodos A/V e TX (Figura 4.4), que obteve (R^2 =0,792), fato este que não garante que os métodos apresentam valores próximos, visto que os pontos estão abaixo da linha tracejada que seria a condição ideal de comparação. Esta conclusão também pode ser verificada na Figura 4.1, pois entre os métodos A/V e TX há de fato uma correlação, mas os valores do A/V são em todas as estacas superiores ao TX.

Os métodos que comparados tiveram o menor Coeficiente de Correlação em relação à carga de ruptura, foram os métodos A/V e D/Q com (R^2 =0,097) (Figura 4.5). A apesar da dispersão entre os resultados, vários pontos ficaram próximos à linha tracejada (eixo de simetria) que indica igualdade entre os valores obtidos pelos dois métodos.

A comparação entre os métodos D/Q e TX (Figura 4.6) para a carga de ruptura teve condição intermediaria do ponto de vista de correlação R^2 =0,371. Os valores obtidos pelo método D/Q foram superiores ao TX, contudo, próximos entre si.

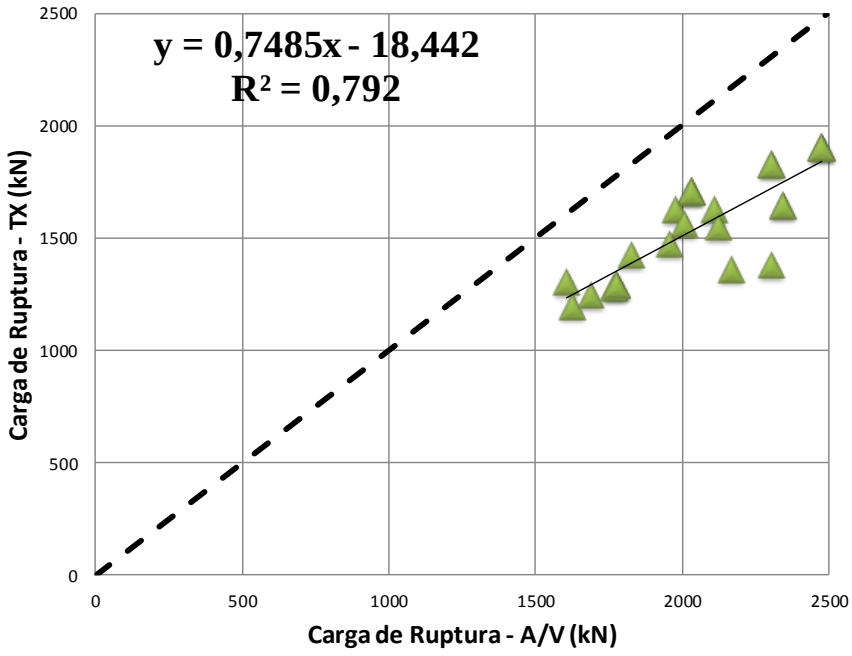


Figura 4.4 – Comparação da Carga de Ruptura Entre os Métodos A/V e TX

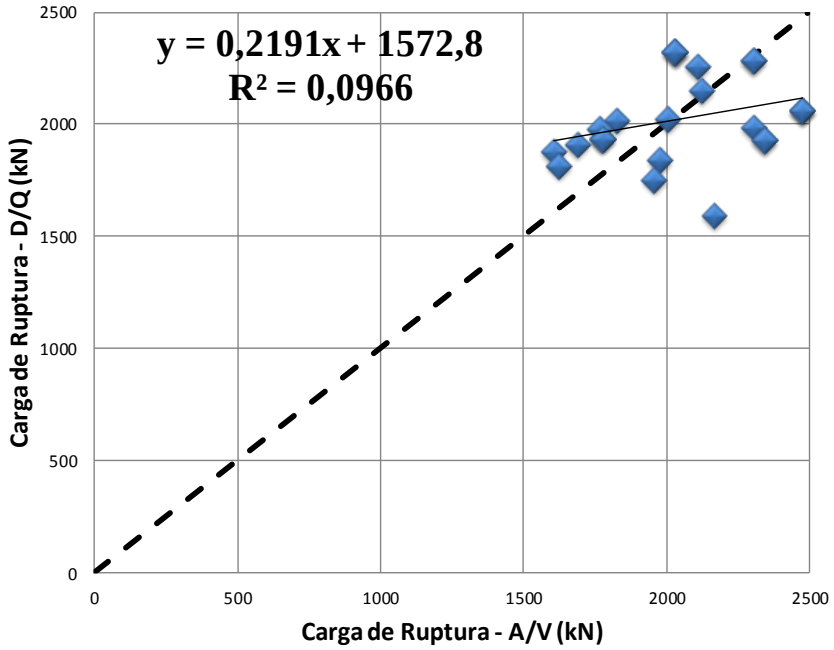


Figura 4.5 – Comparação da Carga de Ruptura Entre os Métodos A/V e D/Q

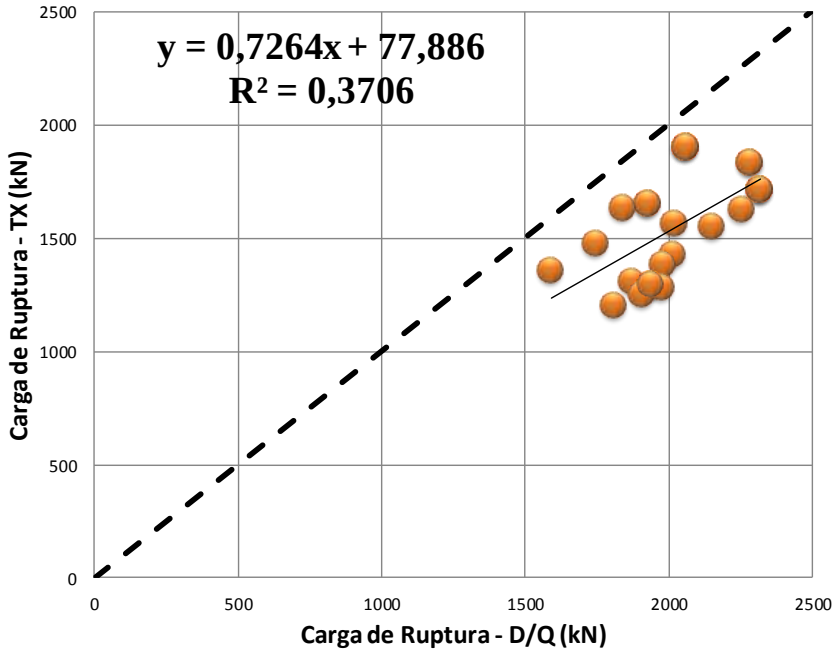


Figura 4.6 – Comparação da Carga de Ruptura Entre os Métodos D/Q e TX

Uma análise semelhante foi realizada com os resultados separados (parcelas de atrito lateral e de ponta da capacidade de carga) (Figura 4.7, Figura 4.8 e Figura 4.9). Em se tratando da parcela de ponta da capacidade de carga, o método TX comparado ao D/Q levou ao melhor valor do Coeficiente de correlação ($R^2 \geq 0{,}842$), mas praticamente em todas as estacas conservador em relação aos métodos de A/V e D/Q. Já a parcela do atrito lateral da capacidade de carga apresentou melhor correlação comparando os três métodos ($R^2 \geq 0{,}788$).

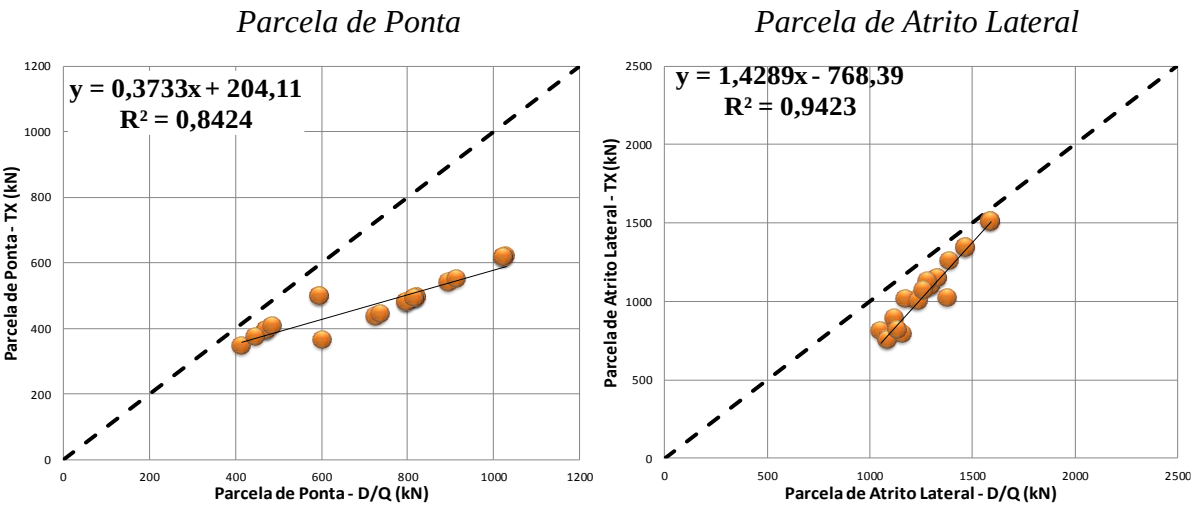


Figura 4.7 – Comparação da Parcela de Atrito Lateral e Ponta Entre os Métodos D/Q e TX

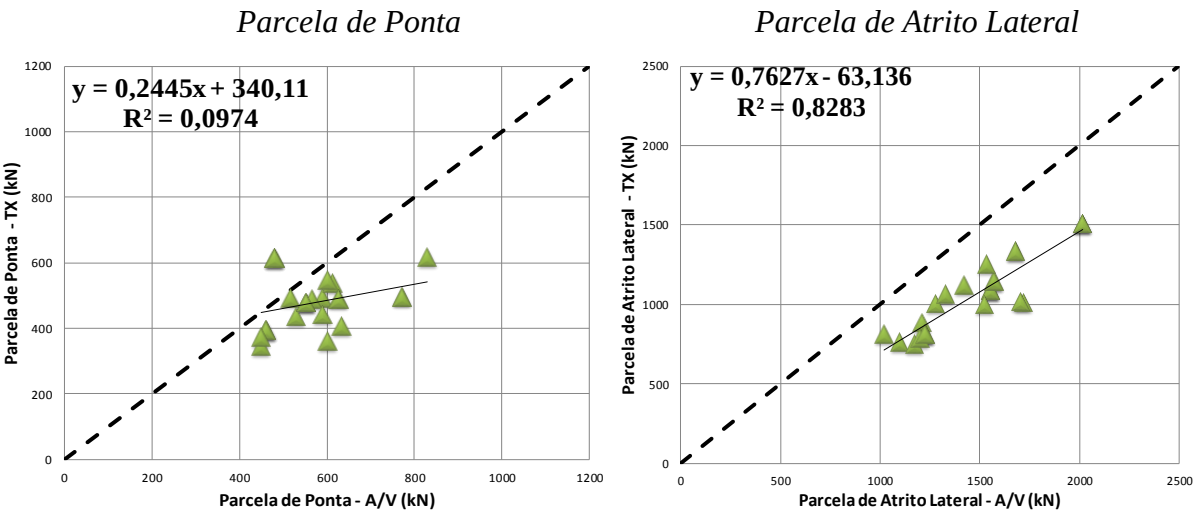


Figura 4.8 – Comparação da Parcela de Atrito Lateral e Ponta Entre os Métodos A/V e TX

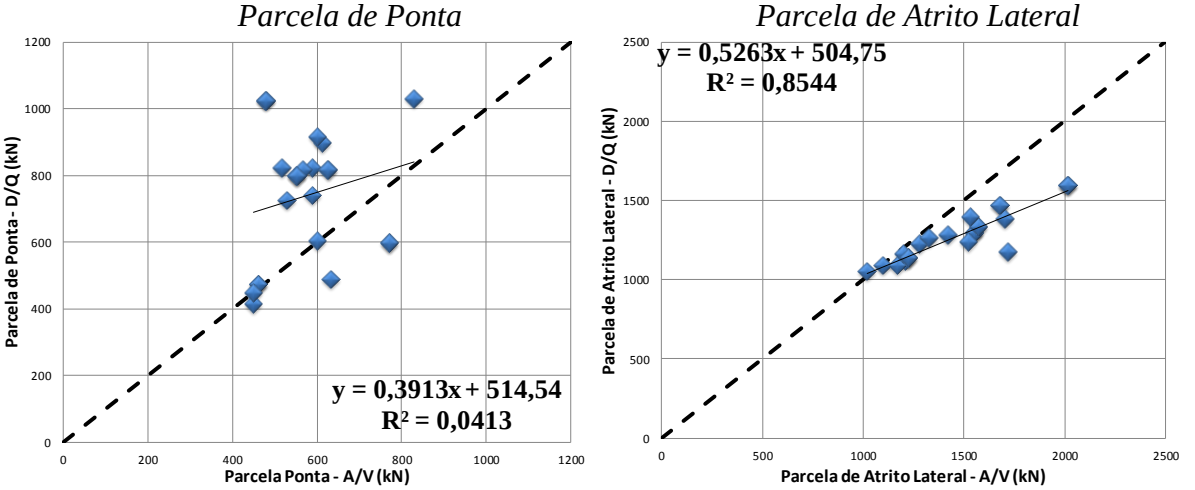


Figura 4.9 – Comparação da Parcela de Atrito Lateral e Ponta Entre os Métodos A/V e D/Q

A Tabela 4.2 mostra um resumo da análise estatística dos resultados da carga de ruptura pelos métodos semiempíricos. Com base nos valores da média, se confirmam as análises realizadas acima, em que A/V ≈ D/Q > TX do ponto de vista da carga de ruptura. Em se tratando do Desvio Padrão A/V > TX > D/Q, ou seja, o método de Décourt e Quaresma (1978) foi que menos variou em relação à média.

Tabela 4.2 – Análise estatística dos resultados de carga de ruptura (métodos semiempíricos)

Parâmetro	Carga de Ruptura (kN)		
	Aoki Velloso (1975)	Décourt e Quaresma (1978)	Teixeira (1996)
Média	2052,34	2022,46	1547,06
Mínima	1607,26	1589,49	1195,49
Máxima	2474,17	2320,40	1901,68
Desvio Padrão	268,76	189,41	226,01

4.2 ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO DE ENERGIA CRESCENTE.

4.2.1 Resultados pelo método CASE.

Com base nos relatórios fornecidos pela empresa que executou os Ensaios de Carregamento Dinâmico, foram obtidos os resultados de carga de ruptura (RMX) para todas as estacas através do método CASE. Vale lembrar que algumas estacas foram ensaiadas em diversas datas (Tabela 4.3).

A Figura 4.10 mostra a maior carga mobilizada (RMX) durante as cinco Etapas de ensaios para cada estaca, considerando nos casos em que foi realizado mais de um ensaio no mesmo elemento de fundação, ou seja, repetições, o resultado que corresponde ao maior valor de RMX. Na mesma figura é possível identificar o correspondente equipamento utilizado para aplicação do carregamento dinâmico. Os ensaios realizados com bate-estaca tradicional levaram a valores mais elevados de RMX em relação aos efetivados com martelo hidráulico (Figura 4.10). Fato este que será avaliado com mais detalhes nos próximos itens que tratarão da variação da carga mobilizada com o tempo e eficiência do sistema de cravação.

Tabela 4.3 – Resultados da Carga de Ruptura do ensaio de carregamento dinâmico.

Estaca	1° Etapa de Ensaios		2° Etapa de Ensaios		3° Etapa de Ensaios		4° Etapa de Ensaios		5° Etapa de Ensaios	
	Idade (dias)*	RMX (kN)	Idade (dias)*	RMX (kN)	Idade (dias)*	RMX (kN)	Idade (dias)*	RMX (kN)	Idade (dias)*	RMX (kN)
P2-E4					96	2370			158	3120
P2-E8	9	2898			156	2603	196	2470	218	2960
P3-E11			70	2360						
P4-E15					153	2280	132	2600	154	3310
P4-E21	8	2350	128	2150					217	3330
P5-E20					90	2330	130	2040	152	3230
P5-E28	7	2847			154	2350	194	2340	216	3230
P9-E35			56	2363	84	2383	124	2720		
P11-E48			59	2466						
P11-E64	12	2690								
P14-E82	8	2580							217	3270
P17-E106	9	2800	128	2480	156	2490			218	3100
P19-E86			57	2400	127	2415				
P20-E121			120	2420						
P23-E104			58	2470						
P25-E112			57	2550						
P26-E164	12	2680	131	2540	159	2492	199	2440	221	3070
P30-E142			23	2550						
P31-E200	9	2799	128	2650	156	2242			218	3050
P33-E152			8	2522						
P34-E163			58	2460						
P34-E217	8	2622	128	2399						
P37-E236	9	2520			156	2470			218	3420
P39-E185			9	2679	47	2294				
P40-E258	7	2690								
P46-E293	8	2750								

(*) intervalo de tempo entre a cravação e execução do ensaio de carregamento dinâmico.

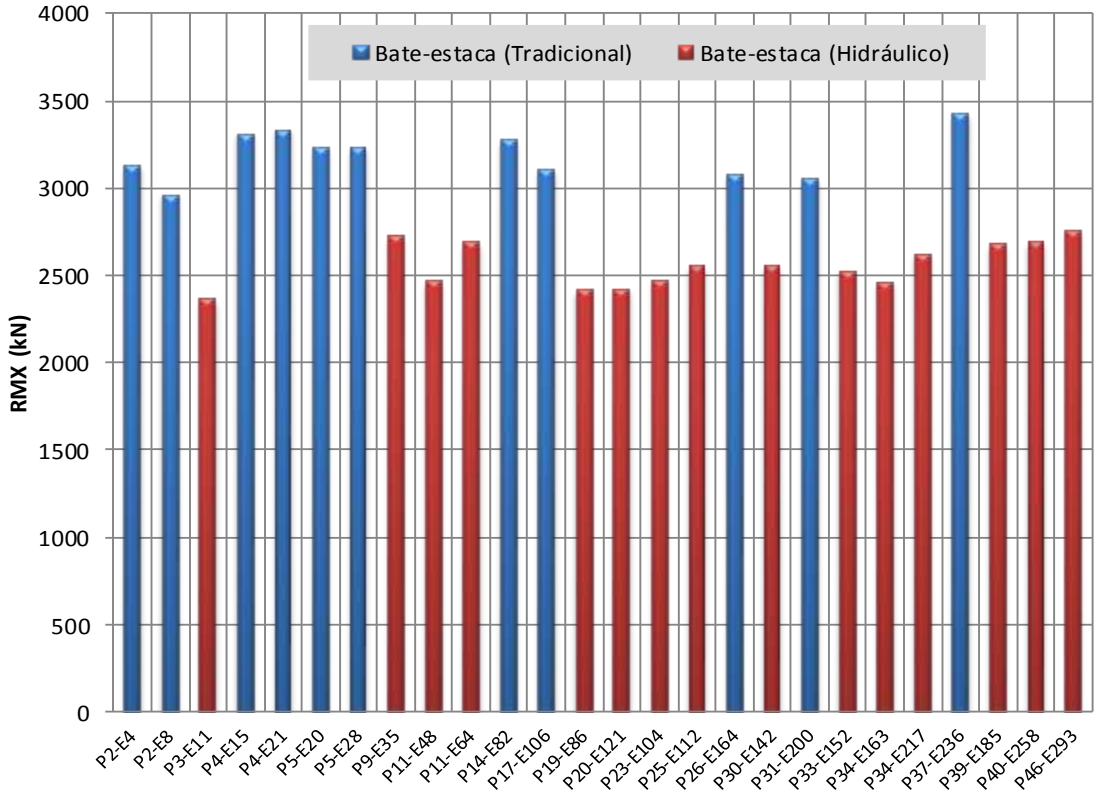


Figura 4.10 – Resumo geral dos resultados da carga de ruptura através do método CASE.

Na Tabela 4.4 são indicados os valores de "nega" e repique elástico obtidos no ECD considerando o golpe que mobilizou a carga indicada na Tabela 4.3.

4.2.1.1 Variação da Carga Mobilizada (RMX) em relação ao período

Nas estacas em que foram realizados mais de um ensaio de carregamento dinâmico (repetições), foi possível avaliar a variação da carga mobilizada, pelo método CASE, para diferentes intervalos de tempo entre a cravação e a realização do ensaio. As diferentes datas foram designadas por Etapas (de 1 a 5) conforme a Tabela 4.3.

Na Figura 4.11 são apresentados os resultados de RMX obtidos nas cinco Etapas de ECD, onde é possível observar que nas Etapas 2, 3 e 4 ocorre na maioria das estacas uma redução de carga mobilizada quando comparada com a Etapa anterior, fenômeno conhecido como “Relaxação”, ou seja, redução de capacidade de carga com o tempo. Ainda analisando as quatro Etapas iniciais, das 15 estacas ensaiadas em diferentes datas, 9 apresentaram redução do RMX (Figura 4.12) a cada Etapa realizada e as outras 6 aumento entre a segunda e a quarta Etapa (Figura 4.13). Quando se toma por base a primeira Etapa não se confirma este aumento, todas as demais Etapas, exceto a quinta, mostraram menor valor de capacidade de carga.

Tabela 4.4 – Resumos dos resultados de "Nega" e repique elásticos obtidos no ECD

Estaca	1° Etapa de Ensaios		2° Etapa de Ensaios		3° Etapa de Ensaios		4° Etapa de Ensaios		5° Etapa de Ensaios	
	S (mm)	K (mm)	S (mm)	K (mm)	S (mm)	K (mm)	S (mm)	K (mm)	S (mm)	K (mm)
P2-E4					0	20			0	36
P2-E8	2	25			0	24	0	25	1	31
P3-E11			3	24						
P4-E15					0	23	0	26	2	31
P4-E21	2	24	4	22					4	32
P5-E20					0	25	0	25	0	38
P5-E28	0	28			1	22	0	28	2	33
P9-E35			1	27	2	21	0	25		
P11-E48			2	25						
P11-E64	0	24								
P14-E82	0	25							4	34
P17-E106	0	27	2	26	0	26			1	37
P19-E86			3	26	0	26				
P20-E121			2	26						
P23-E104			0	27						
P25-E112			1	27						
P26-E164	1	29	4	25	2	22	0	27	1	32
P30-E142			3	25						
P31-E200	2	28	3	26	0	27			0	35
P33-E152			1	26						
P34-E163			5	23						
P34-E217	0	29	2	26						
P37-E236	2	25			0	26			2	37
P39-E185			1	26	0	28				
P40-E258	1	30								
P46-E293	1	25								

Analisando os resultados de carga mobilizada obtidos na quinta Etapa, lembrando que esta Etapa foi realizada com bate-estaca tradicional, é notória a superioridade em relação a todas as Etapas anteriores, que foram realizadas com martelo hidráulico (Figura 4.11). Como já mencionado no Item 3.4, foi constatado durante as quatro primeiras Etapas de ECD a insuficiência de energia do sistema de impacto para mobilizar toda capacidade de carga disponível do solo, diferente da quinta Etapa que possibilitou maiores alturas de queda, consequentemente maiores energias de impacto. Este assunto será discutido no Item 4.2.1.2.

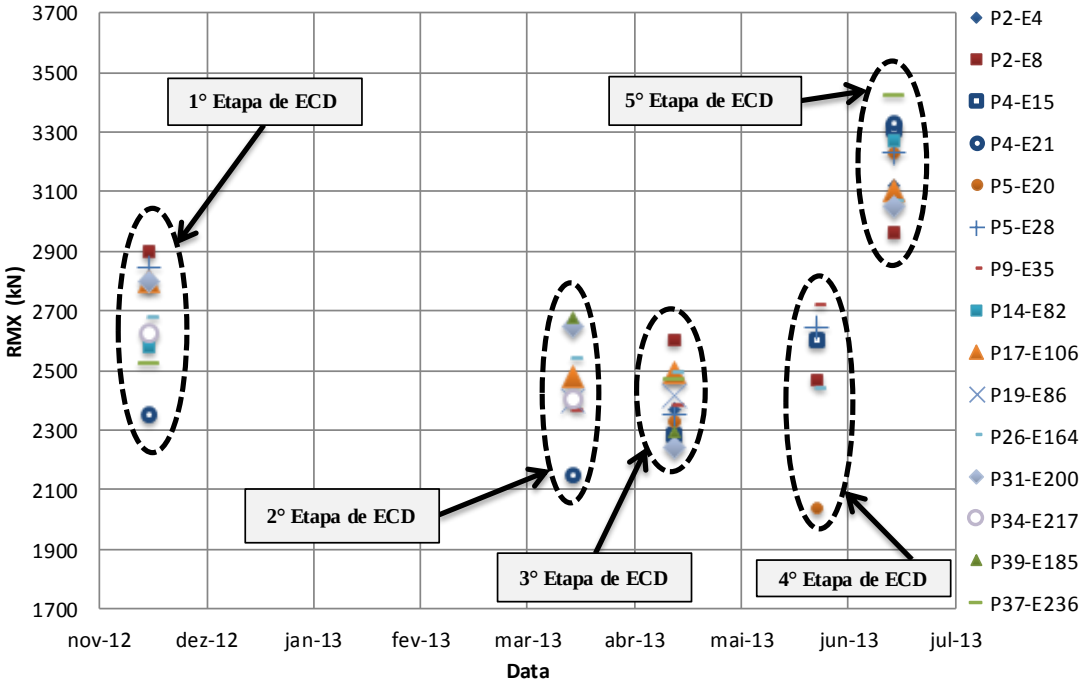


Figura 4.11 – Variação da carga mobilizada pelo método CASE com base nos resultados de ensaio de carregamento dinâmico nas cinco Etapas.

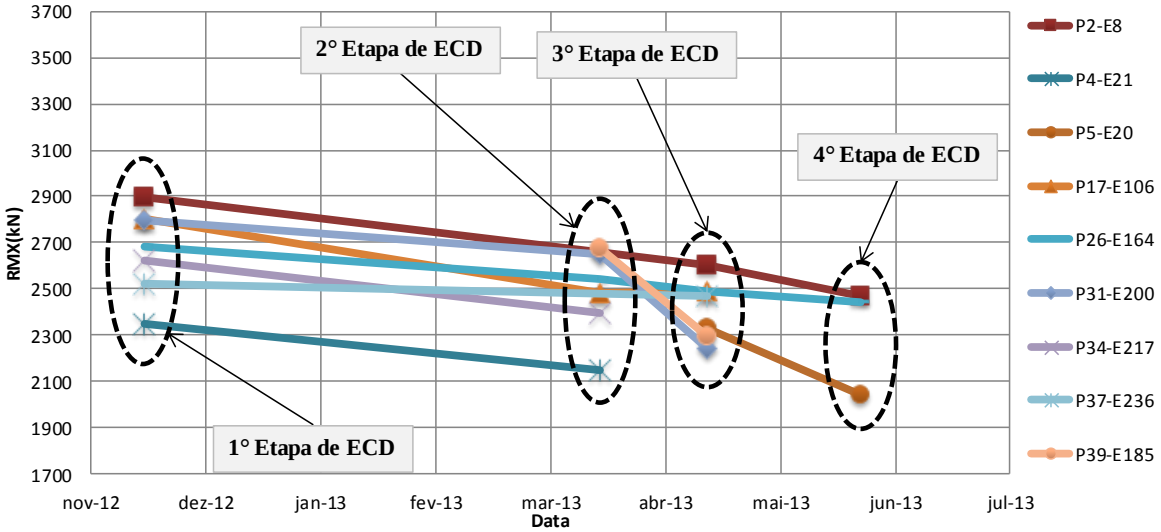


Figura 4.12 – Estacas que apresentaram redução da carga mobilizada pelo método CASE considerando apenas as quatro primeiro Etapas.

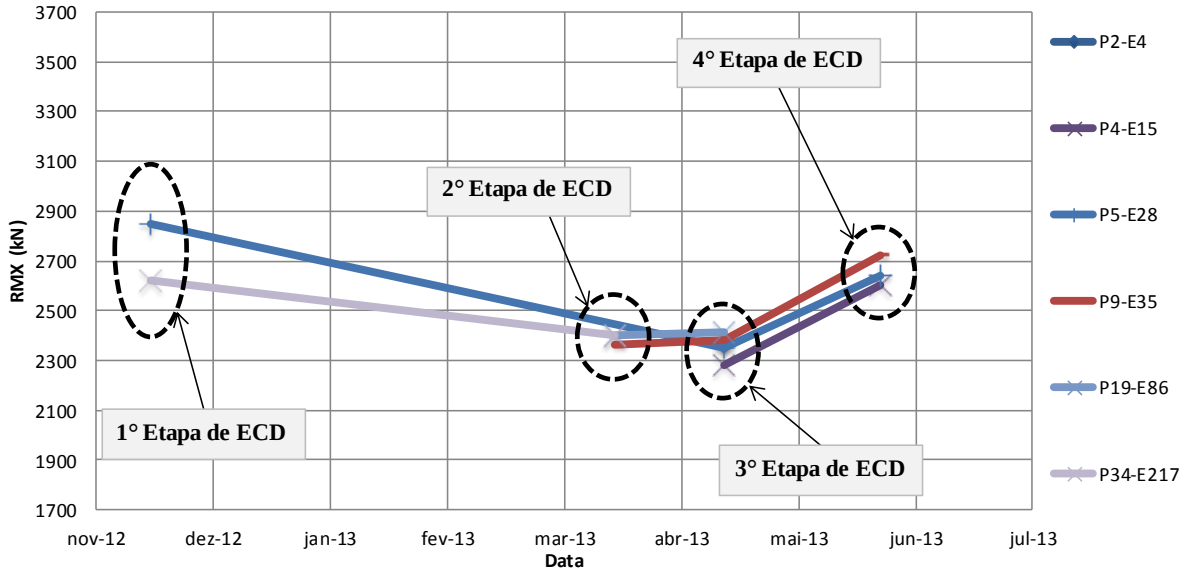


Figura 4.13 – Estacas que apresentaram pequeno ganho na carga mobilizada pelo método CASE considerando apenas as quatro primeiro Etapas.

4.2.1.2 Eficiência do Sistema de Cravação.

Analisando os resultados de energia medidas no nível dos sensores pelo analisador de cravação (PDA) nos ensaios realizados com martelo hidráulico (quatro primeiras Etapas), é possível observar que houve uma redução na eficiência do sistema de cravação ao longo do tempo. A Tabela 4.5 mostra que na grande maioria das estacas foi necessária altura de queda de 1,10 m para mobilizar a carga indicada na Tabela 4.3, altura esta limite do equipamento de cravação. E ainda na Tabela 4.5, pode ser visto que a eficiência (υ), calculada pela razão entre a energia potencial do martelo (produto da altura de queda e peso do martelo) e a energia medida pelo equipamento ao nível dos sensores, foi menor a cada Etapa dos ensaios. Conclui-se então que não houve relaxação do solo, mas sim redução da energia transmitida à estaca.

Uma melhor visualização do que foi discutido no parágrafo anterior pode ser vista na Figura 4.14, que mostra a queda na média da eficiência, ou seja, na energia transmitida para estaca, medida durante os golpes do martelo e consequentemente uma redução na média da carga mobilizada no ensaio de carregamento dinâmico.

Tabela 4.5 - Eficiência do martelo (υ) medida no ECD e altura de queda (h).

Estaca	1° Etapa de Ensaios		2° Etapa de Ensaios		3° Etapa de Ensaios		4° Etapa de Ensaios		5° Etapa de Ensaios	
	υ (%)	h (m)	υ (%)	h (m)	υ (%)	h (m)	υ (%)	h (m)	υ (%)	h (m)
P2-E4					60,4	1,1			40,0	3,0
P2-E8	92,0	1,0			62,0	1,1	61,8	1,1		3,0
P3-E11			82,8	1,0						
P4-E15					62,4	1,1	64,7	1,1	36,9	3,5
P4-E21	81,2	1,0	67,1	1,1					38,4	3,5
P5-E20					56,0	0,8	70,3	1,1	37,4	4,0
P5-E28	92,8	1,0			58,0	1,0	62,9	1,1	34,3	3,5
P9-E35			77,8	1,1	56,4	1,1	88,8	1,0		
P11-E48			81,6	1,1						
P11-E64	91,5	1,1								
P14-E82	94,8	1,0							33,6	4,0
P17-E106	89,5	1,1	75,1	1,1	60,9	1,1			39,5	3,0
P19-E86			82,7	1,1	63,6	1,1				
P20-E121			76,5	1,1						
P23-E104			74,5	1,1						
P25-E112			82,5	1,1						
P26-E164	91,6	1,1	78,7	1,1	56,2	1,1	63,3	1,1	37,0	3,5
P30-E142			81,3	1,1						
P31-E200	93,5	1,1	80,2	1,1	55,8	1,1			34,3	3,0
P33-E152			87,0	1,0						
P34-E163			76,2	1,1						
P34-E217	79,8	1,1	75,1	1,1						
P37-E236	83,6	1,1			52,2	1,1			39,0	3,5
P39-E185			79,3	1,1	50,5	1,1				
P40-E258	96,6	1,0								
P46-E293	95,3	1,1								

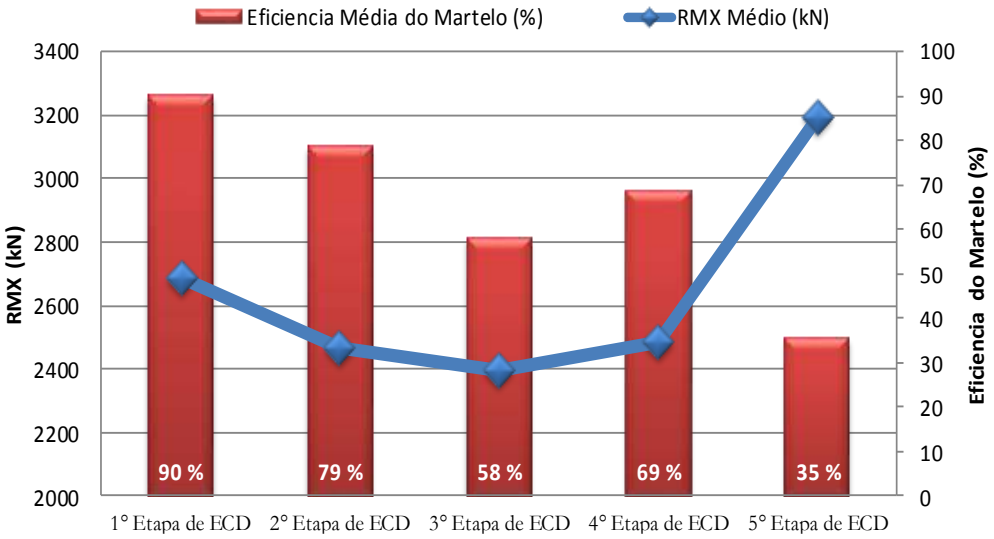


Figura 4.14 – Carga mobilizada média e eficiência média nos ensaios de carregamento dinâmico.

Entre a terceira e quarta Etapa de ECD houve uma aumento na eficiência (Figura 4.14), por conta das estacas P5-E20, P5-E28 e P9-E35 (Tabela 4.5). E observando a Figura 4.15, que mostras a média em cada Etapa de ECD da energia transmitida à estaca ao nível dos sensores, houve de fato aumento na energia transmitida à estaca (EMX) entre a terceira e quarta Etapa de ECD.

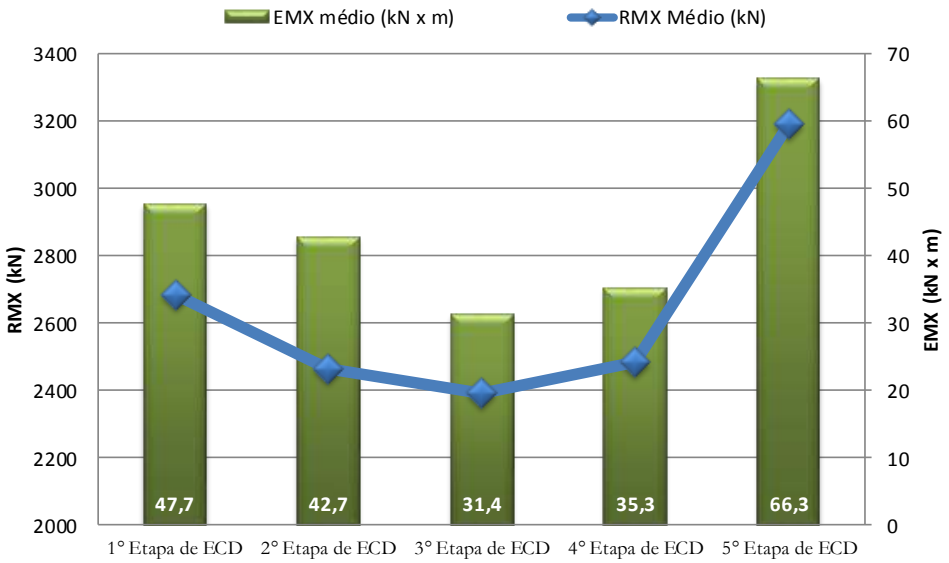


Figura 4.15 – Carga mobilizada média e eficiência média nos ensaios de carregamento dinâmico.

Na quinta Etapa por fim, realizada com bate-estaca tradicional, que possibilitou mesmo com uma eficiência mais baixa (Figura 4.14) do sistema de cravação a aplicação de energias maiores à estaca (Figura 4.15). Nestes casos, estas foram suficientes para mobilizar maior resistência do sistema estaca-solo em relação às outras Etapas.

Gonçalves, Bernardes e Neves (2007) comentam que a eficiência de cravação é influenciada pelas características tensão/deformação e resistência do solo no entorno da estaca. Esta influência foi constatada de forma bastante significativa nos resultados obtidos pelo ensaio de carregamento dinâmico nas três primeiras Etapas, em que houve redução média de até 32% na eficiência, onde praticamente a única ou a mais significativa variável entre os ensaios foi o tempo. Com isso, podemos supor que houve neste intervalo de tempo uma variação, aliás, um aumento na capacidade de carga do sistema estaca-solo (efeito "Set Up") que ocasionou esta mudança na eficiência. E de fato a quinta Etapa veio comprovar que há aumento na capacidade de carga com o tempo.

Paraíso e Costa (2010) citam que em vários casos de obras o sistema de impacto utilizado na cravação não mobiliza carga na recravação em razão da manifestação significativa do Efeito "Set up" pós-cravação. Indicando para estes casos a utilização de sistemas de cravação com energia potencial suficiente para romper e esgotar a cicatrização do solo que confina à estaca.

Outra conclusão que se pode tirar dos resultados acima expostos é que a premissa de se aguardar certo intervalo de tempo para executar o ensaio de carregamento dinâmico, com a finalidade de medir a capacidade de carga após uma recuperação de resistência do solo (efeito "Set Up"), pode ser falsa quando não se dispõe de um equipamento para gerar a onda de impacto com energia suficiente para mobilizar toda resistência disponível do solo. A depender das circunstancias, o ensaio de carregamento dinâmico pode até minorar a capacidade de carga quando realizado em intervalos de tempo mais longos.

4.2.1.3 Comparação Entre os Resultados Obtidos Pelos Métodos Semiempíricos e CASE.

São comparados os resultados pelo método dinâmico de avaliação de capacidade de carga CASE, obtido nos Ensaios de Carregamento Dinâmico (ECD), com os resultados da previsão de capacidade de carga pelos métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978, 1982) e Teixeira (1996), abreviados respectivamente por A/V, D/Q e TX, apresentados no item 4.1.

As comparações foram realizadas em cada Etapa de Ensaio de Carregamento Dinâmico e estão apresentadas na Figura 4.16, Figura 4.17, Figura 4.18, Figura 4.19 e Figura 4.20, em ordem cronológica, da primeira a quinta Etapa de ECD respectivamente. Em praticamente todas as

estacas ensaiadas, exceto a estaca P5-E20 na quarta Etapa (Figura 4.19), os resultados de capacidade de carga do método CASE estimou maiores valores em relação aos métodos semiempíricos. Esta superioridade é constatada principalmente na quinta Etapa (Figura 4.20), na qual a utilização do martelo de queda livre possibilitou mobilizar maior capacidade de carga do sistema estaca-solo.

Analisando os resultados obtidos com o martelo hidráulico, Figura 4.16 a Figura 4.19, ocorreu em alguns casos uma aproximação dos resultados através do método semiempírico de A/V e D/Q com o método CASE, chegando até a superestimar o valor da carga de ruptura. Mas considerando as conclusões do Item 4.2.1.2 que trata da eficiência do sistema de cravação, a redução da carga mobilizada foi motivada pela redução da energia transmitida à estaca durante o ensaio (Figura 4.15). Podemos então concluir que das quatro primeiras Etapas, a que melhor representa a carga mobilizada pelo método CASE foi a que transmitiu maior energia às estacas, ou seja, a primeira Etapa de ECD. E de fato esta última confirma que os métodos semiempíricos são conservadores quando comparados com os resultados obtidos no ECD (Figura 4.16).

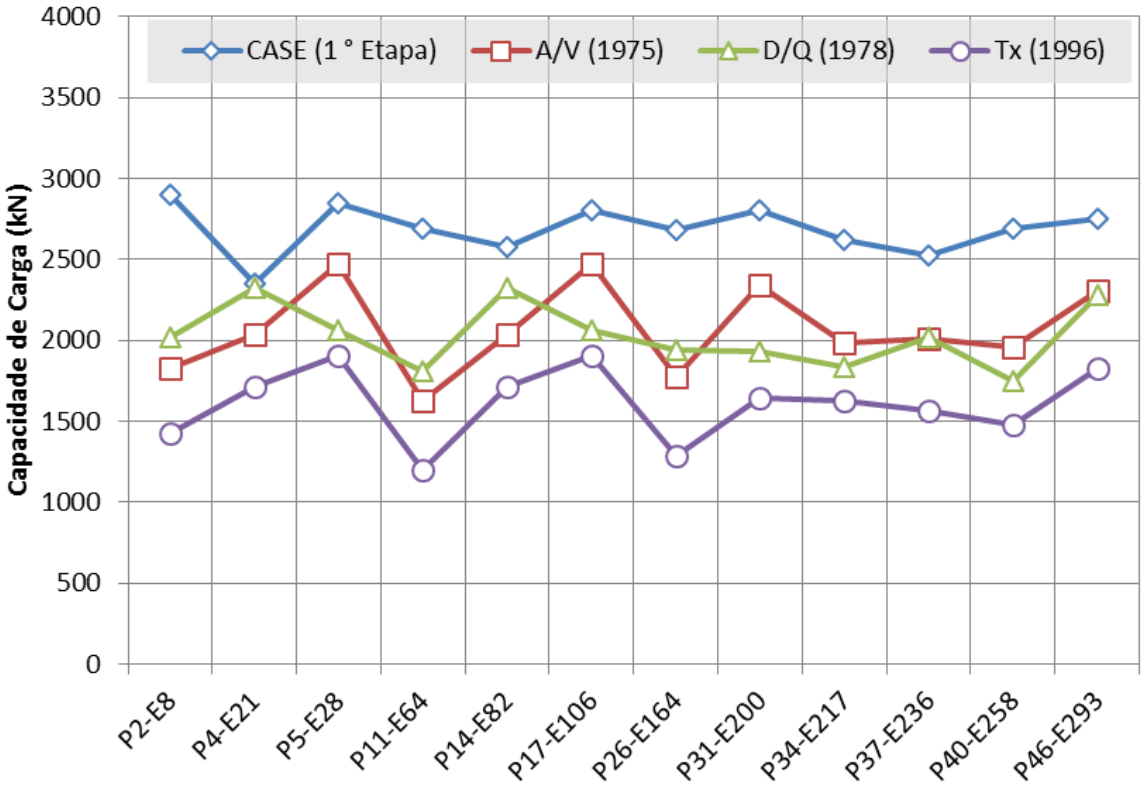


Figura 4.16 – Comparação dos resultados de capacidade de carga obtidos entre os métodos semiempíricos e o método CASE na primeira Etapa de ECD.

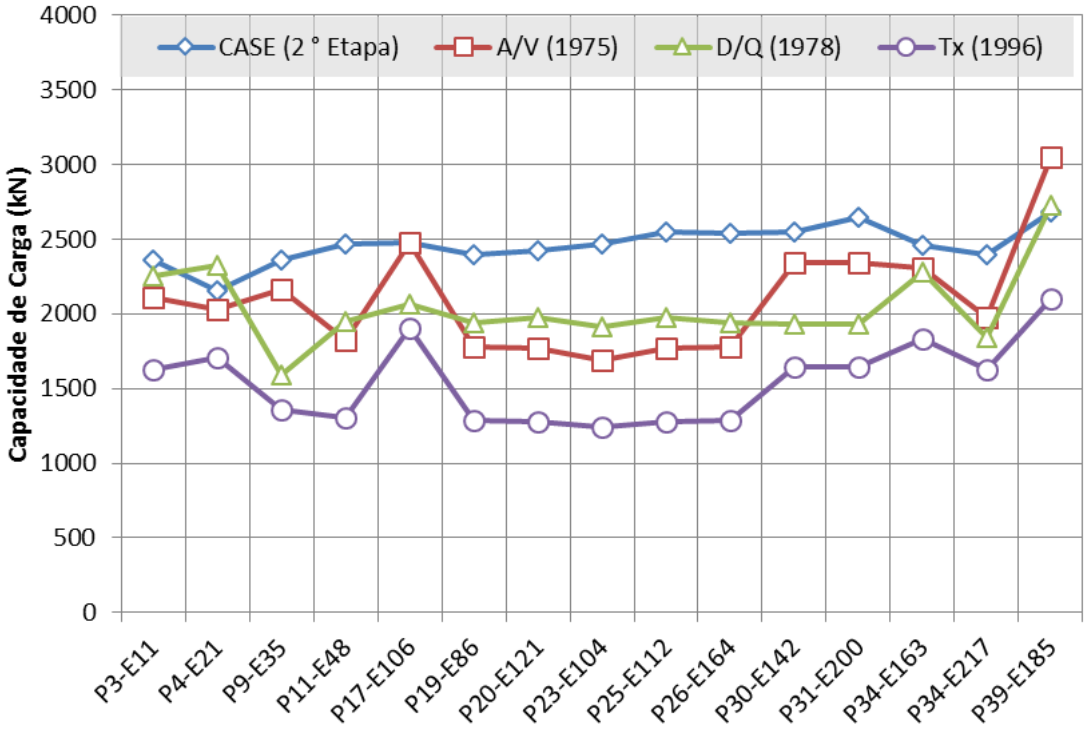


Figura 4.17 – Comparação dos resultados de capacidade de carga obtidos entre os métodos semiempíricos e o método CASE na segunda Etapa de ECD.

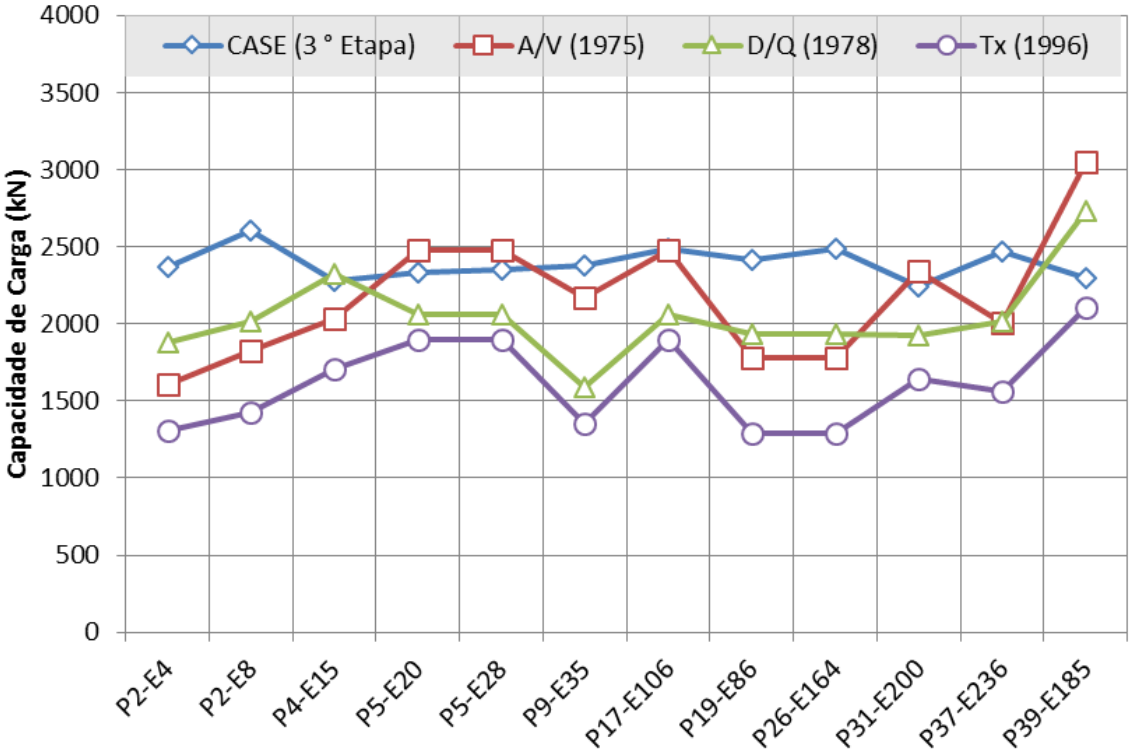


Figura 4.18 – Comparação dos resultados de capacidade de carga obtidos entre os métodos semiempíricos e o método CASE na terceira Etapa de ECD.

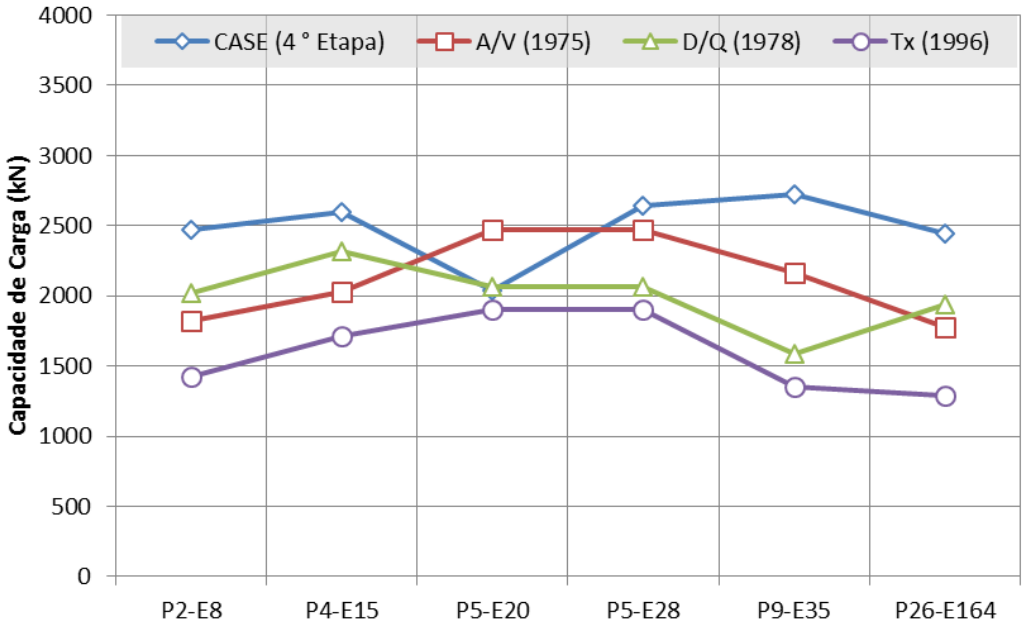


Figura 4.19 – Comparação dos resultados de capacidade de carga obtidos entre os métodos semiempíricos e o método CASE na quarta Etapa de ECD.

Em se tratando da quinta Etapa (Figura 4.20), o conservadorismo dos métodos semiempíricos é ainda mais considerável. Mas que neste caso o efeito "Set Up" pode apresentar grande parcela de influência, visto que o intervalo de tempo entre a cravação da estaca e a realização do ensaio foi próximo de 200 dias. Söderberg (1962), Azzouz e Baligh (1984), Whittle e Baligh (1988) e Bogard e Matlock (1990) afirmam que o efeito "Set Up" em solos argilosos podem demandar semanas, meses e até mesmo anos.

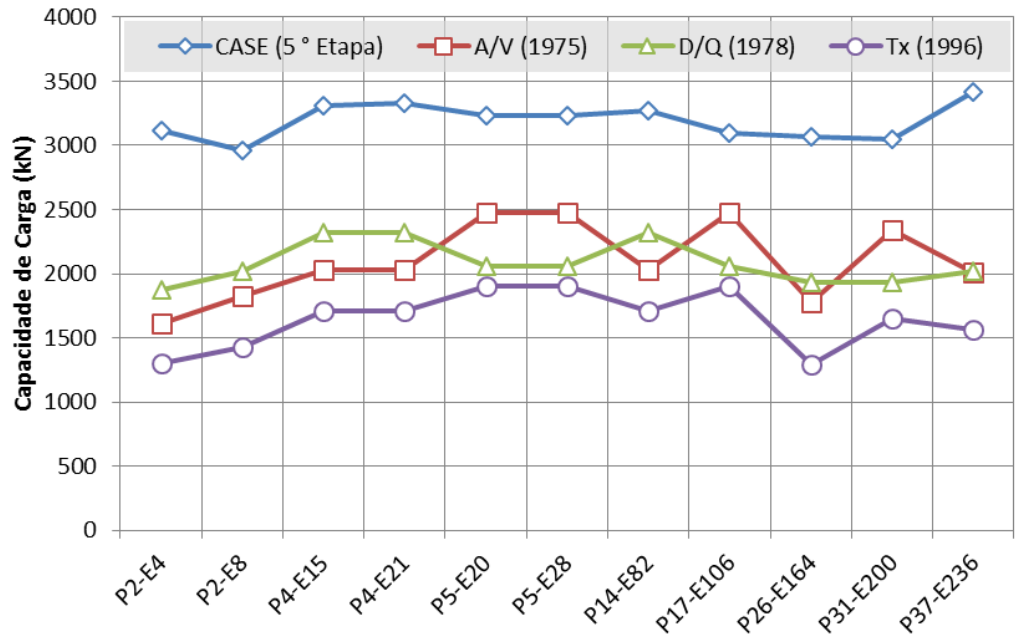


Figura 4.20 – Comparação dos resultados de capacidade de carga obtidos entre os métodos semiempíricos e o método CASE na quinta Etapa de ECD.

Na Tabela 4.6 e Tabela 4.7 são mostrados os dados da análise estatística, considerando a razão entre os resultados obtidos pelos métodos semiempíricos e o método CASE na primeira e quinta Etapa de Ensaio de Carregamento dinâmico. O método que apresentou menor Desvio Padrão foi Décourt e Quaresma (1978, 1982). O método que apresentou valor médio mais próximo da unidade foi Aoki e Velloso (1975) e Teixeira (1996) foi de fato o mais conservador dos três.

Tabela 4.6 – Análise estatística da razão entre os resultados de carga de ruptura obtidos pelos métodos semiempiricos e CASE na primeira Etapa de Ensaio de Carregamento Dinâmico.

Parâmetro	**Métodos Relacionados – 1° ECD**		
	$\frac{Q_{ult}(A/V)}{RMX(CASE)}$	$\frac{Q_{ult}(D/Q)}{RMX(CASE)}$	$\frac{Q_{ult}(TX)}{RMX(CASE)}$
Valor Médio	0,77	0,76	0,60
Valor Mínimo	0,60	0,65	0,44
Valor Máximo	0,88	0,99	0,73
Desvio Padrão	0,09	0,10	0,09

Tabela 4.7 – Análise estatística da razão entre os resultados de carga de ruptura obtidos pelos métodos semiempiricos e CASE na quinta Etapa de Ensaio de Carregamento Dinâmico.

Parâmetro	**Métodos Relacionados – 5° ECD**		
	$\frac{Q_{ult}(A/V)}{RMX(CASE)}$	$\frac{Q_{ult}(D/Q)}{RMX(CASE)}$	$\frac{Q_{ult}(TX)}{RMX(CASE)}$
Valor Médio	0,66	0,65	0,51
Valor Mínimo	0,52	0,59	0,42
Valor Máximo	0,80	0,71	0,61
Desvio Padrão	0,09	0,04	0,06

Conclui-se que os métodos semiempíricos em estudo apresenta comportamento conservador quando comparados com os resultados do ensaio de carregamento dinâmico, estimando valores de carga de ruptura entre 42% e 99% dos resultados obtidos pelo método CASE, a depender do método e da Etapa de ECD em que foi realizada a comparação. O método de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978, 1972) foram os que estimaram valores mais próximos tomando por base os resultados do método CASE.

4.2.2 Resultados obtidos pelo modelo Case Pile Wave Analysis Program (CAPWAP).

4.2.2.1 Transferência de Carga ao Longo do Fuste da Estaca.

A análise CAPWAP permite avaliar a transferência de carga ao longo do fuste estaca, ou seja, como se desenvolve o atrito lateral no fuste da estaca ensaiada, com base nos dados obtidos pelo analisador de cravação PDA. Na Tabela 4.8 estão indicadas as estaca que foram modeladas pelo programa CAPWAP no golpe que mobilizou maior capacidade de carga, totalizando 30 análises.

Tabela 4.8 – Estacas analisadas pelo método CAPWAP.

Estaca	1° Etapa de Ensaios	2° Etapa de Ensaios	3° Etapa de Ensaios	4° Etapa de Ensaios	5° Etapa de Ensaios
P2-E8	X		X		X
P3-E11		X			
P4-E15				X	X
P4-E21		X			
P5-E20					X
P5-E28	X		X		
P9-E35		X	X		
P11-E48		X			
P17-E106	X		X		X
P19-E86		X	X		
P26-E164			X	X	X
P31-E200	X		X		
P33-E152		X			
P34-E217	X	X			
P37-E236					X
P39-E185		X	X		
P46-E293	X				

O modelo divide a estaca em vários elementos, conforme descrito no Item 2.4.5.3, e calcula o esforço atuante em cada um deles. Como resultado é possível discretizar o esforço de compressão (Força Normal) atuante ao longo de todo o comprimento da estaca, ou seja, o Diagrama de Esforço Normal, assim como o Atrito Local, que corresponde ao esforço de atrito atuante em cada elemento da estaca. Na Figura 4.21, que mostra o resultado da estaca P34-E217 na primeira Etapa de ECD, é possível observar que até a profundidade de 15,0 m o

desenvolvimento do Atrito Lateral é quase nulo, consequentemente o esforço normal atuante na estaca praticamente não varia. O baixo atrito é devido a pequena resistência do solo arenoso ($N_{SPT} \leq 2$) neste trecho. Logo após esta camada há um ganho de resistência observado nas sondagens (argila siltosa de consistência dura) e que foi conformado nos resultados da análise CAPWAP. Resultados semelhantes foram obtidos nas demais estacas. (Apêndice B)

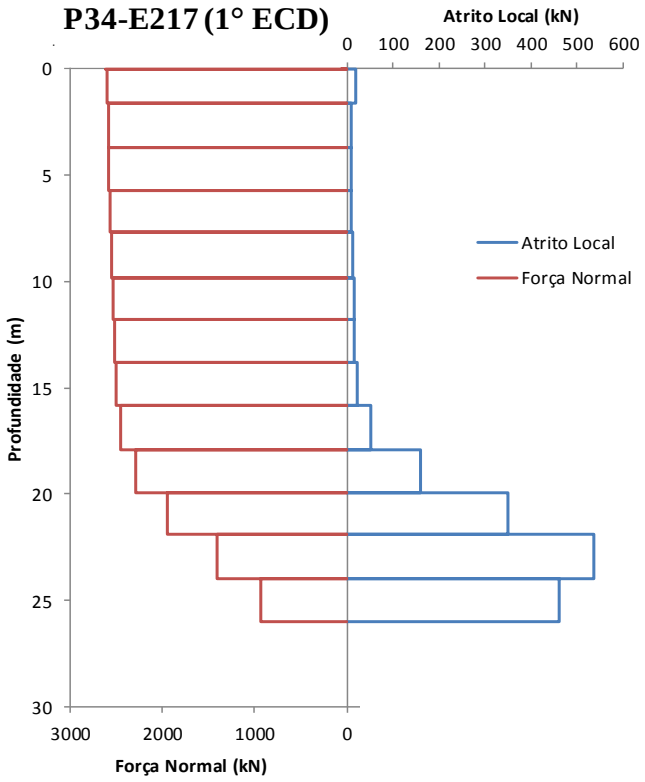


Figura 4.21 – Diagrama de Esforço Normal e Atrito Local – P34-E217 (1° ECD)

Nas estacas em que foram realizadas repetições de ensaios foi possível avaliar a variação da distribuição do atrito lateral em diferentes datas. Observa-se, por exemplo, na Figura 4.22 que mostra a distribuição do atrito lateral local para a estaca P17-E106, uma tendência de aumento no atrito lateral até a profundidade de aproximadamente 20,0 m e uma redução do mesmo logo abaixo deste mesmo ponto. O mesmo fenômeno aconteceu na maioria das estacas (Apêndice C) em diferentes profundidades e de forma mais acentuada nas estacas que foram ensaiadas com bate-estaca tradicional de queda livre, ou seja, na quinta Etapa Ensaio de Carregamento Dinâmico. A Figura 4.23 mostra uma comparação análoga à anterior, mas realizada com os resultados do programa CAPWAP entre a primeira e terceira Etapa de ECD, realizadas apenas com martelo tipo hidráulico, e confirma o aumente do atrito até a profundidade de 20,0 metros.

Nas estacas P19-E86 e P39-E185, não ocorreu o mesmo, na verdade houve pouca variação do atrito (Figura 4.24).

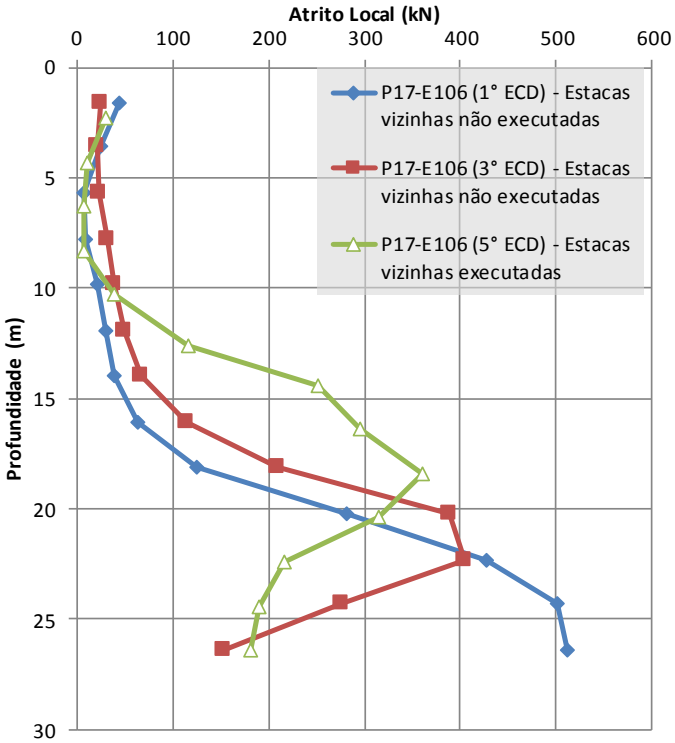


Figura 4.22 – Distribuição do Atrito Lateral no fuste da estaca P17-E106 em diferentes ECD.

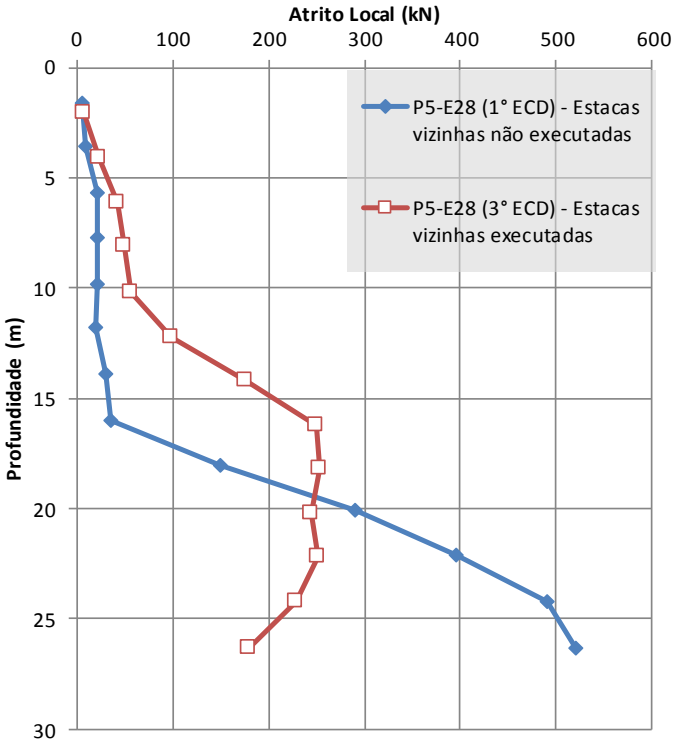


Figura 4.23 – Distribuição do Atrito Lateral no fuste da estaca P5-E28 em diferentes ECD.

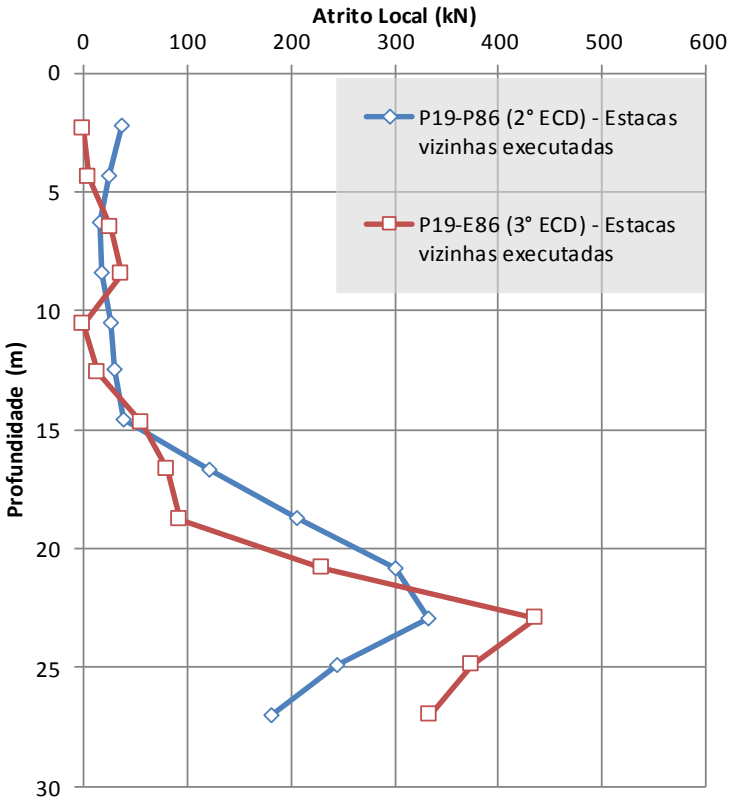


Figura 4.24 – Distribuição do Atrito Lateral no fuste da estaca P19-E86 em diferentes ECD.

Um fator que influencia a distribuição do atrito lateral ao longo do fuste das estacas estudadas é a cravação de estacas vizinhas. Na primeira Etapa de ECD, todas as estacas foram ensaiadas praticamente isoladas, ou seja, sem grandes interferências do processo de cravação de estacas vizinhas (distância entre estacas executadas acima que 5,0 m). Da segunda Etapa de ECD em diante todas as estacas ensaiadas sofreram maior influência da cravação de estacas vizinhas do mesmo bloco de coroamento (espaçamento de 1,0 m ou 1,5 m entre estacas executadas), exceto a estaca P34-E217 (ensaiada em todas as estacas sem estacas executadas do mesmo bloco) e a estaca P17-E106 que só teve influência das estacas do mesmo bloco executadas na quinta Etapa de ECD. Os blocos de estaca correspondentes às estacas modeladas pelo método programa CAPWAP foram de cinco estacas e sete estacas (Figura 4.25 e Tabela 4.9).

Pode-se então concluir pela análise CAPWAP, que a cravação de estacas vizinhas influenciou na distribuição do atrito lateral ao longo do fuste da estaca. Comparando a Figura 4.23 com a Figura 4.24, a primeira figura indica um maior ganho de capacidade de carga no trecho até os 20,0 m em relação à segunda, que nesta última ainda não havia sido executadas as estaca do mesmo bloco de coroamento.

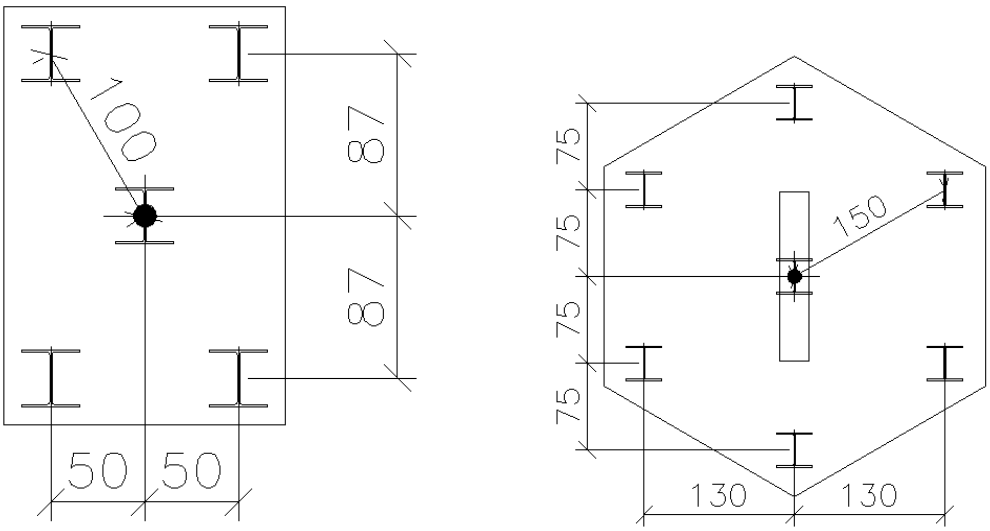


Figura 4.25 – Esquema do Espaçamento Entre os Blocos de cinco e sete Estacas

Tabela 4.9 – Características dos Blocos de Coroamento das Estacas Analisadas Pelo Programa CAPWAP.

Estaca	Total de Estacas no Bloco	Posição da Estaca Ensaiada no Bloco	Etapas de ECD com Blocos Não Concluídos	Etapas de ECD com Blocos Concluídos
P2-E8	5	Centro	1°	3° e 5°
P4-E15	5	Canto	-	4° e 5°
P5-E28	5	Centro	1°	3°
P9-E35	5	Canto	-	2° e 3°
P17-E106	7	Centro	1° e 3°	5°
P19-E86	5	Canto	-	2° e 3°
P26-E164	5	Centro	-	3°, 4° e 5°
P31-E200	7	Centro	1°	3°
P34-E217	7	Centro	1° e 2°	-
P39-E185	5	Canto	-	2° e 3°

A variação do atrito lateral não se deu apenas por influência da cravação das estacas vizinhas, mas também em função do nível de energia aplicada à estaca durante os ensaios. Esta influência pode ser vista na Figura 4.16, em que o atrito lateral desenvolvido aproximadamente entre as profundidades de 10,0 m a 20,0 m na estaca P4-E15 foi maior na quinta Etapa de ECD, Etapa esta que foi realizada com martelo tradicional de queda livre e maior energia aplicada à estaca, apesar de ambas serem executadas com todas as estacas vizinhas já cravadas e a esta.

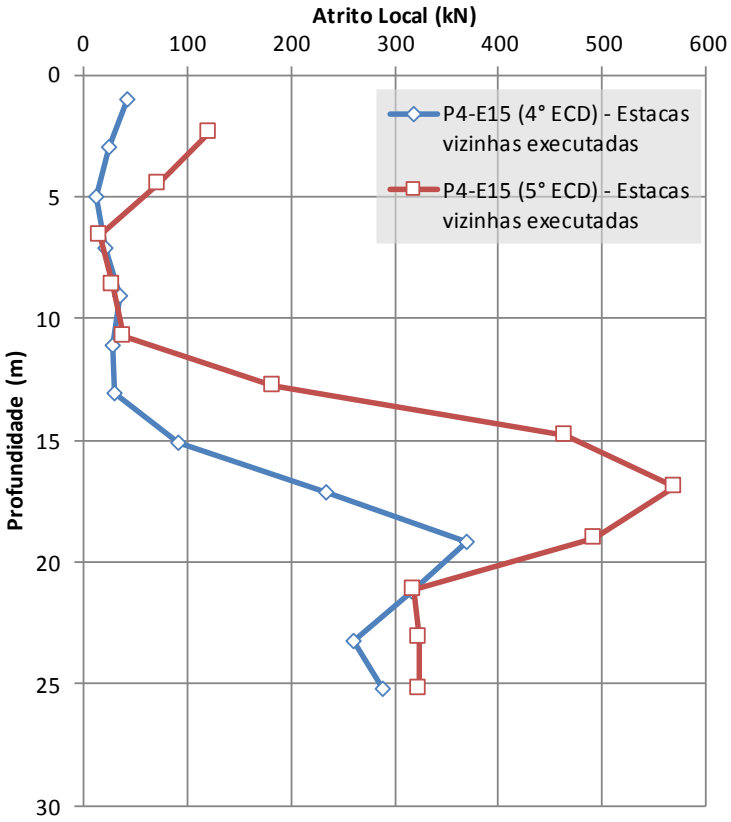


Figura 4.26 – Distribuição do Atrito Lateral no fuste da estaca P4-E15 em diferentes ECD.

Conclui-se que a distribuição do atrito lateral medida pelo programa CAPWAP seguiu a mesma tendência de resistência medida pelo N_{SPT} nas sondagens a percussão e que a distribuição do atrito lateral foi influenciada pela cravação das estacas vizinhas, ocasionando nestes casos um aumento do atrito até certa profundidade. Tendo em vista a variação da eficiência durante as Etapas, observou-se que a depender da energia transmitida à estaca também houve mudança na curva de distribuição do atrito lateral ao longo do fuste da estaca.

4.2.2.2 Comparação dos Resultados Obtidos Pelos Métodos CAPWAP e Semiempíricos.

Os métodos semiempíricos de A/V (Aoki e Velloso, 1975), D/Q (Décourt e Quaresma, 1978, 1982) e TX (Teixeira, 1996), estimativa da capacidade de carga em duas parcelas, atrito lateral e parcela de ponta, permitindo assim uma comparação de cada uma destas parcelas com os resultados da análise CAPWAP.

As comparações foram realizadas com os resultados, para cada Etapa de Ensaio de Carregamento Dinâmico (ECD), pelo programa CAPWAP com os resultados dos métodos semiempíricos apresentados no Item 4.1. Em relação ao atrito lateral, o método que mais se

aproximou dos resultados da análise CAPWAP foi A/V, seguido por D/Q e o mais conservador por fim foi TX (Figura 4.27 e Figura 4.28). De maneira geral, praticamente todos os métodos semiempíricos estimaram valores inferiores ao obtidos na análise CAPWAP nas cinco Etapas de ECD, exceto A/V que nas estacas P34-E217 (2° Etapa de ECD), P5-E28 e P17-E106 (estas duas últimas na 3° Etapa de ECD) apresentam valores de atrito lateral ligeiramente superior. As comparações para as demais Etapas de ECD se encontram no Apêndice D.

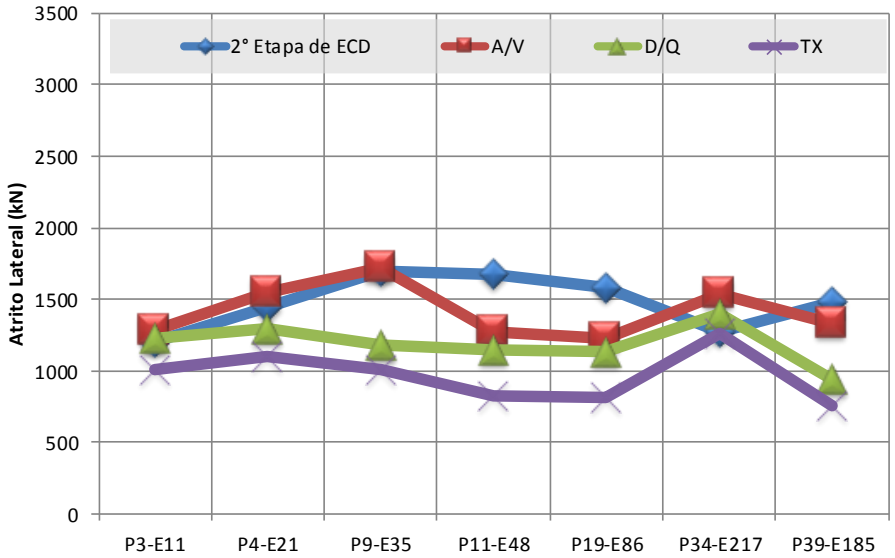


Figura 4.27 – Comparação dos resultados de atrito lateral entre métodos semiempíricos e CAPWAP na segunda Etapa de ECD.

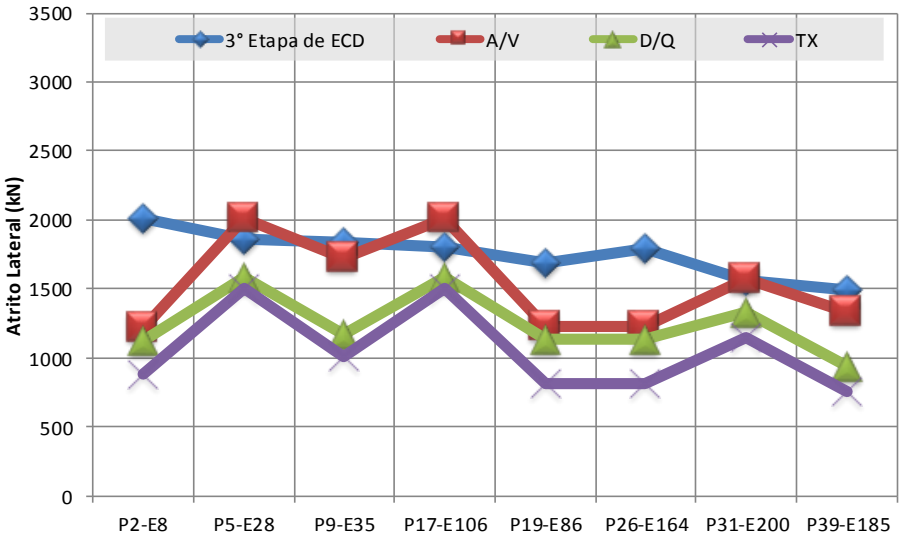


Figura 4.28 – Comparação dos resultados de atrito lateral entre métodos semiempíricos e CAPWAP na terceira Etapa de ECD.

Comparando os valores da parcela de ponta dos métodos semiempíricos com a análise CAPWAP, foi possível observar que os métodos A/V e TX apresentaram resultados conservadores na maioria das estacas, exceto nas estacas P46-E293 (Figura 4.29) e P4-E15

(Figura 4.30). Considerando as cinco Etapas, não houve uma indicação em relação ao método que estimou maior ou menor valor de parcela de ponta da capacidade de carga. No Apêndice D são mostrados os resultados para as demais Etapas de ECD.

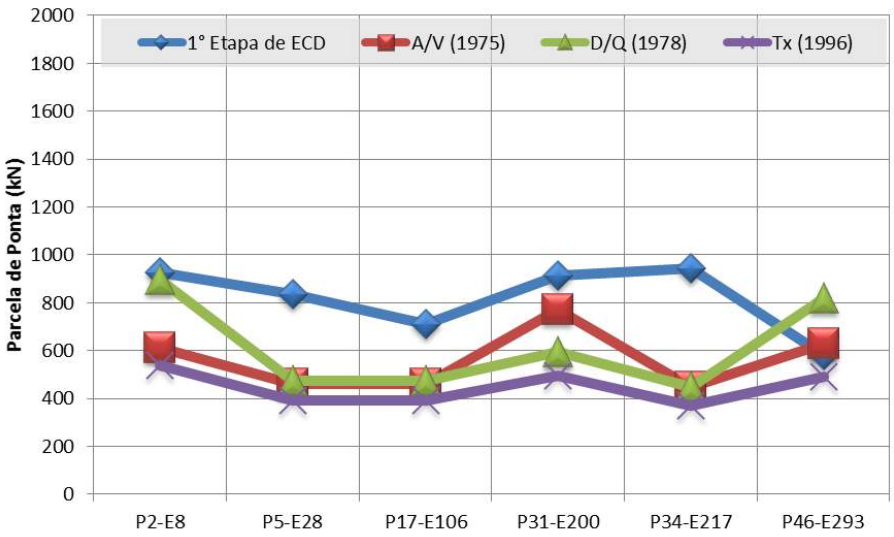


Figura 4.29 – Comparação dos resultados da parcela de ponta da capacidade de carga entre métodos semiempíricos e CAPWAP na primeira Etapa de ECD.

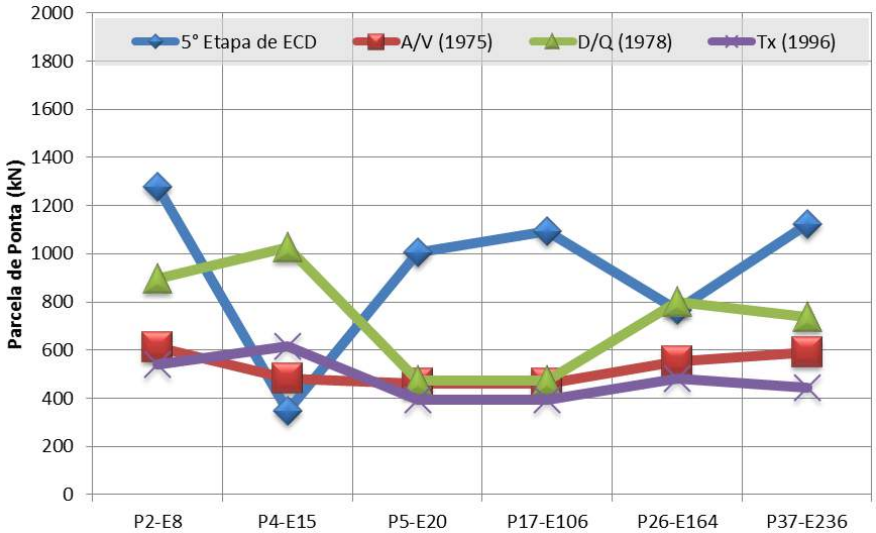


Figura 4.30 – Comparação dos resultados da parcela de ponta da capacidade de carga entre métodos semiempíricos e CAPWAP na quinta Etapa de ECD.

Nas Figura 4.31, Figura 4.32 e Figura 4.33 são comparados os valores de atrito lateral e parcela de ponta da capacidade de carga para os métodos de A/V, D/Q e TX respectivamente, com a análise CAPWAP, contendo o ajuste linear, sua linha de tendência e o coeficiente de Correlação (R^2). No caso da parcela de atrito lateral, o método de A/V obteve maior proximidade com o eixo de simetria, em relação à parcela de ponta da capacidade de carga, os métodos em estudos não estimaram valores próximos ao eixo de simetria, mas sim conservadores, como concluído

no parágrafo anterior. O Coeficiente de Correlação, próximo de zero, indica a baixa correlação para todos os casos. D/Q superestimou em muitos casos a parcela de ponta.

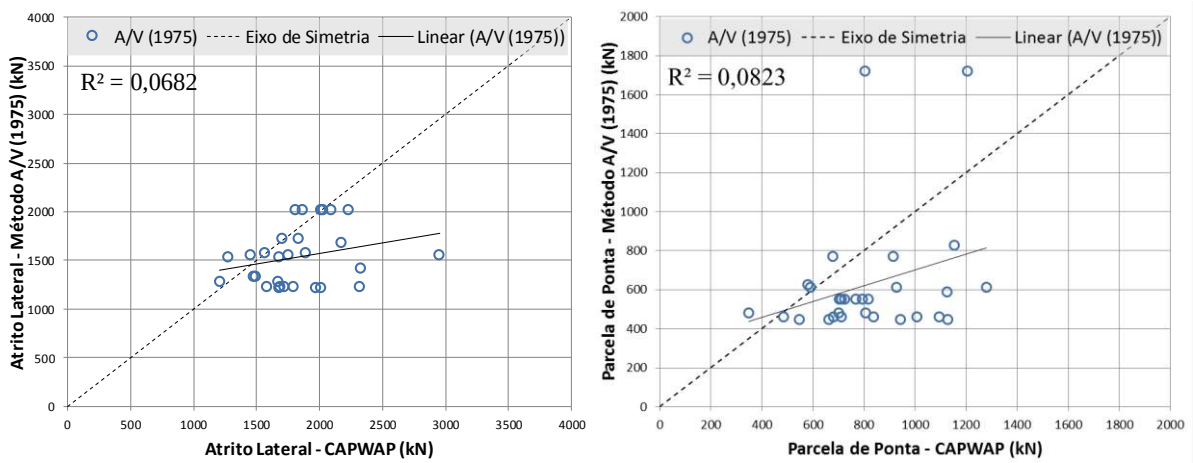


Figura 4.31 – Comparação do atrito lateral e parcela de ponta estimados pelo método de Aoki e Velloso (1975) e pelo programa CAPWAP nas cinco Etapas de ECD.

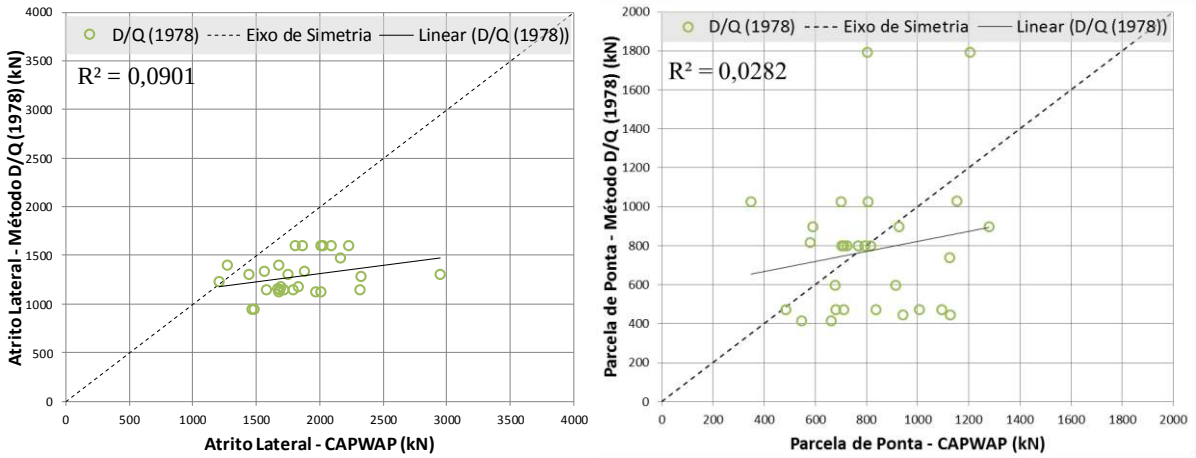


Figura 4.32 – Comparação do atrito lateral e parcela de ponta estimados pelo método de Décourt e Quaresma (1978, 1982) e pelo programa CAPWAP nas Etapas de ECD.

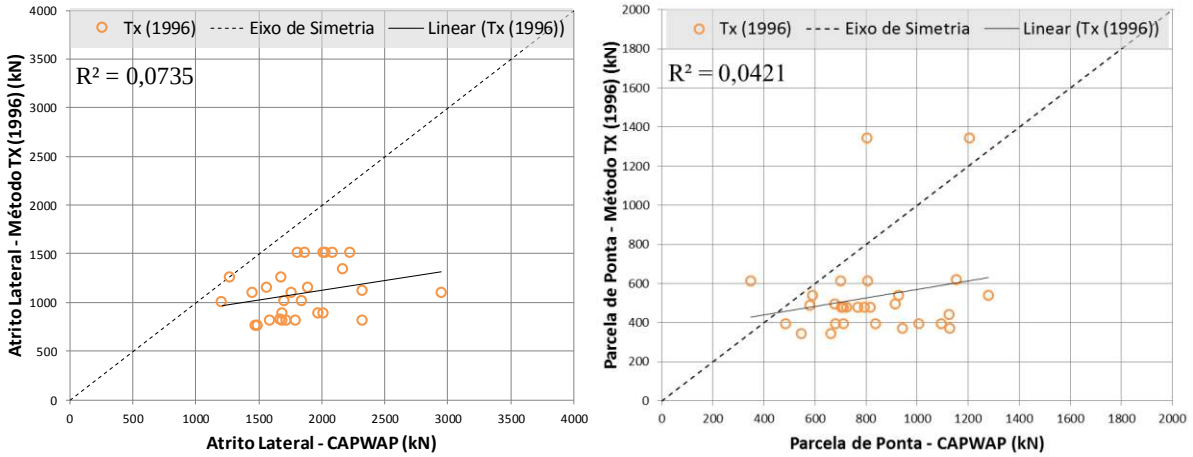


Figura 4.33 – Comparação do atrito lateral e parcela de ponta estimados pelo método de Teixeira (1996) e pelo programa CAPWAP nas Etapas de ECD.

Foi realizada uma segunda análise, considerando 50% da área plena do perfil metálico para o cálculo da parcela de ponta da capacidade de carga pelos métodos semiempíricos (Figura 4.34), diferente da análise anterior em que foi considerada uma área de ponta correspondente a 100%. A utilização de 50% a área plena leva a resultados mais conservadores, principalmente considerando o método Décourt e Quaresma (1978, 1982), que superestimou em várias estacas o valor da parcela de ponta, quando se fez o uso da área plena do perfil metálico conforme Figura 4.32.

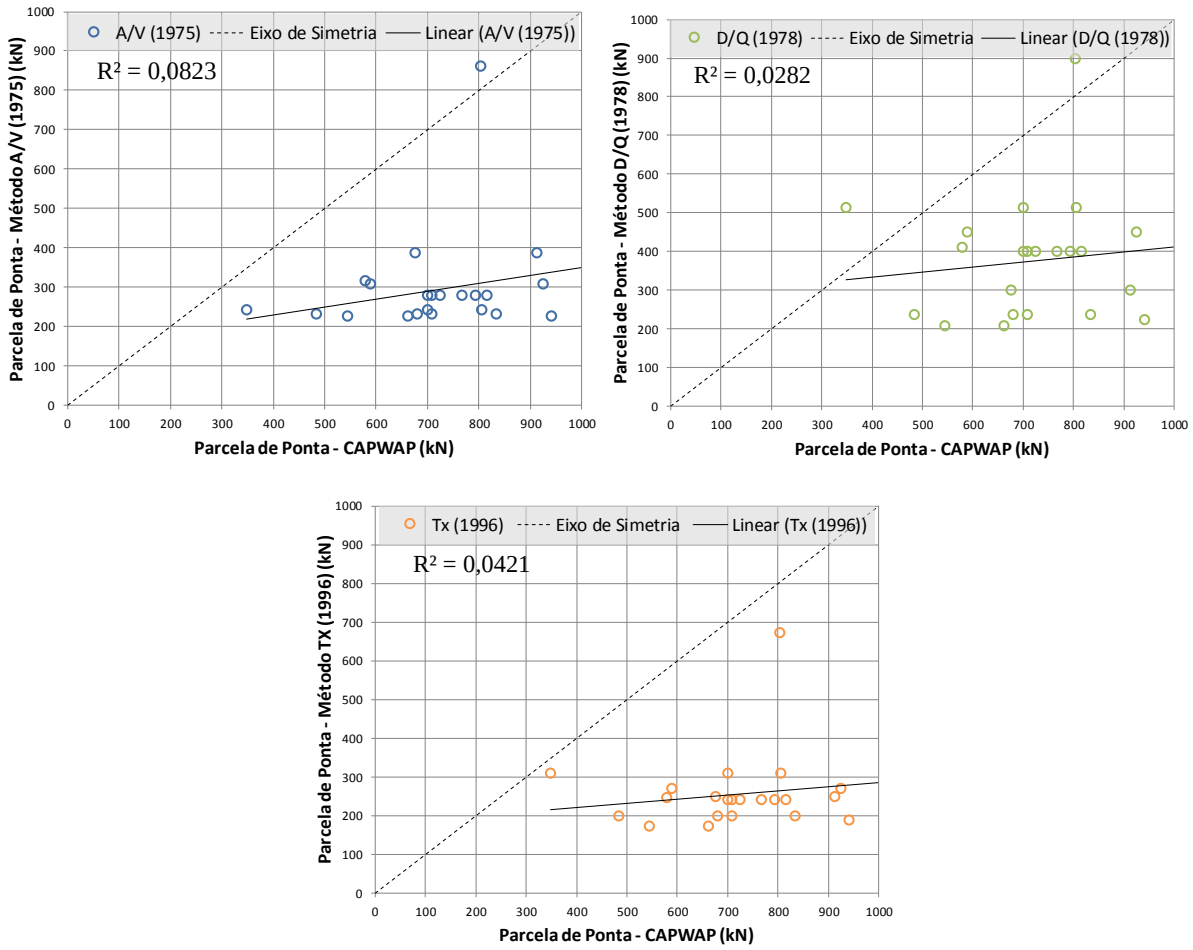


Figura 4.34 – Comparação da parcela de ponta estimados pelos métodos semiempíricos (considerando 50% da área plena) e pelo programa CAPWAP nas Etapas de ECD.

Com base nos resultados do programa CAPWAP, os métodos semiempíricos estudados são mais eficientes em estimar o atrito lateral do sistema estaca solo e conservadores na determinação da parcela de ponta da capacidade de carga, quando considerado 50% da área plena do perfil metálico. A utilização da área cheia para estima a parcela de ponta da capacidade de carga pelos métodos semiempíricos de A/V e D/Q pode levar a valores de contra a segurança.

4.2.2.3 Simulação de Prova de Carga Estática pelo CAPWAP.

O programa CAPWAP permite a simulação da curva carga-recalque desprezando a parcela de amortecimento dinâmico, ou seja, uma análise estática para cada golpe do ensaio. As simulações foram realizadas apenas para o golpe que mobilizou maior carga, como já mencionado anteriormente, mas nas estacas que foram ensaiadas em diferentes datas, foi possível avaliar o comportamento ao longo do tempo.

Em praticamente todas as estacas, observa-se que houve um ganho de desempenho do ponto de vista de capacidade de carga ou de recalque. Um fato importante que deve ser levado em consideração é que apenas na quinta Etapa de ECD foi possível mobilizar toda capacidade de carga do sistema estaca-solo, e nas demais Etapas houve maior ou menor influência deste fator (Item 4.2.1.2). Na estaca P2-E8 (Figura 4.35), por exemplo, a terceira Etapa de ECD apesar de ter mobilizado menor capacidade (2603 kN) de carga em relação à primeira (2898 kN), obteve menor deslocamento para a mesma carga. O formato da curva carga-recalque da terceira Etapa de ECD para a mesma estaca também não caracteriza a ruptura nítida, fato este que vem comprovar que não foi mobilizada toda capacidade de carga, diferente da primeira e quinta Etapa.

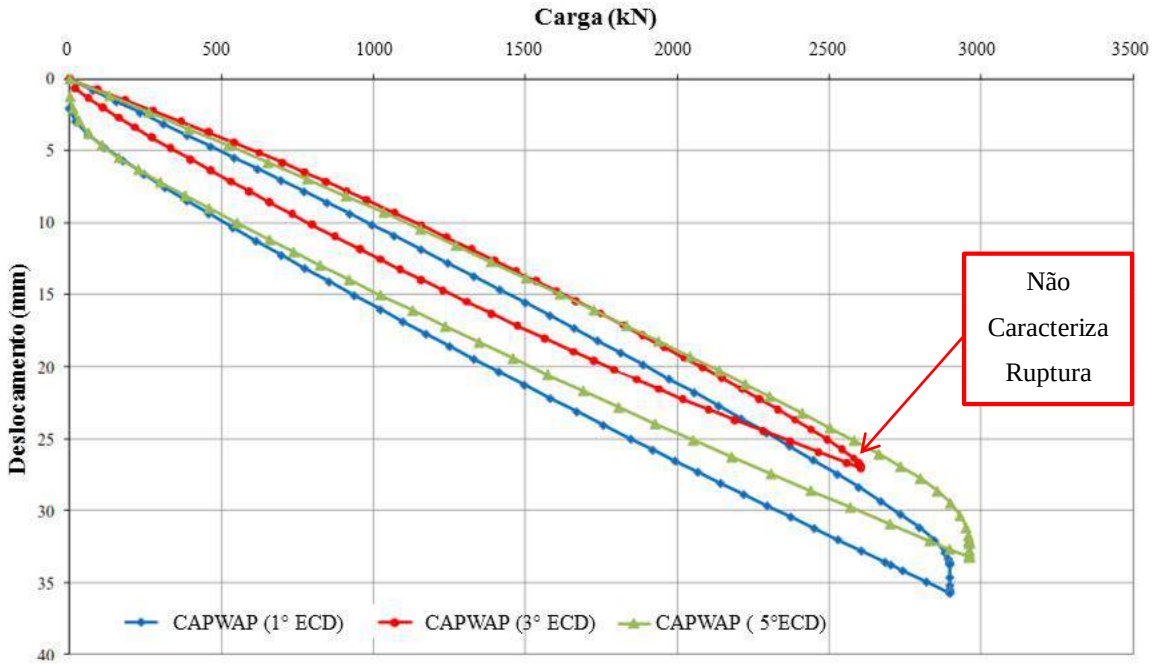


Figura 4.35 – Simulação estática da curva carga-recalque pelo programa CAPWAP da estaca P2-E08.

As estacas P26-E164 e P34-E217 não apresentaram o mesmo comportamento do ponto de vista de desempenho, citado no parágrafo anterior. Na Figura 4.36, onde são mostradas as curvas de

carga-recalque da estaca P26-E164, observa-se que a terceira Etapa de ECD apresentou menor recalque que a quarta para o mesmo nível de carga mobilizada. Mas do ponto de vista da carga mobilizada, a forma da curva carga-recalque para a quarta Etapa de ECD mostra que não foi caracterizada a ruptura, ou seja, é possível que para maiores energias transmitidas à estaca, ocorresse uma maior mobilização de carga em relação à terceira Etapa, contudo, com maiores recalques.

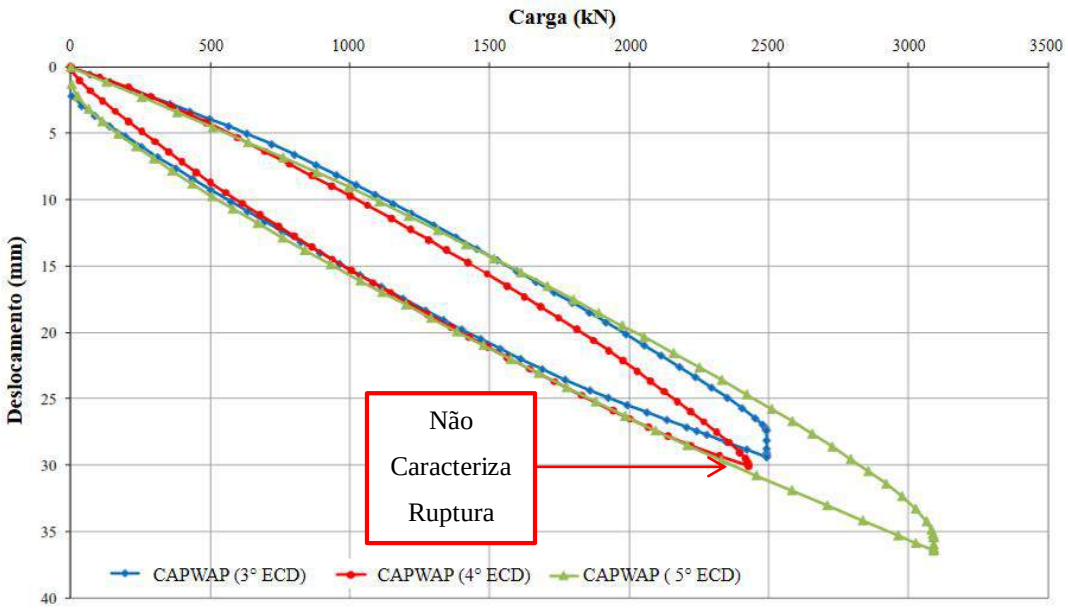


Figura 4.36 – Simulação estática da curva carga-recalque pelo programa CAPWAP da estaca P26-E164

As simulações estáticas da curva carga-recalque para as demais estacas que foram avaliadas pelo programa CAPWAP se encontram no Apêndice E.

4.3 CARGA DE RUPTURA OBTIDA PELAS FÓRMULAS DINÂMICAS – “NEGA”.

As estimativas da carga de ruptura por meio das medições de nega foram realizadas com base nos dados obtidos no final da cravação. No caso dos dados obtidos durante a execução dos Ensaios de Carregamento Dinâmico, optou-se pela utilização apenas dos repiques, pois o procedimento utilizado na execução do ensaio, golpes de energia crescente, dificulta a medição da nega, que geralmente é obtida para uma série de 10 golpes de uma altura de queda preestabelecida e no caso do ECD seria obtida apenas para um golpe de determinada altura.

Fato este que torna a medição muito imprecisa, levando muitas vezes a supor que o valor da nega é nulo (exemplo na Figura 4.37).

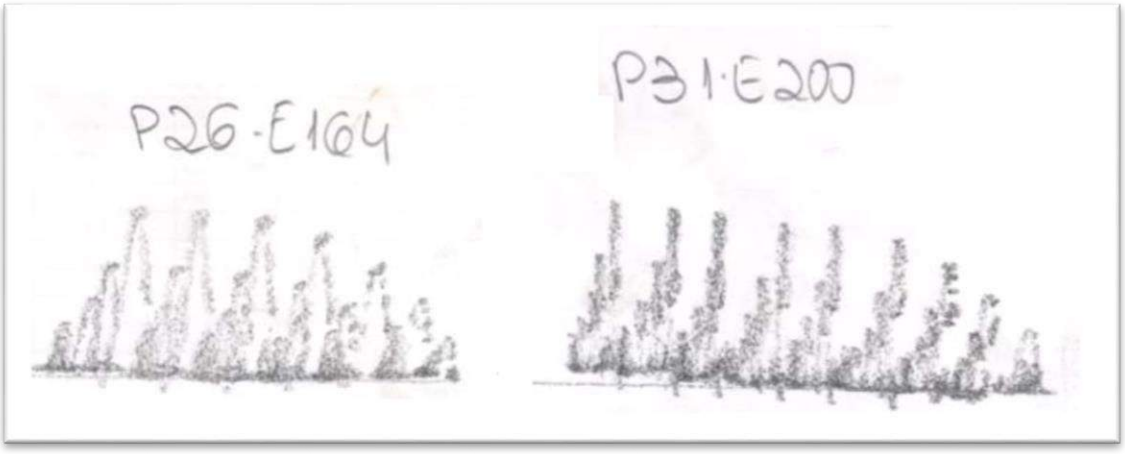


Figura 4.37 – Ficha campo com medições de nega e repique durante a execução do ECD.

Os valores de nega obtidos no final da cravação apresentam uma grande variação, apesar da relativa homogeneidade dos comprimentos das estacas que se encontram entre 25,0 m e 27,0 m (Figura 4.38). As fórmulas dinâmicas utilizadas para calcular a carga mobilizada foram: Brix e Holandeses.

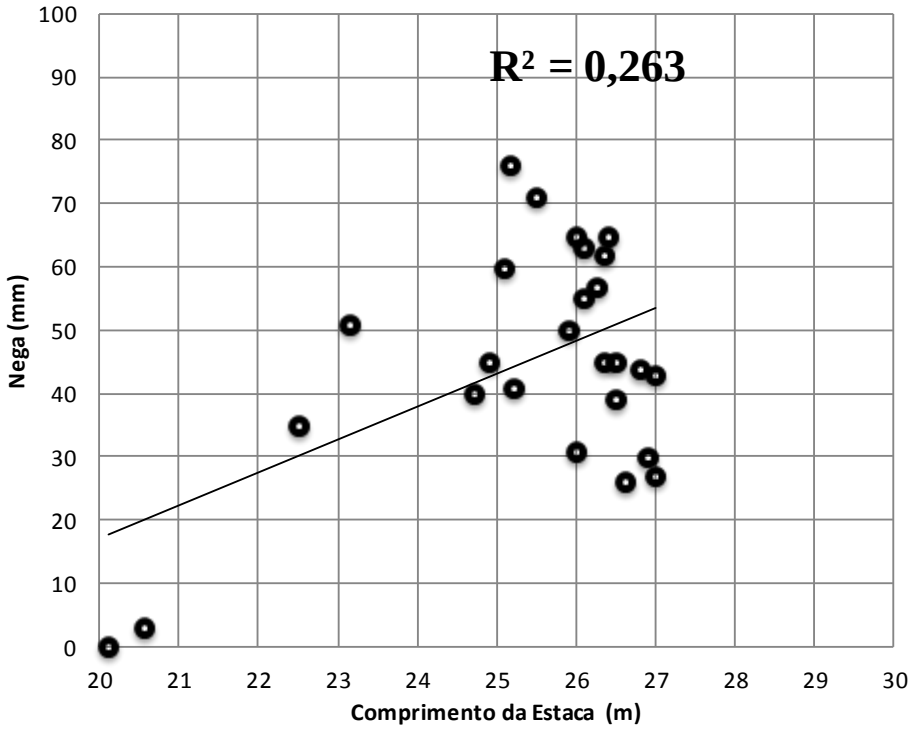


Figura 4.38 – Correlação entre a nega e o comprimento cravado das estacas.

Para estimar a carga admissível pela fórmula de Brix utilizou-se fator de segurança igual a 5, e para a fórmula dos Holandeses igual a 6, por sugestão dos respectivos autores. A Figura 4.39 mostra em síntese os resultados obtidos, onde as estacas P33-E152 e P39-E185 não foram plotados no gráfico, pois levam a valores extremamente elevados. A estaca P33-E152 (nega medida igual a 3,0 mm) apresentou valores de 6167 kN e 12581 kN pelas fórmulas de Brix e Holandeses respectivamente, já a estaca P39-E185 o valor "infinito" (nega igual a 0,0 mm). São apresentados ainda na Figura 4.39, os resultados de carga admissível obtidos Ensaio de Carregamento Dinâmico (admitindo fator de segurança igual a dois, ou seja, RMX/2) e considerando a Etapa de ECD mais próxima à cravação da estaca.

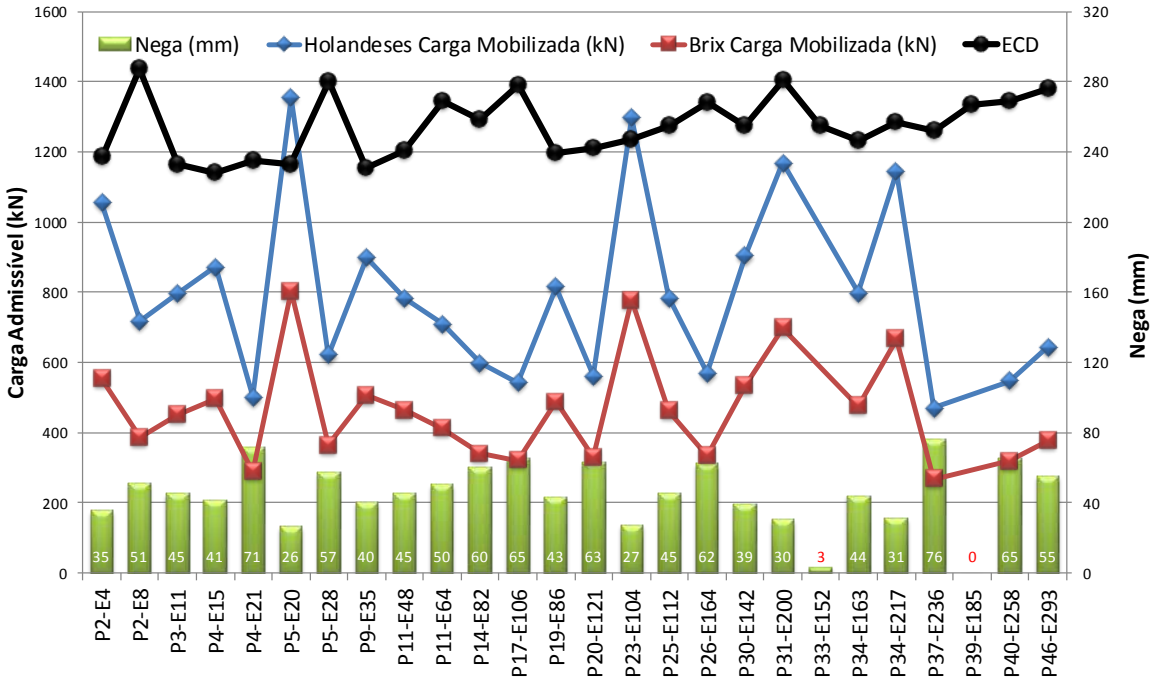


Figura 4.39- Resultados de carga mobilizada pelas fórmulas de Brix e Holandeses.

A fórmula dos Holandeses estimou para as estacas P5-E20 e P23-E164, valores de carga admissível acima do ECD considerado, para as nas demais as fórmulas de Brix e Holandeses mostraram-se conservadoras.

Quando comparados os resultados das Fórmulas Dinâmicas tomando por base o RMX do CASE, comparação esta pela fração tomando no numerador os resultados de Brix ou Holandeses e no denominador RMX (CASE), observa-se que além de conservadores as Fórmulas Dinâmicas apresentaram baixo Coeficiente de Correlação (R^2) Desvio Padrão alto (Tabela 4.10 e Figura 4.40).

Tabela 4.10 – Análise Estatística dos Resultados das Fórmulas Dinâmicas e CASE

Parâmetro	Métodos Relacionados	
	$\frac{BRIX}{RMX\,(CASE)/2}$	$\frac{HOLANDESES}{RMX\,(CASE)/2}$
Valor Médio	0,368	0,635
Valor Mínimo	0,213	0,374
Valor Máximo	0,688	1,162
Desvio Padrão	0,126	0,213

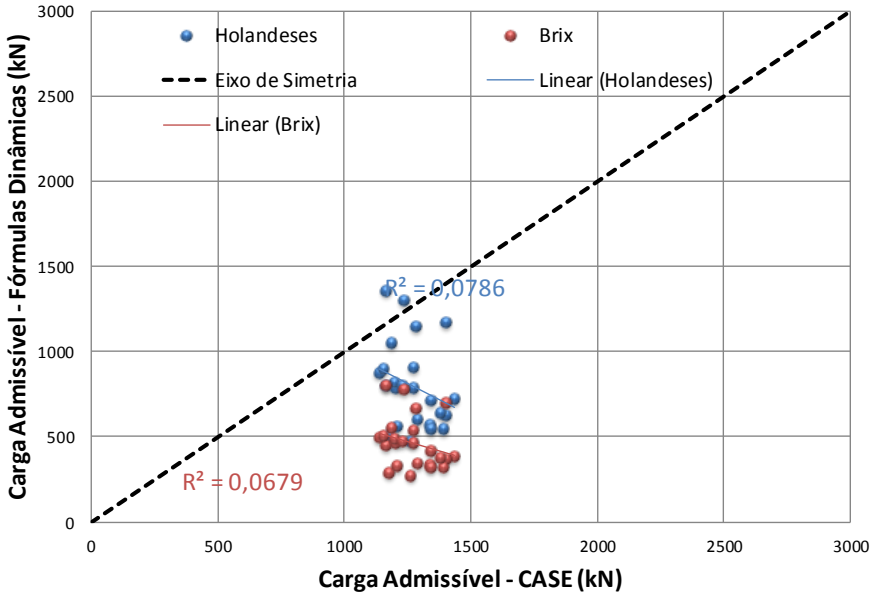


Figura 4.40 – Comparação entre os Resultados das Fórmulas Dinâmicas e Método CASE

Apesar da simplicidade na aplicação das fórmulas de Brix e Holandeses, estas não apresentaram boa correlação quando comparados os resultados de carga admissível com base no RMX. Os dados mostram ainda que a utilização da nega como critério de controle de capacidade de carga pode levar a comprimentos cravados acima do necessário, já que houve grande conservadorismo na estimativa da carga admissível.

4.4 CARGA DE RUPTURA ESTIMADA PELO REPIQUE ELÁSTICO.

A estimativa da carga mobilizada considerando o repique elástico foi realizada com os dados obtidos no final da cravação e durante a execução dos Ensaios de Carregamento Dinâmico (ECD) pelas fórmulas de Velloso (1987), Uto et al (1985) e Rosa (2000).

4.4.1 Resultados obtidos no final da cravação

A primeira análise foi realizada com base nos resultados de repique obtidos no final da cravação das estacas. Para a fórmula de Velloso (1987) admitiu-se o valor de 2,5 mm para o C_3 e 0,7 para o parâmetro δ, como sugere o autor. Para o cálculo do $\overline{N_{SPT}}$ necessário à fórmula de Uto et al (1985), foi utilizada a sondagem mais próxima de cada estaca, ou seja, a mesma utilizada na estimativa da capacidade de carga pelos métodos semiempíricos. No método de Rosa (2000) por fim, o parâmetro μ utilizado foi de 0,7, que o autor indica para siltes e argilas.

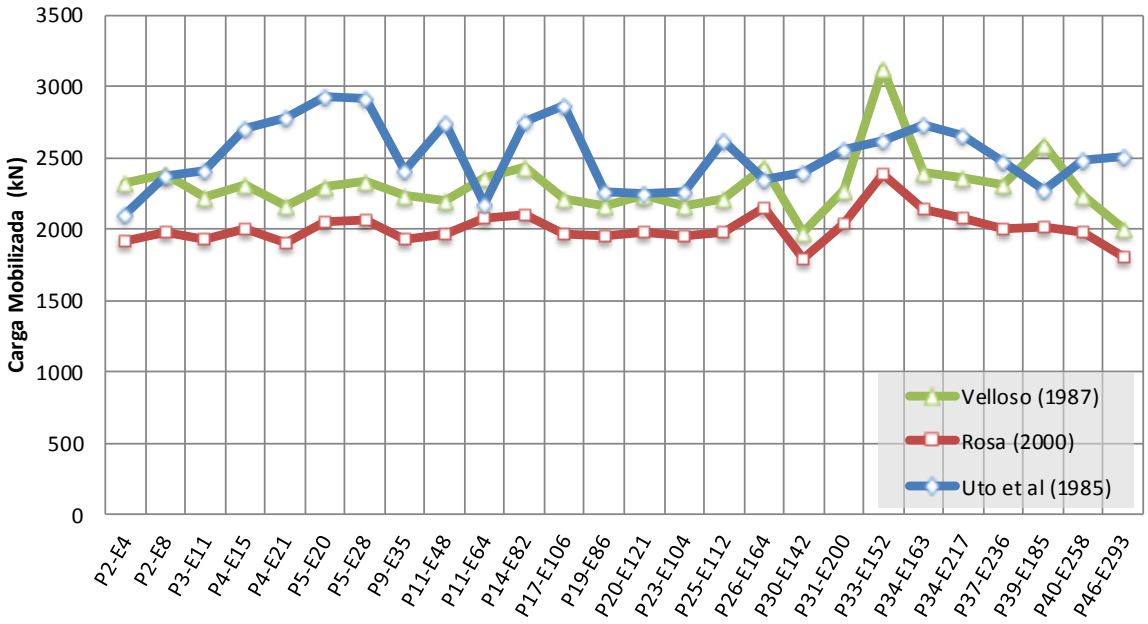


Figura 4.41 – Carga mobilizada pelo repique elástico medido no final da cravação.

A Figura 4.41 mostra que a fórmula de Uto et al (1985) geralmente estima os maiores valores de carga de ruptura, a de Velloso (1987) valores intermediários e Rosa (2000) os menores valores.

Comparando os três métodos dois a dois, por meio de ajuste linear na Figura 4.42, Figura 4.43 e Figura 4.44 é muito clara a boa correlação que existe entre os métodos de Velloso (1987) e Rosa (2000) (Figura 4.42), além de uma boa proximidade dos pontos em relação ao eixo de simetria ilustrado pela reta tracejada da mesma figura. O método de Uto et al (1985) comparado ao os demais, acarreta numa maior distanciamento dos pontos em relação ao eixo de simetria e o valor do Coeficiente de Correlação (R^2) foi próximo de zero (Figura 4.43 e Figura 4.44). O fator que pode ser responsável pela baixa correlação dos resultados pela fórmula de Uto et al

(1985) com as demais fórmulas é a inclusão do N_{SPT} médio na formulação e a nega, que não é utilizado nos outros métodos.

Foi realizada uma comparação da carga mobilizada obtida pelas fórmulas de Velloso (1987), Uto et al (1985) e Rosa (2000) com os resultados de método CASE considerando o ECD mais próximo à execução da estaca (Figura 4.45). O métodos de Rosa (2000) foi de fato o mais conservador, seguido de Velloso (1987) que apenas na estaca P33-E152 estimou a capacidade de carga acima da obtida pelo método CASE, a fórmula de Uto et al (1985) em diversas estacas levou a valores de capacidade de carga superior aos obtidos nos ECD.

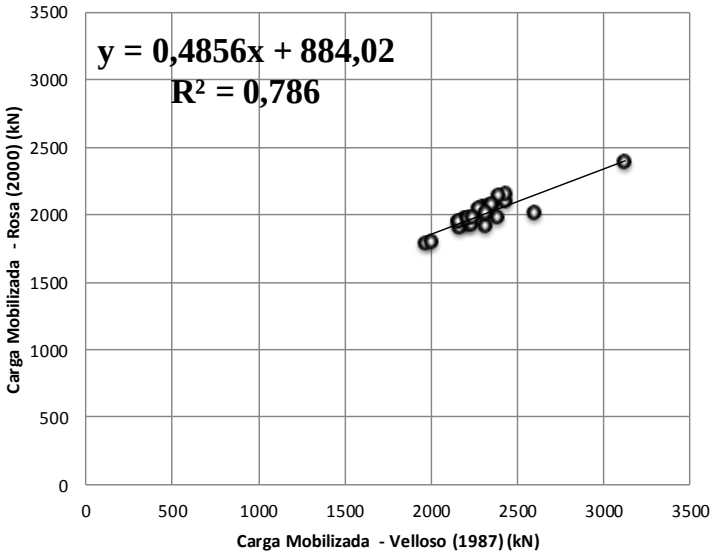


Figura 4.42 – Comparação entre os métodos de Velloso (1987) e Rosa (2000), com base nos repiques obtidos no final da cravação da estacas.

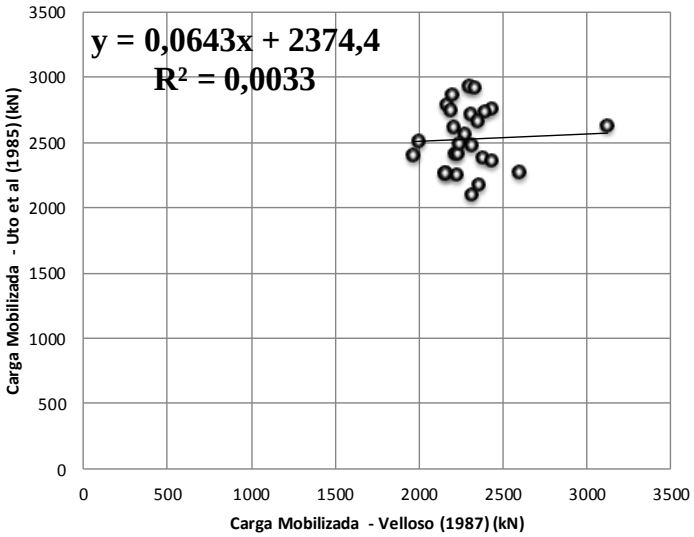


Figura 4.43 – Comparação entre os métodos de Velloso (1987) e Uto et al (1985), com base nos repiques obtidos no final da cravação da estacas.

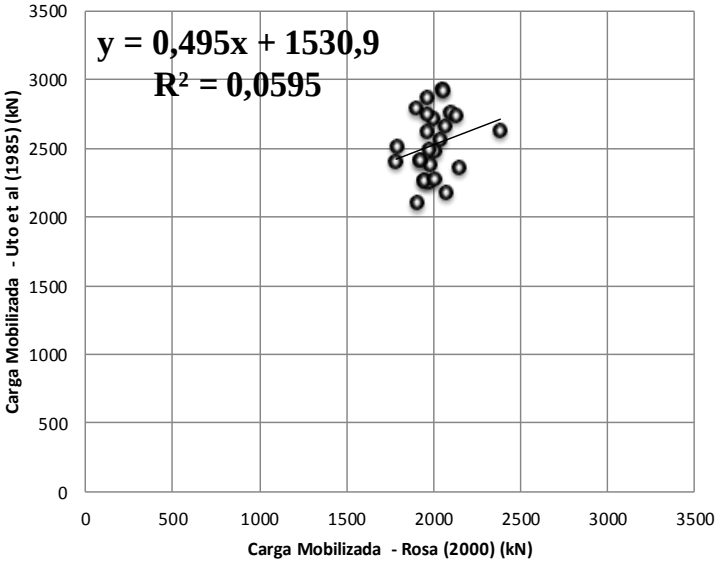


Figura 4.44 – Comparação entre os métodos de Velloso (1987) e Uto et al (1985), com base nos repiques obtidos no final da cravação da estacas.

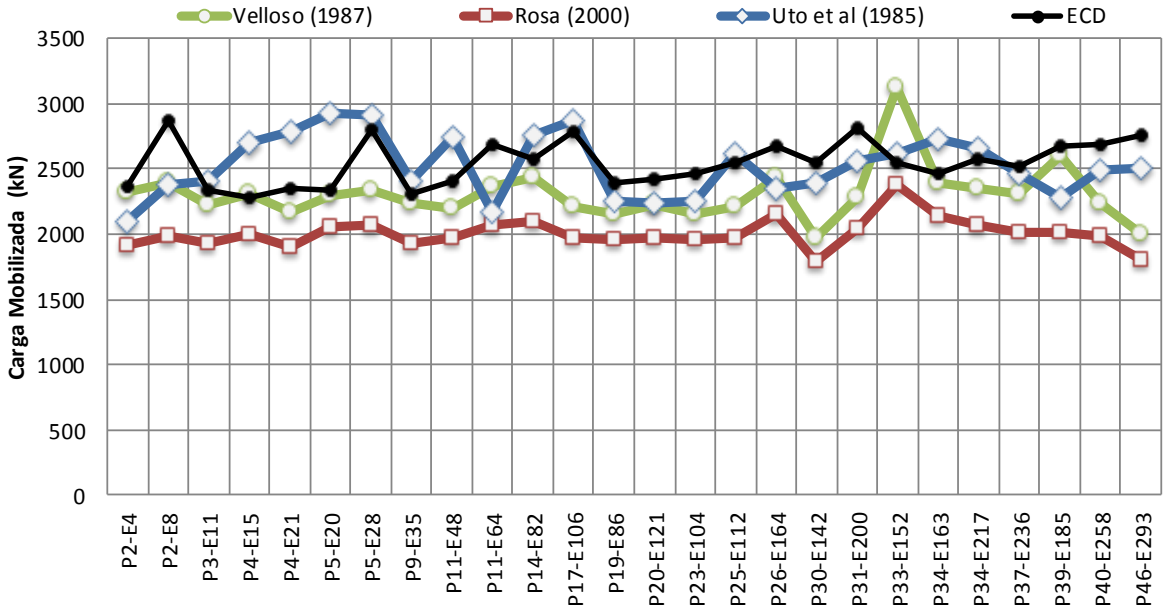


Figura 4.45 – Comparação entre as estimativas de carga mobilizada obtidas com base no repique elástico (Velloso (1987), Uto et al (1985) e Rosa (2000)) e RMX do método CASE obtidos no ECD.

4.4.2 Resultados obtidos durante os Ensaios de Carregamento Dinâmico.

4.4.2.1 Análise Qualitativa dos Resultados.

Os parâmetros utilizados nestas análises foram os mesmos citados no Item 4.4.1, exceto os valores do repique elástico, que foram medidos em cada ensaio. Também foram utilizadas as

mesmas fórmulas, mas que agora podem ser comparadas com os resultados do método CASE, obtidos no mesmo instante, sem a interferência do efeito “Set Up” (Figura 4.46 a Figura 4.50).

A Figura 4.46 mostra os resultados obtidos na primeira bateria de ensaio de carregamento dinâmico (ECD). Tomando por base o RMX observa-se na Figura 4.46 que a carga estimada pelo método de Rosa (2000) foi conservadora em praticamente todas as estacas ensaiadas, nas estacas P34-E217 e P40-E258 a relação foi quase que exata. Já o método de Velloso (1987) apresenta valores mais próximos dos obtidos no ECD exceto as estacas P11-E64, P26-E164, P34-E217, P40-E258 e P46-E293 que ficaram abaixo ou acima. A formulação de Uto et al (1985) apresentou resultados próximos ao RMX nas estacas P26-E164, P31-E200, P37-E236 e P49-E293.

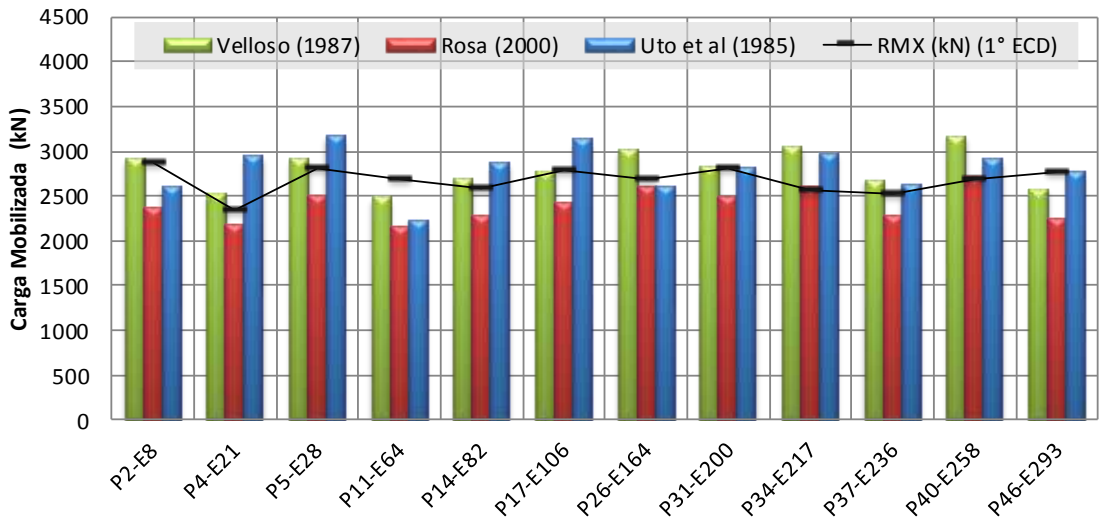


Figura 4.46 – Comparação dos resultados obtidos pelos métodos de Velloso (1987), Uto et al (1985), Rosa (2000) e CASE, obtidos na primeira Etapa de ECD.

Em relação à segunda Etapa de ECD, a carga mobilizada pela fórmula de Velloso (1987), estimou na maioria dos casos valores superiores aos obtidos pelo método CASE (Figura 4.47), principalmente nas estacas P9-E35, P31-E200 e P39-E185. Observa-se nestas últimas três estacas que o comprimento final de cravação foi menor que as demais, 24,70 m, 20,55 m e 20,10 m respectivamente, e nas estacas P31-E200 e P39-E185 o solo de apoio na ponta da estaca apresenta elevada resistência (Item 4.1), portanto, a utilização do método de Velloso (1987) nestas circunstancias pode levar a resultados discrepantes para os parâmetros adotados em relação aos resultados obtidos pelo ECD. A fórmula de Uto et al (1985) não apresentou a mesma peculiaridade da pretérita análise, mostrou-se nesta Etapa de ECD sem muita regularidade, pois estima valores de capacidade de carga por vezes acima ou próximo aos obtidos no método

CASE. A fórmula de Rosa (2000) só estimou valores acima do obtido RMX na estaca P9-E35, nas demais foi sempre aproximadamente igual ou inferior.

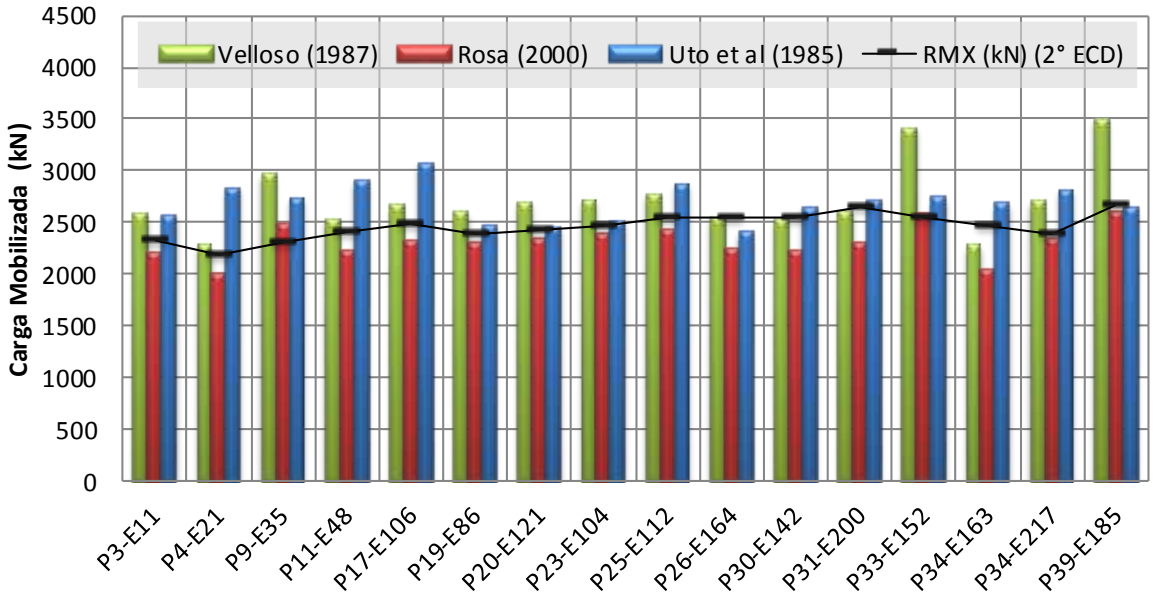


Figura 4.47 – Comparação dos resultados obtidos pelos métodos de Velloso (1987), Uto et al (1985), Rosa (2000) e CASE, obtidos na segunda Etapa de ECD.

Observa-se na Figura 4.48 nas estacas P31-E200 e P39-E185 que os três métodos estimaram valores de carga mobilizada acima e nas estacas P2-E4 e P26-E164 valores abaixo em relação dos obtido pelo método CASE na terceira Etapa de ECD. É interessante observar que a estaca P39-E185, que já havia sido ensaiada na segunda Etapa de ECD (Figura 4.47), apresentou valores de carga mobilizada ainda maiores, pelos três métodos com base no repique elástico e todos acima do RMX. Já o comportamento do ponto de vista de carga mobilizada obtido pelo método CASE foi de caráter inverso, ou seja, enquanto houve um aumento da carga mobilizada pelos métodos com base no repique elástico, houve uma queda do RMX considerando a segunda e terceira Etapa de ECD. Há indícios de que houve um aumento da capacidade de carga devido ao efeito "Set Up", já que houve um intervalo de tempo de 28 dias entre os ensaios.

Finalizando as Etapas realizadas com martelo tipo hidráulico, a Figura 4.49 mostra que a fórmula de Rosa (2000) estimou de forma mais aproximada os valores de carga mobilizada. Já os métodos de Velloso (1987) e Uto et al (1985) geraram valores na maioria dos casos acima dos obtidos pelo método CASE, exceto nas estacas P2-E8 e P26-E164 que pela fórmula de Uto et al (1985) foram obtidos valores bem próximos.

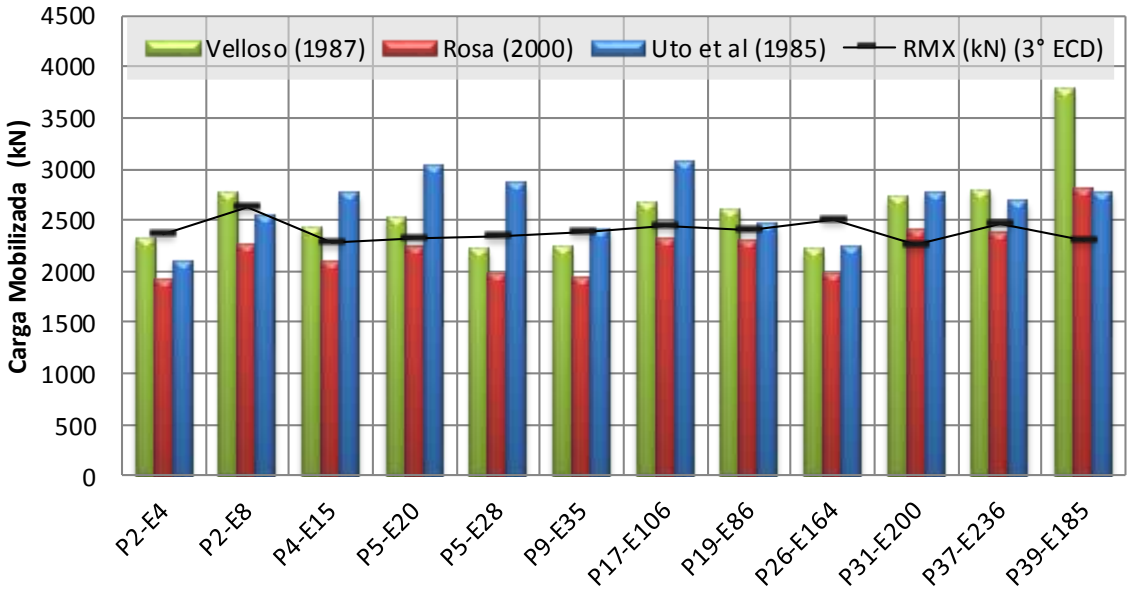


Figura 4.48 – Comparação dos resultados obtidos pelos métodos de Velloso (1987), Uto et al (1985), Rosa (2000) e CASE, obtidos na terceira Etapa de ECD.

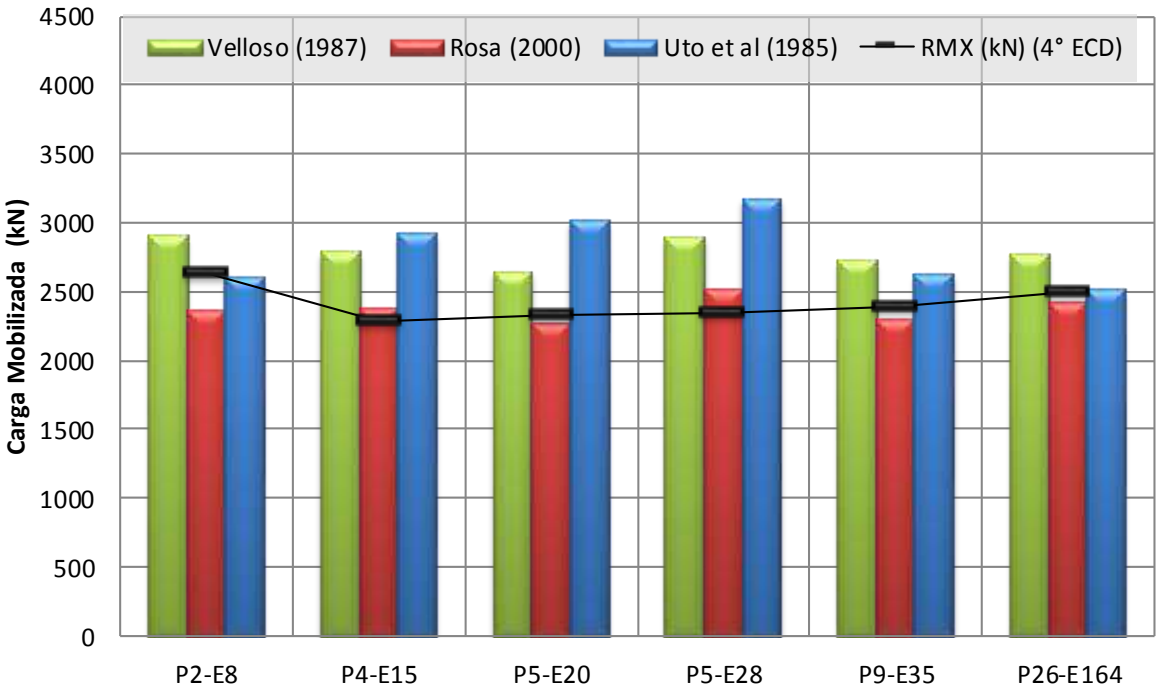


Figura 4.49– Comparação dos resultados obtidos pelos métodos de Velloso (1987), Uto et al (1985), Rosa (2000) e CASE, obtidos na quarta Etapa de ECD.

Na quinta Etapa de ECD (Figura 4.50), realizada com martelo tradicional de queda livre, há uma majoração da carga mobilizada obtida pela fórmula de Velloso (1987) em relação ao método CASE na maioria dos casos. Ocorreu também nesta Etapa que a carga mobilizada pelos métodos de Uto et al (1985) e Rosa (2000) foram na maioria dos casos inferior.

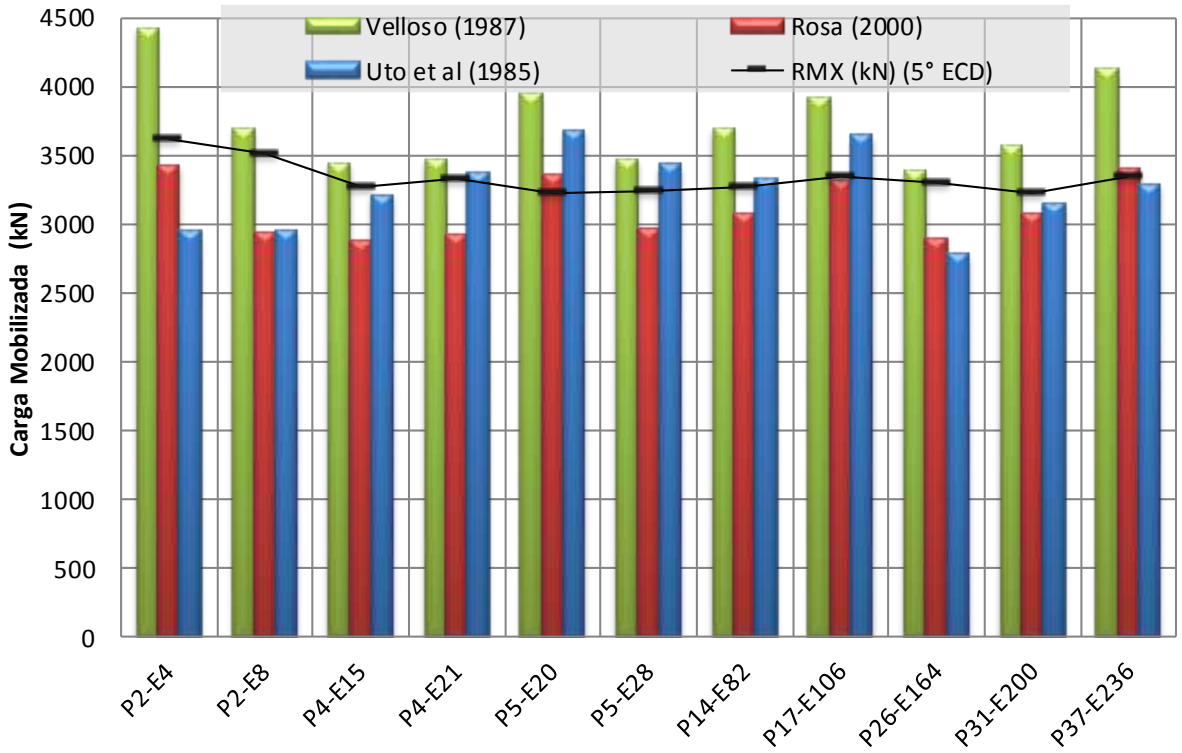


Figura 4.50– Comparação dos resultados obtidos pelos métodos de Velloso (1987), Uto et al (1985), Rosa (2000) e CASE, obtidos na quinta Etapa de ECD.

Em suma, dos três métodos avaliados, tomando por base os resultados do método CASE obtido no Ensaio de Carregamento Dinâmico, a fórmula de Rosa (2000) foi que estimou os valores geralmente conservadores e mais homogéneos. As fórmulas de Velloso (1987) e Uto et al (1985) estimaram em alguns casos valores muito acima dos obtidos pelo método CASE, além do fato de baixa homogeneidade dos resultados, ou seja, valores tanto acima quanto abaixo da referência.

4.4.2.2 Análise Estatística dos Resultados.

Com base nos resultados do Item 4.4.2.1, foi realizada uma comparação da carga mobilizada tomando por base os resultados do método CASE, de forma a correlaciona-los com os métodos de Velloso (1987), Uto et al (1985) e Rosa (2000).

Iniciando pela fórmula de Velloso (1987), a Figura 4.51 mostra a que os valores de carga mobilizada são na sua maioria acima do eixo de simetria (reta tracejada), que corresponde a dizer, neste caso, que o método superestima os valores de carga de ruptura. O Coeficiente de Correlação (R^2 = 0,6365) mostra uma boa correlação entre os resultados.

Na Tabela 4.11 são mostrados os parâmetros da análise estatística descritiva, na qual é considerada a razão entre os resultados obtidos pela fórmula de Velloso (1987) e RMX pelo método CASE. Os resultados mostram um valor médio da razão ligeiramente acima da unidade, indicando que a fórmula de Velloso (1987) estima valores próximos, mas um pouco acima do método CASE. O baixo Desvio Padrão (DP) indica uma baixa dispersão entre os valores em relação à média.

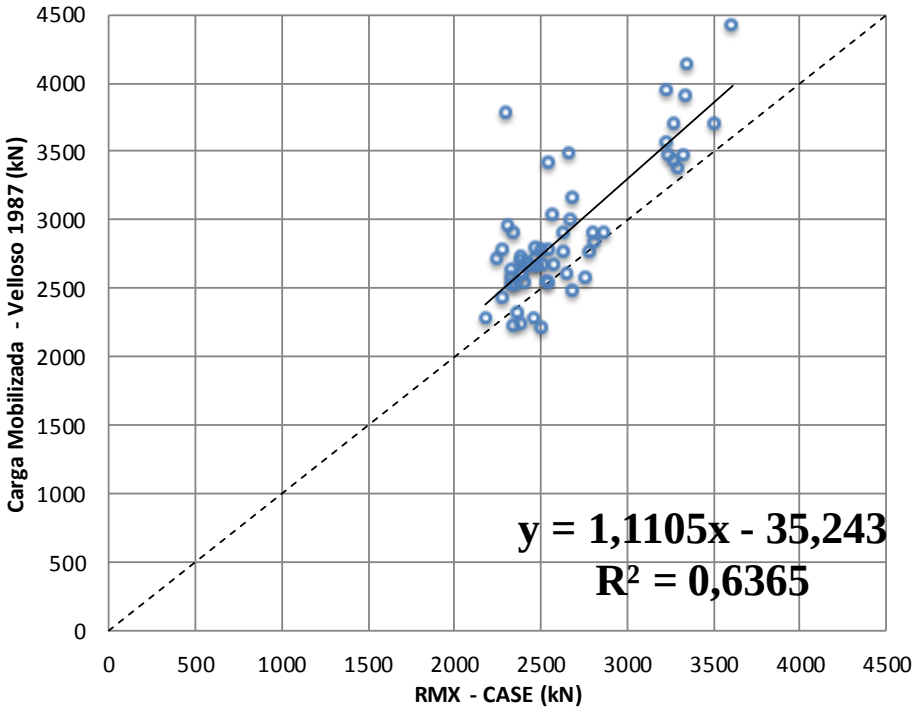


Figura 4.51 – Comparação entre as cargas mobilizadas obtidas através do Método CASE e Velloso (1987).

Tabela 4.11 – Análise estatísitica dos resultados obtidos pela fórmula de Velloso (1987)

Razão	Velloso (1987) / RMX (CASE)
Valor Médio	1,10
Valor Mínimo	0,88
Valor Máximo	1,65
Desvio Padrão	0,12

A Figura 4.52 compara os resultados obtidos pela fórmula de Rosa (2000) e CASE. Neste caso há claramente uma tendência da fórmula de subestimar os valores de carga mobilizada, mas com uma boa correlação (R^2 = 0,6988), valor este próximo ao obtido pelo método de Velloso (1987) analisado anteriormente. Os parâmetros estatísticos obtidos com base na razão entre os

valores de carga mobilizada Rosa (2000) e CASE confirma que o método com base no repique elástico estima menores valores (Tabela 4.12), já que o valor médio foi abaixo da unidade.

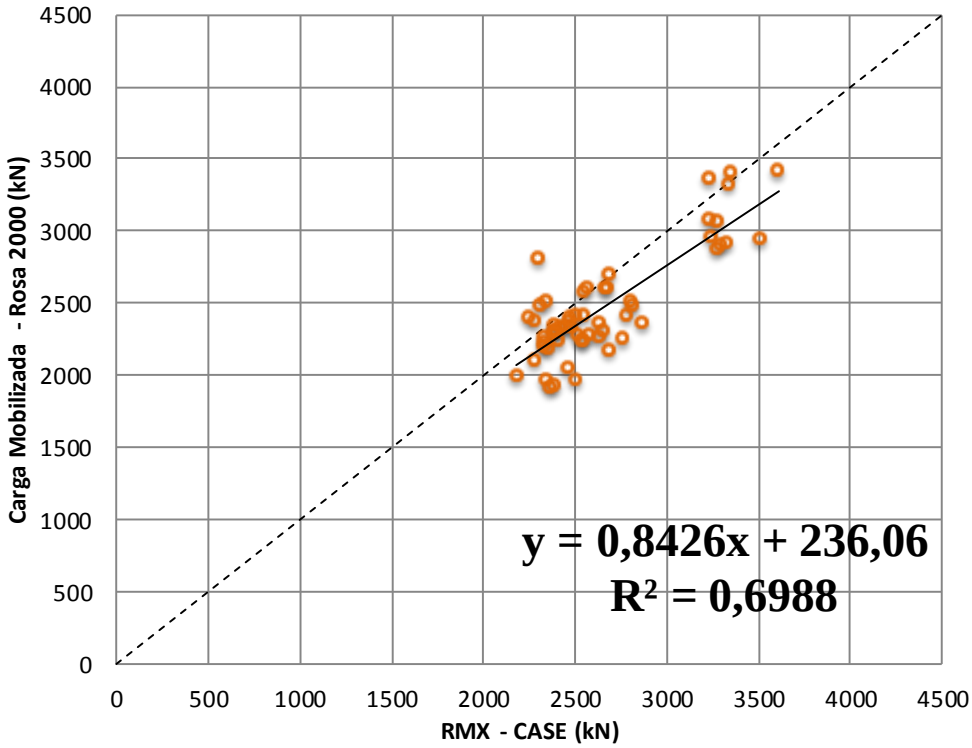


Figura 4.52 – Comparação entre as cargas mobilizadas obtidas através do Método CASE e Rosa (2000)

Tabela 4.12 – Análise estatísitica dos resultados obtidos pela fórmula de Rosa (2000)

Razão	Rosa (2000) / RMX (CASE)
Valor Médio	0,93
Valor Mínimo	0,79
Valor Máximo	1,22
Desvio Padrão	0,08

Por fim, a análise dos resultados obtidos com a fórmula de Uto et al (1985) mostram uma baixa correlação (R^2 = 0,3024) quando comparado com os resultados obtidos pelo método CASE (Figura 4.53) e semelhante à fórmula de Velloso (1987) os pontos do gráfico ficaram na maioria dos casos acima do eixo de simetria. Avaliando os dados estatísticos da Tabela 4.13, elaborada em função da razão entre os resultados obtidos pela fórmula de Uto et al (1985) e CASE do ponto de vista do valor médio, o resultado foi ao obtido pela fórmula de Velloso (1987) (Tabela

4.11). Em se tratando do Desvio Padrão, a fórmula de Uto et al (1985) foi que apresentou o maior valor, ou seja, maior variação dos resultados em relação à média.

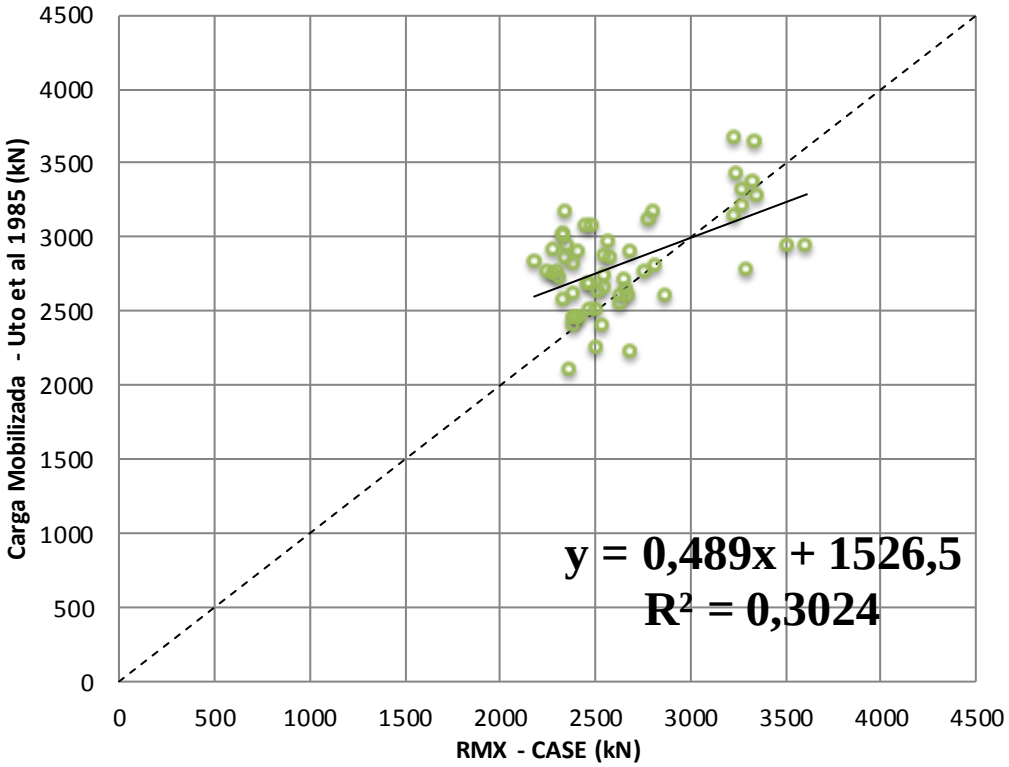


Figura 4.53 – Comparação entre as cargas mobilizadas obtidas através do Método CASE e Uto et al (1985)

Tabela 4.13 – Análise estatísitica dos resultados obtidos pela fórmula de Uto et al (1985)

Razão	Uto et al (1985) / RMX (CASE)
Valor Médio	1,07
Valor Mínimo	0,82
Valor Máximo	1,36
Desvio Padrão	0,13

Souza Filho e Abreu (1990) avaliando as fórmulas de Uto et al (1985) e Velloso (1987) aplicadas à estacas pré-moldadas de concreto concluíram que, para comprimentos a partir de 20,0 m, Uto et al (1985) superestima a carga mobilizada, enquanto Velloso (1987) subestima. Os resultados obtidos neste trabalho mostram que na maioria das estacas, ambas as fórmulas superestimaram o valor da carga mobilizada quando comparadas com os resultados do ensaio de carregamento dinâmico pelo método CASE.

4.5 PROVA DE CARGA ESTÁTICA.

4.5.1 Apresentação das curvas carga-recalque.

A Figura 4.54 mostra o resultado da prova de carga estática da estaca P37-E236 por meio da curva carga-recalque. É possível observar um comportamento elástico da curva até a carga 2073,5 kN, com um recalque total de 21,14 mm. Considerando o diâmetro circunscrito da ponta da estaca (424,3 mm), o recalque foi da ordem de 5%. Por impossibilidade do sistema de reação, plataforma cargueira, após atingir a carga de 2073,5 kN foi realizado o descarregamento da prova de carga em quatro estágios com redução de 25% da carga máxima do ensaio.

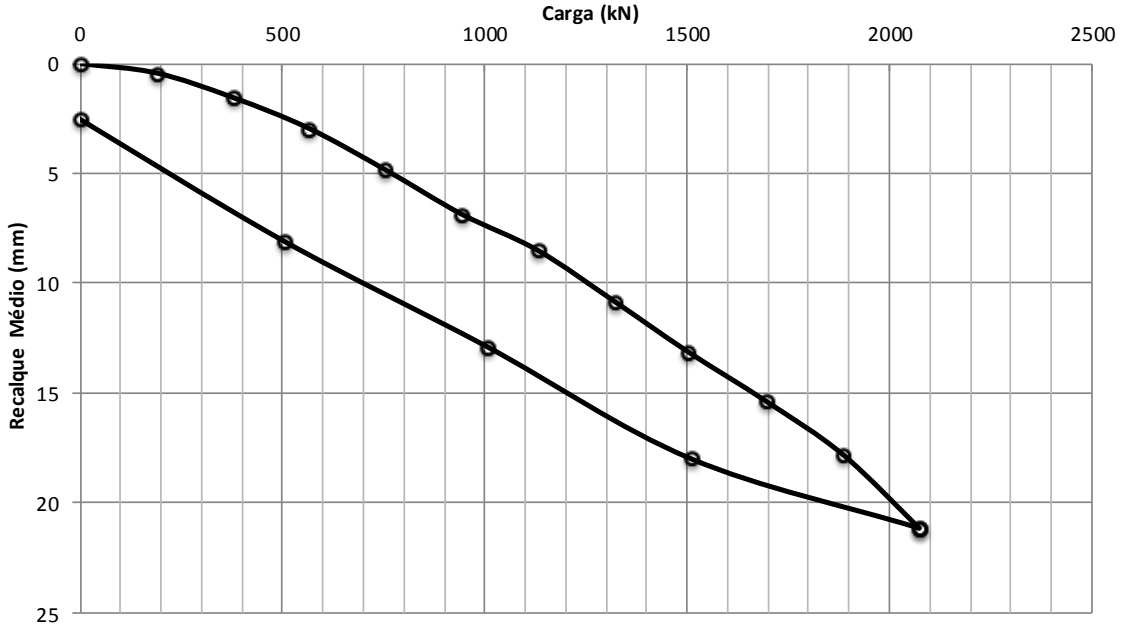


Figura 4.54- Curva carga-recalque da estaca P37-E236

Para a definição da carga de ruptura da estaca P37-E236 com base nos resultados da curva carga-recalque utilizaram-se os métodos de Van Der Veen (1953), o critério da NBR 6122 e de Davisson (1973) (Figura 4.55). Os métodos resultaram em 2963 kN, 2750 kN e 2640 kN respectivamente.

A Figura 4.56 apresenta a curva carga-recalque da prova de carga estática para a estaca P14-E82, o ensaio foi realizado em 11 estágios de carregamento e 5 de descarregamento. No estágio correspondente à carga de 1272,2 kN, ocorreu um problema no sistema de bombeamento que necessitou de reparo nas conexões, procedeu-se o descarregamento total da carga e só após a estabilização dos deslocamento foi reiniciada a prova de carga para a carga de 1272,2 kN.

Houve uma pequena diferença de 0,2325 mm entre as duas situações com o mesmo carregamento, mas a tendência dos recalques medidos antes do evento (linha cor azul na Figura 4.56) sofreu alteração (linha cor laranja na Figura 4.56), o que indica uma mudança na forma da curva carga-recalque. A carga máxima atingida pelo ensaio foi de 2014,4 kN com recalque total médio de 21,59 mm (5,09 % do diâmetro circunscrito da ponta).

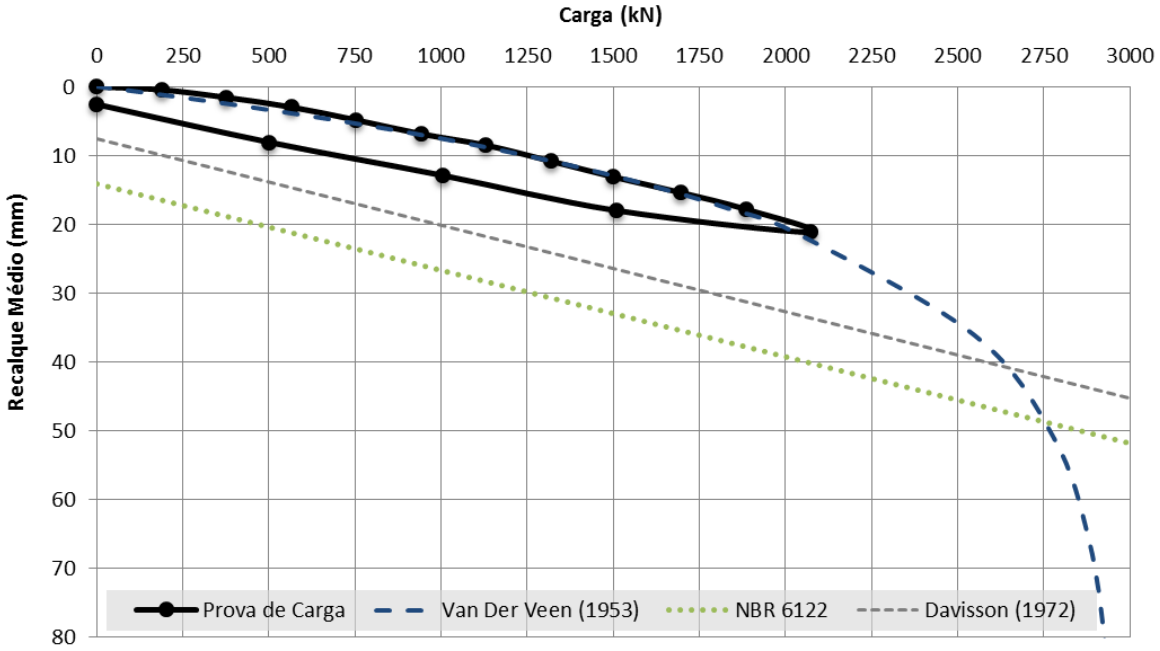


Figura 4.55 – Extrapolação da curva carga-recalque da estaca P37-E236 pelo método de Van der Veen (1953), critério de ruptura da NBR 6122 e Davisson (1972).

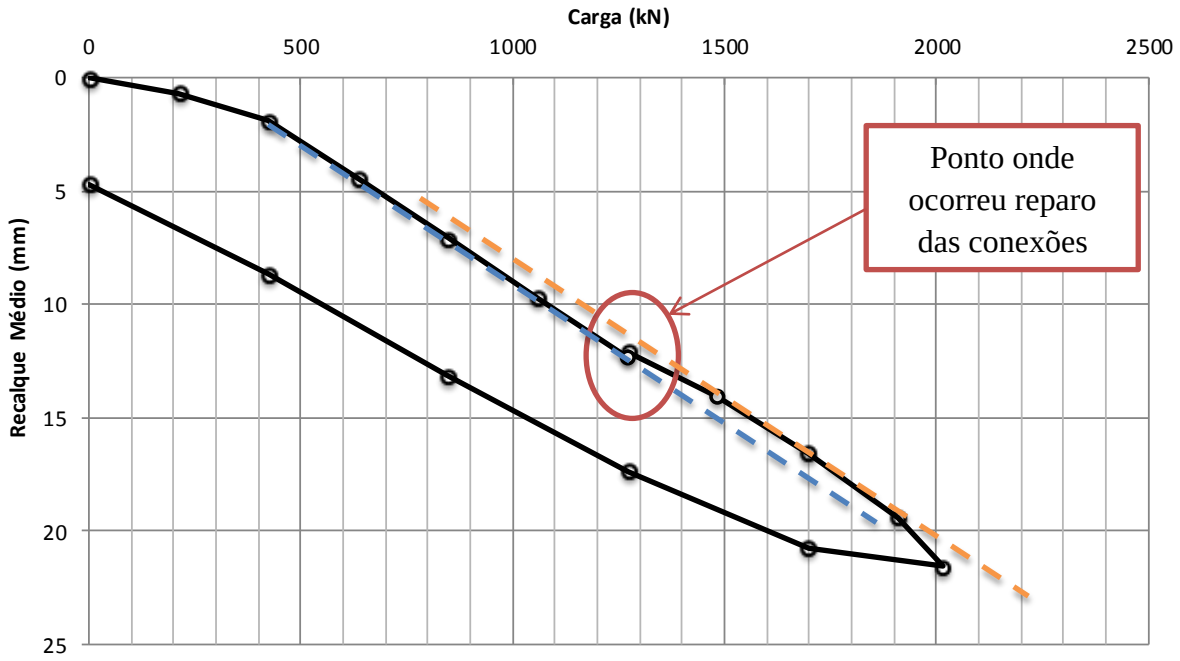


Figura 4.56 – Curva carga-recalque da estaca P14-E82

A Figura 4.57 apresenta para a estaca P14-E82 o critério de ruptura de Van der Veen (1953), no qual a carga de ruptura foi de 3566 kN, o critério da NBR 6122 que definiu uma carga de ruptura de 3080 kN e o critério de Davisson (1972) por fim, determinando a carga de 2758 kN.

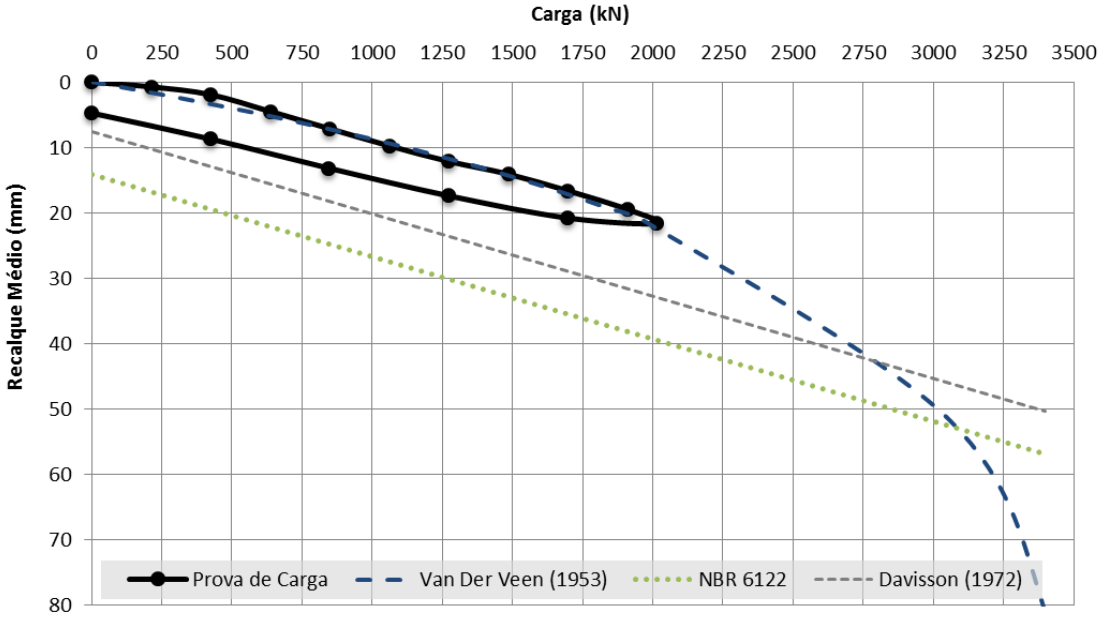


Figura 4.57 – Extrapolação da curva carga-recalque da estaca P14-E82 pelo método de Van der Veen (1953), critério de ruptura da NBR 6122 e Davisson (1972).

A curva carga-recalque da estaca P20-E121 está apresentada na Figura 4.58. Neste ensaio foi caracterizada a ruptura nítida do sistema estaca-solo com uma carga de 2010,30 kN e um recalque corresponde de 26,44 mm.

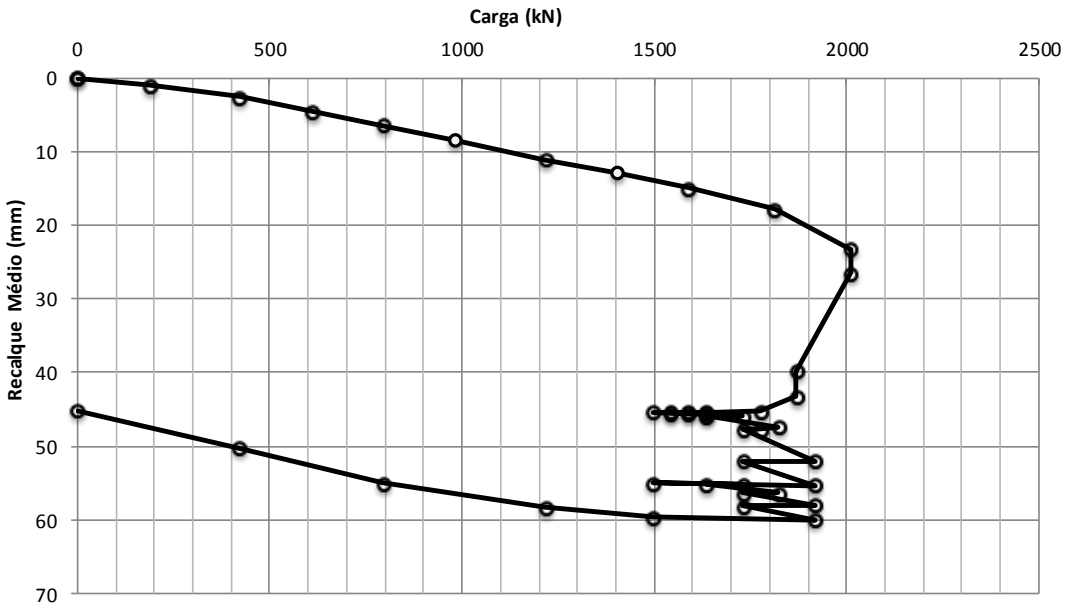


Figura 4.58 – Curva carga-recalque da estaca P20-E121

A Figura 4.59 apresenta a curva carga-recalque para a estaca P31-E200, o procedimento de execução do ensaio foi semelhante ao citado no parágrafo anterior (estaca P20-E121). No 13° estágios de carregamento foi atingida a ruptura nítida do sistema estaca-solo com carga de 2571,30 kN, para um recalque medido no topo da estaca de 29,11 mm.

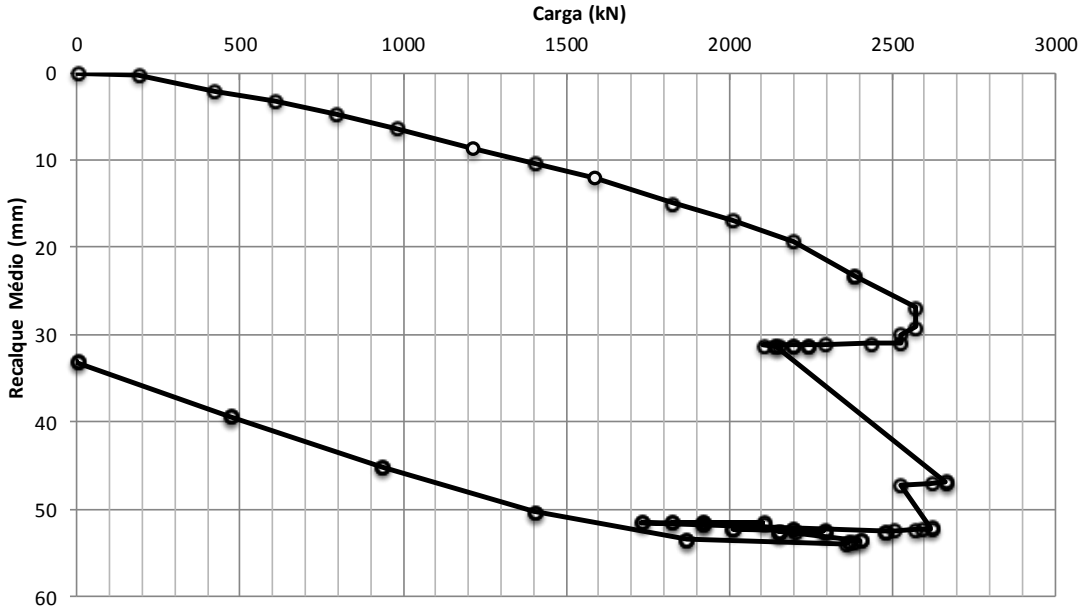


Figura 4.59 – Curva carga-recalque da estaca P31-E200

Em razão da não padronização do procedimento utilizado nos ciclos de carregamento e descarregamento durante os ensaios de prova de carga estática, só se fez uso dos dados antes da realização dos ciclos quando estes foram feitos.

Uma visão geral das curvas carga-recalque pode ser vista na Figura 4.60, que apresenta a curva carga-recalque incluindo os ciclos de carregamento e descarregamento para as estacas P37-E236, E14-E82, E31-E200 e P37-E236. A forma da curva carga-recalque para as quatro estacas ensaiadas não apresentam grande mudança quando observadas na Figura 4.61, que mostra os resultados sem os trechos cíclicos de carregamento e descarregamento. Este fato indica que a utilização dos critérios de extrapolação da curva carga-recalque neste caso pode levar a valores de carga de ruptura muito acima da realidade, já que as estacas que foram carregadas até a ruptura (P20-E121 e P31-E200) apresentaram cargas muito inferiores às obtidas pela extrapolação das estacas que não atingiram a ruptura (P14-E82 e P37-E236). Esta diferença está associada à forma da curva carga-recalque que apresentou comportamento quase elástico. Nestes casos, a extrapolação pelo método de Van Der Veen (1953), conduz a resultados exagerados (VELLOSO; LOPES, 2010).

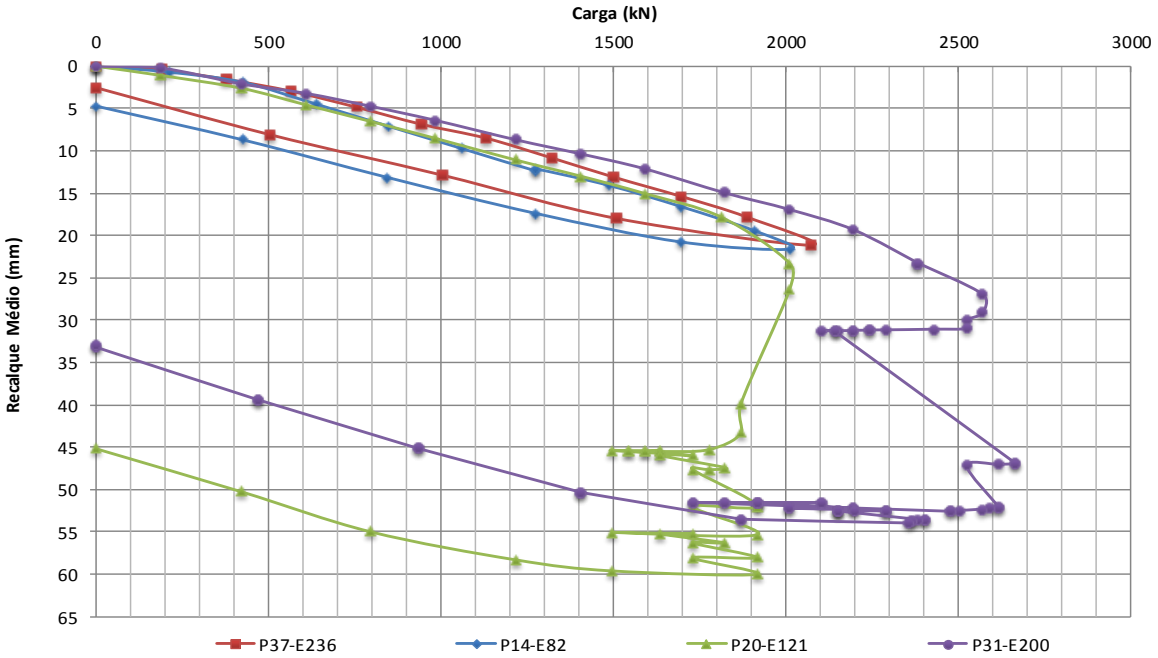


Figura 4.60 – Curva carga-recalque das estacas P37-E236, E14-E82, E31-E200 e P37-E236.

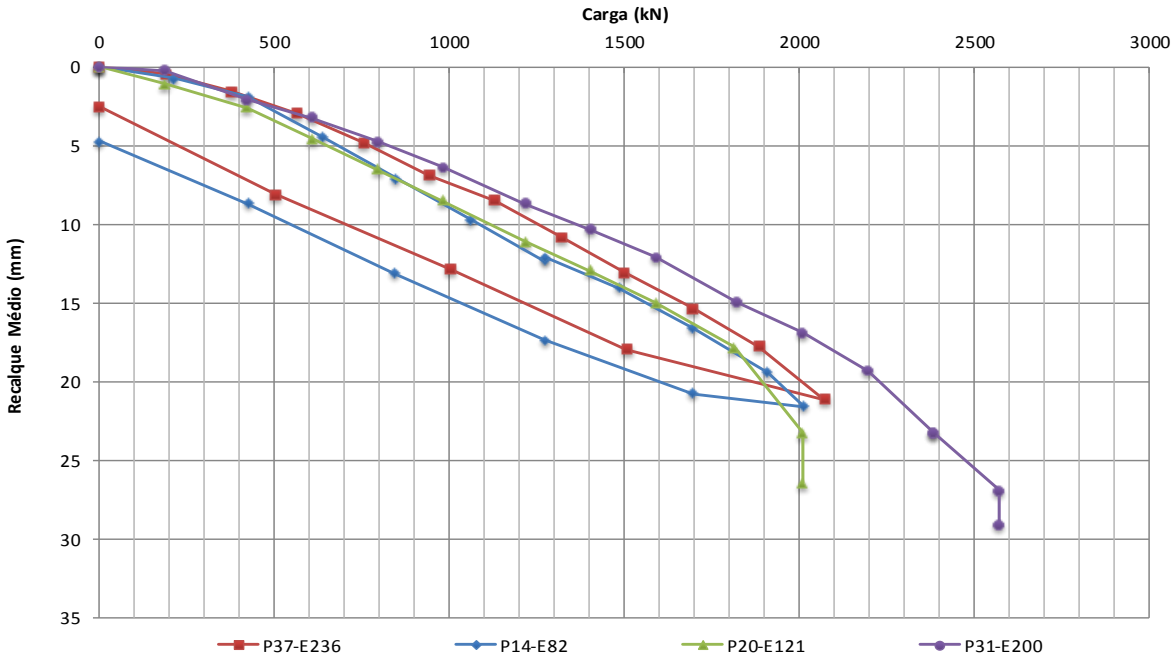


Figura 4.61 – Curva carga-recalque sem as Etapas de ciclo de carregamento e descarregamento das estacas P37-E236, E14-E82, E31-E200 e P37-E236.

É de grande importância que nas provas de carga estática, sempre que possível, o carregamento do elemento de fundação até atingir a ruptura nítida do sistema estaca-solo, uma vez que a utilização de critérios ou métodos para obtenção da carga de ruptura pode levar a resultados muito aquém da realidade.

4.5.2 Comparação geral entre métodos de estimativa da carga de ruptura.

São comparados todos os resultados obtidos por métodos dinâmicos e estáticos de estimativa da carga de ruptura neste estudo. As comparações foram realizadas apenas para as estacas que foram ensaiadas por meio de prova de carga estática.

4.5.2.1 Estaca P20-E121.

Na Tabela 4.14 são apresentados os resultados para a estaca P20-E121 que atingiu ruptura nítida durante a execução da prova de carga estática. Os métodos semiempíricos estimaram valores de capacidade de carga entre 64% e 96% da carga de ruptura obtida na prova de carga, sendo o resultado obtido pelo método de Décourt e Quaresma (1982) mais próximo (96%). Os métodos com base no repique elástico obtidos no final da cravação mostram que o método de Rosa (2000) estimou o valor mais próximo (98%), e os demais métodos apresentam valores contra a segurança, ou seja, acima do valor da carga de ruptura nítida obtida na prova de carga estática. Os resultados obtidos durante a primeira 1° Etapa de ensaio de carregamento dinâmico (ECD), realizada 43 dias antes da prova de carga estática estimaram valores contra a segurança pelos métodos com base no repique elástico (116% a 134%) e o método CASE (140%). Na Figura 4.62 os resultados em forma de gráfico.

Tabela 4.14 – Resumo geral dos resultados de carga de ruptura para a estaca P20-E121.

Origem do resultado	Método/Critério	Carga de Ruptura (kN)	% (*)
Prova de Carga	Ruptura Nítida	2010	100%
Sondagem SPT	Aoki/Velloso (1975)	1776	88%
	Décourt/Quaresma (1982)	1936	96%
	Teixeira (1996)	1290	64%
Repique Cravação	Velloso (1987)	2231	111%
	Rosa (2000)	1978	98%
	Uto et al (1985)	2245	112%
1° Etapa ECD	Velloso (1987)	2688	134%
	Rosa (2000)	2337	116%
	Uto et al (1985)	2453	122%
	CASE	2810	140%

(*) a porcentagem foi calculada considerando 100% o valor da ruptura Nítida.

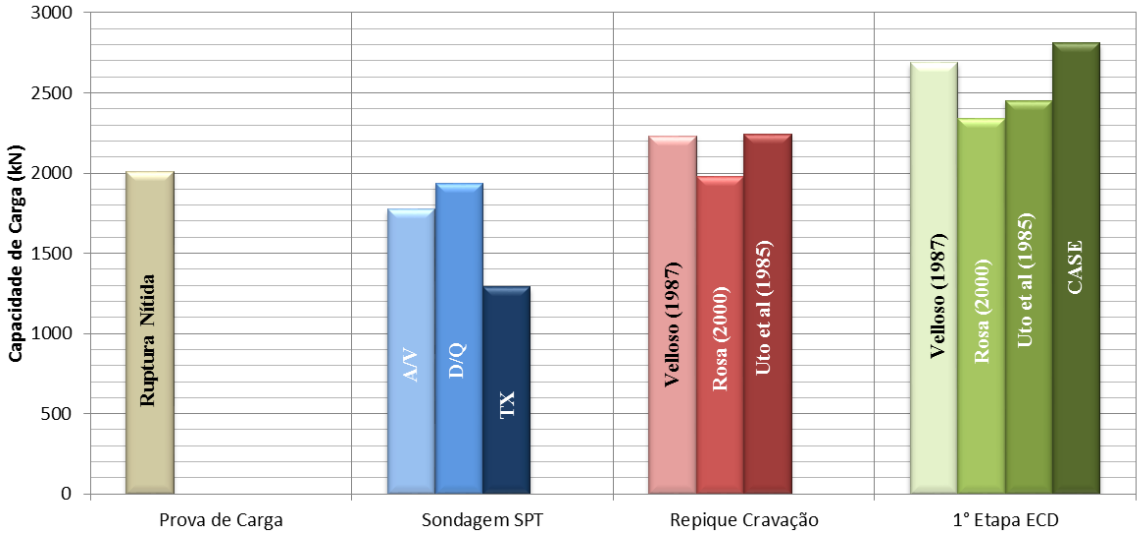


Figura 4.62 – Cargas de Ruptura P20-E121

4.5.2.2 Estaca P31-E200.

Os resultados comparativos da estaca P31-E200, que atingiu a ruptura nítida durante a execução da prova de carga estática, são apresentados na Figura 4.63 e na Tabela 4.15. Observa-se que os resultados obtidos pelos métodos semiempíricos foram conservadores, entre 64%, Teixeira (1996), e 91%, Aoki e Velloso (1975). Já os métodos com base no repique elástico apresentaram porcentagem em relação à carga de ruptura nítida variando entre 79% e 100% (considerando os dados obtidos no final da cravação), 90% e 110% (com os resultados obtidos da 1° a 3° Etapa de ECD) e 120% a 139% (dados adquiridos na 5° Etapa de ECD). O método CASE superestimou a carga de ruptura praticamente em todas as Etapas de ECD realizadas para esta estaca (103% a 119%), exceto a terceira Etapa (87%). Para uma visualização geral dos resultados, verificar a Figura 4.63.

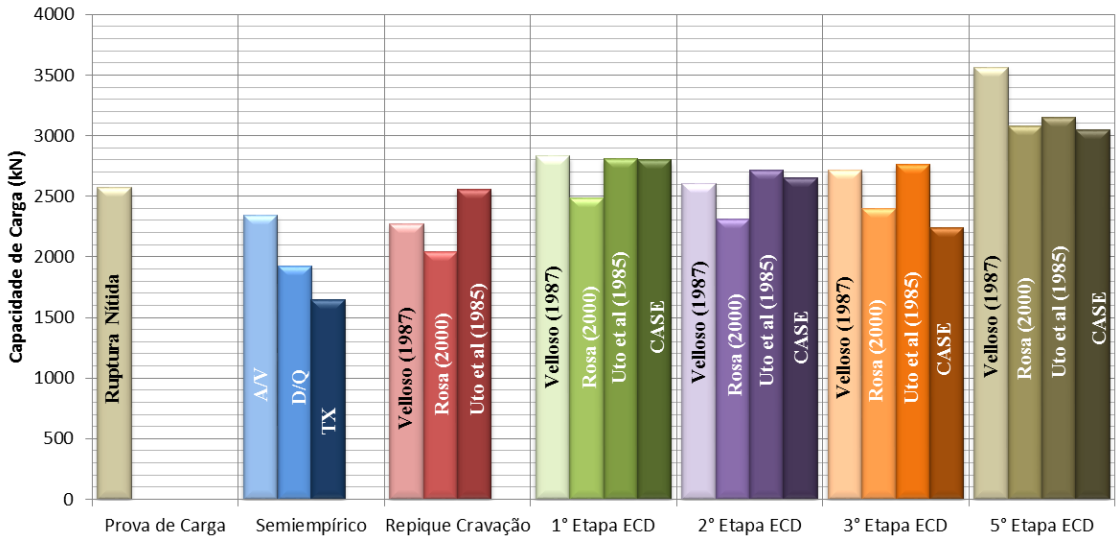


Figura 4.63 – Cargas de Ruptura P31-E200

Tabela 4.15 – Resumo geral dos resultados de carga de ruptura para a estaca P31-E200.

Origem do resultado	Método/Critério	Carga de Ruptura (kN)	% (*)
Prova de Carga	Ruptura Nítida	2571	100%
Sondagem SPT	Aoki/Velloso (1975)	2343	91%
	Décourt/Quaresma (1982)	1929	75%
	Teixeira (1996)	1648	64%
Repique Cravação	Velloso (1987)	2275	88%
	Rosa (2000)	2044	79%
	Uto et al (1985)	2559	100%
1° Etapa ECD	Velloso (1987)	2830	110%
	Rosa (2000)	2488	97%
	Uto et al (1985)	2814	109%
	CASE	2799	109%
2° Etapa ECD	Velloso (1987)	2608	101%
	Rosa (2000)	2310	90%
	Uto et al (1985)	2711	105%
	CASE	2650	103%
3° Etapa ECD	Velloso (1987)	2719	106%
	Rosa (2000)	2399	93%
	Uto et al (1985)	2762	107%
	CASE	2242	87%
5° Etapa ECD	Velloso (1987)	3565	139%
	Rosa (2000)	3076	120%
	Uto et al (1985)	3151	123%
	CASE	3050	119%

(*) a porcentagem foi calculada considerando 100% o valor da ruptura Nítida.

4.5.2.3 Estaca P37-E236.

Diferentes das estacas analisadas anteriormente, a estaca P37-E236 não atingiu a ruptura nítida durante a execução da prova de carga estática. Com isso, os resultados foram comparados com os critérios de ruptura de Van der Veen (1953), NBR-6122 e Davisson (1972).

Observa-se na Figura 4.64 e na Tabela 4.16, diferente dos resultados obtidos nas estacas P20-E121 e P31-E200, a maioria dos métodos de previsão e controle de capacidade de carga

estimaram valores abaixo das cargas de ruptura estimadas em praticamente todas os casos pelos critérios de Van der Veen (1953), NBR-6122 e Davisson (1972), exceto na quinta Etapa de ECD que, para os dois últimos critérios citados, os métodos com base no repique elástico e CASE estimaram valores de capacidade de carga entre 11% a 57% acima destes critérios. O critério de Davisson (1972) foi que mais se aproximou dos resultados obtidos pelo método CASE na 1° e 3° Etapa de ECD, 95% e 94% respectivamente. Na quinta Etapa de ECD os métodos com base no repique elástico estimaram valores entre 111% e 157%, a depender do critério de ruptura utilizado e o método CASE obteve valor capacidade de carga 30% acima do critério de Davisson (1972).

Tabela 4.16 – Resumo geral dos resultados de carga de ruptura para a estaca P37-E236.

Origem do resultado	Método/Critério	Carga de Ruptura (kN)	% (I)	% (II)	% (III)
Prova de Carga	Van der Veen (1953)	2963	100%	108%	112%
	NBR-6122	2750	93%	100%	104%
	Davisson (1972)	2640	89%	96%	100%
Sondagem SPT	Aoki/Velloso (1975)	2007	68%	73%	76%
	Décourt/Quaresma (1982)	2019	68%	73%	76%
	Teixeira (1996)	1564	53%	57%	59%
Repique Cravação	Velloso (1987)	2315	78%	84%	88%
	Rosa (2000)	2007	68%	73%	76%
	Uto et al (1985)	2469	83%	90%	94%
1° Etapa ECD	Velloso (1987)	2671	90%	97%	101%
	Rosa (2000)	2280	77%	83%	86%
	Uto et al (1985)	2629	89%	96%	100%
	CASE	2520	85%	92%	95%
3° Etapa ECD	Velloso (1987)	2790	94%	101%	106%
	Rosa (2000)	2372	80%	86%	90%
	Uto et al (1985)	2682	91%	98%	102%
	CASE	2470	83%	90%	94%
5° Etapa ECD	Velloso (1987)	4136	140%	150%	157%
	Rosa (2000)	3406	115%	124%	129%
	Uto et al (1985)	3288	111%	120%	125%
	CASE	3420	115%	124%	130%

Obs.: O cálculo da porcentagem foi realizado considerando na coluna (I) - Van der Veen (1953), na coluna (II) - NBR-6122 e na coluna (III) - Davisson (1972) como 100%.

Em se tratando dos resultados obtidos pelo método CASE, Niyama *et al*. (1998) lembra que as correlações da capacidade de carga obtida através de instrumentações com os resultados de prova de carga estática requerem alguns cuidados, principalmente nos casos em que não se

atingi a ruptura e se faz uso de métodos de extrapolação, que por si só a depender do método leva a variações superiores a 20%, para a definição das cargas de ruptura.

Considerando o efeito do tempo de repouso, ou efeito "Set-Up", a prova de carga estática foi realizada 75 dias após a primeira Etapa de ECD, 72 dias antes da terceira e 134 dias antes da quinta. Não olvidando a influência da energia do martelo (já discutidos no Item 4.2.1.2), torna-se incoerente uma análise conclusiva, já que neste caso o próprio resultado do método CASE indica uma redução na capacidade de carga entre a primeira e segunda Etapa de ECD.

Alonso (2004) faz o seguinte comentário: "É preciso ficar claro que, por mais que se sofistiquem os métodos de cálculo e os equipamentos, o ensaio de carregamento dinâmico nunca traduzirá o trabalho de uma estaca sob ação de uma carga estática, pela simples razão de que o comportamento do solo é diferente nas duas situações.".

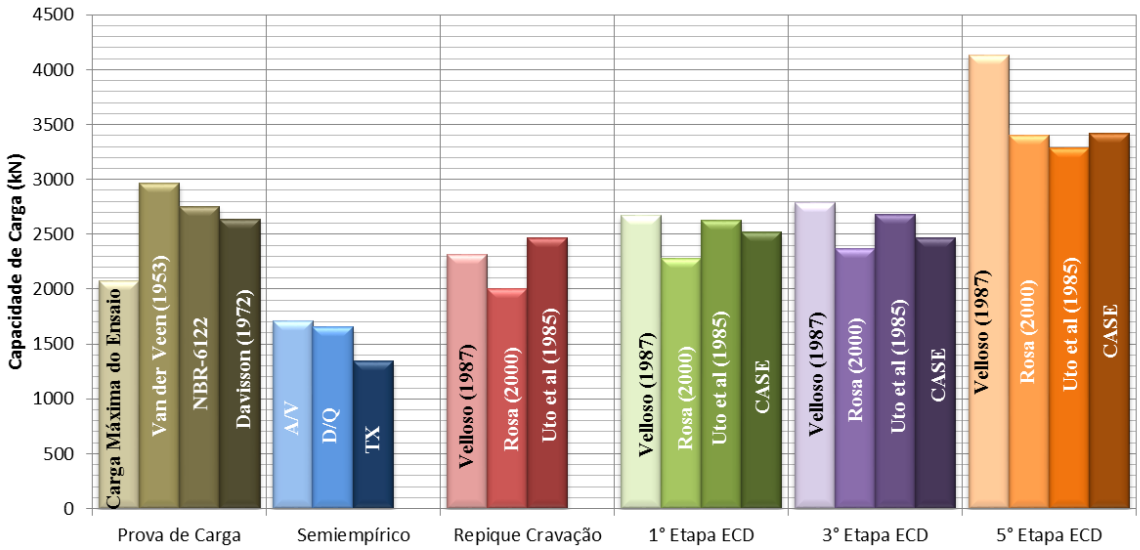


Figura 4.64 – Cargas de Ruptura P37-E236

4.5.2.4 Estaca P14-E82.

Os resultados comparativos para a estaca P14-E82 foram semelhantes aos obtidos para a estaca P37-E236 e estão apresentados na Figura 4.65 e Tabela 4.17. Com exceção da quinta Etapa de ECD, os métodos em geral apresentaram comportamento conservador, apenas Uto et al (1985) na primeira Etapa do ECD estimou uma carga 4% acima da carga obtida pelo critério de Davisson (1972). E novamente na quita Etapa o método CASE superestimou entre 6% e 19% quando comparado com o método de Davisson (1972).

Tabela 4.17 – Resumo geral dos resultados de carga de ruptura para a estaca P14-E82.

Origem do resultado	Método/Critério	Carga de Ruptura (kN)	% (I)	% (II)	% (III)
Prova de Carga	Van der Veen (1953)	3566	100%	116%	129%
	NBR-6122	3080	86%	100%	112%
	Davisson (1972)	2758	77%	90%	100%
Sondagem SPT	Aoki/Velloso (1975)	2033	57%	66%	74%
	Décourt/Quaresma (1982)	2320	65%	75%	84%
	Teixeira (1996)	1710	48%	56%	62%
Repique Cravação	Velloso (1987)	2439	68%	79%	88%
	Rosa (2000)	2100	59%	68%	76%
	Uto et al (1985)	2756	77%	89%	100%
1° Etapa ECD	Velloso (1987)	2676	75%	87%	97%
	Rosa (2000)	2282	64%	74%	83%
	Uto et al (1985)	2863	80%	93%	104%
	CASE	2580	72%	84%	94%
5° Etapa ECD	Velloso (1987)	3697	104%	120%	134%
	Rosa (2000)	3066	86%	100%	111%
	Uto et al (1985)	3322	93%	108%	120%
	CASE	3270	92%	106%	119%

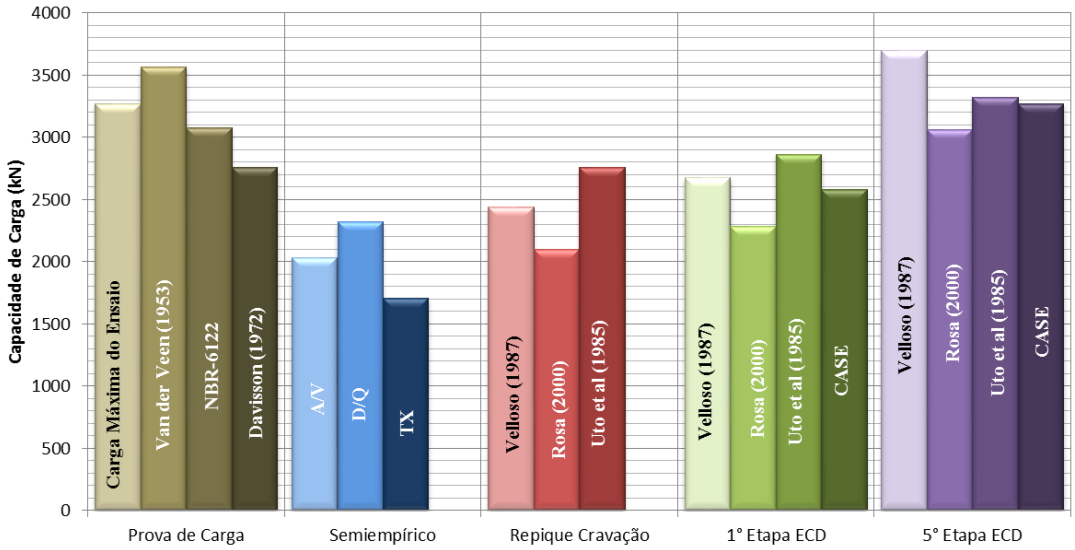


Figura 4.65 – Cargas de Ruptura P14-E82, considerando para extrapolação da curva carga-recalque apenas os pontos antes do descarregamento acidental.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

5.1 AVALIAÇÃO E COMPARAÇÃO DOS MÉTODOS DINÂMICOS E ESTÁTICOS

Os métodos semiempíricos, do ponto de vista da carga de ruptura, apresentaram comportamento conservador na comparação com os resultados do ensaio de carregamento dinâmico, estimando valores de carga de ruptura entre 34% e 80% dos resultados obtidos pelo método CASE. Sendo o método de Aoki e Velloso (1975) que estimou valores mais próximos, seguido do método de Décourt-Quaresma (1978,1982) posteriormente Teixeira (1996).

A comparação dos resultados pelos métodos semiempíricos com o programa CAPWAP, que permite separar a capacidade de carga na parcela de atrito lateral e ponta, mostra que a parcela de atrito lateral teve melhor correlação pelos métodos semiempíricos do que a parcela de ponta.

As fórmulas com base na nega de Brix e Holandeses não apresentaram resultados confiáveis para estimar a capacidade de carga, fato este já comprovado na literatura. As fórmulas são conservadoras e a sua utilização como controle de execução de estacas tipo perfil metálico pode levar a comprimentos maiores do que o necessário para atingir a carga estimada.

As fórmulas dinâmicas com base no repique elástico mostraram-se mais eficientes no controle de execução, já que a capacidade de carga estimada pelos métodos de Velloso (1987), Uto et al (1985) e Rosa (2000) apresentaram melhor coeficiente de correlação de 0,64, 0,30 e 0,70 respectivamente quando comparados com os resultados pelo método CASE. Tendo em vista a segurança na utilização dos métodos, Rosa (2000) apresentou melhor desempenho, já que estimou valores de carga mobilizada em média 93% da carga mobilizada pelo método CASE e melhor coeficiente de correlação. Já as demais fórmulas estimaram valores em muitos casos valores de acima do método CASE, Uto et al (1985) com 107% e Velloso (1987) 110%, ambos na média.

5.2 COMPARAÇÕES DAS ESTACAS COM PROVA DE CARGA ESTÁTICA

Os métodos semiempíricos confirmam o conservadorismo, estimando valores de capacidade de carga entre 48% a 96% quando comparados com os resultados obtidos pelas provas de carga estática, a depender do método e do critério utilizado no caso das estacas que não atingiram a

ruptura. O método de Aoki e Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978,1982) estimaram os valores mais próximos de capacidade de carga do que o método proposto por Teixeira (1996).

Considerando as estacas que atingiram a ruptura nítida na prova de carga estática, as fórmulas com base no repique elástico estimaram valores com maior precisão, quando os dados foram obtidos no final da cravação da estaca. Na estaca P20-E121 Velloso (1987) estimou uma carga 111% da carga de ruptura nítida, Uto et al (1985) 112% e Rosa (2000) 98%. Na estaca P31-E200 Velloso (1987) estimou 88%, Uto et al (1985) 100% e Rosa (2000) 79%. Os resultados de carga mobilizada, obtidos com os dados de repique elástico, medidos nas Etapas de ECD, levaram a valores ainda maiores em relação à carga de ruptura obtida na prova de carga estática, que chegaram a 139%.

O método CASE superestimou os resultados de capacidade de carga quando comparado com as estacas que atingiram a ruptura nítida na prova de carga estática. Na estaca P20-E121 a carga mobilizada foi 140% da obtida na prova de carga estática, na estaca P31-E200 estimou uma carga 119%. O que nos mostra ser indispensável a realização de prova de carga estática para confirmação dos resultados obtidos em campo.

5.3 VARIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA PELOS ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO (ECD)

Foi constatado a ocorrência do efeito “Set Up”, apesar das quatro primeiras etapas de ensaio de carregamento dinâmicos indicarem em várias estacas a redução da capacidade de carga, efeito conhecido como relaxação. Já que na quinta etapa de ECD, onde foi utilizado um equipamento que permitiu transmitir maior energia a estacas durante o ensaio, os resultados de carga mobilizada foram maiores que os resultados obtidos em etapas anteriores. Ou seja, o aumento da capacidade de carga entre as quatro primeiras Etapas de ECD ocasionou uma redução na eficiência do sistema de cravação, que chegou a 32% considerando o valor médio da eficiência entre a primeira e quarta Etapa.

A premissa de aguardar certo intervalo de tempo para realização do ECD pode, a depender do sistema de impacto utilizado, mobilizar cargas menores a medida que o há uma ganho de capacidade de carga do sistema solo-estaca (efeito “Set Up”).

5.4 AVALIAÇÃO DO MECANISMO DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA AO LONGO DO FUSTE DA ESTACA

O diagrama de transferência de carga ao longo do fuste da estaca, em praticamente todos os casos em que não foram cravadas estacas vizinhas à estaca ensaiada, mostra um comportamento semelhante ao obtido na sondagem a percussão.

As análises pelo programa CAPWAP mostraram que a cravação de estacas vizinhas influenciou na distribuição do atrito lateral ao longo do fuste da estaca, com aumento principalmente nos trechos entre 10,0 m e 20,0 m de profundidade, que corresponde geralmente a camadas de solo arenosos e argilosos com $N_{SPT} < 10$. Abaixo dos 20,0 m, que pelas sondagens a percussão corresponde de forma geral a camadas de solo argiloso com $N_{SPT} < 30$, houve uma redução do atrito.

5.5 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Avaliar o atrito lateral e a parcela de ponta da capacidade por meio de provas de carga estática instrumentada e sua comparação com os valores obtidos por ensaios de carregamento dinâmico (programa CAPWAP) e métodos semiempíricos.

Avaliar o efeito das tensões residuais nos resultados do ensaio de carregamento dinâmico e na forma da curva carga recalque, principalmente nos casos de descarregamento e recarregamento.

Comparar os métodos de previsão e controle de capacidade de carga em estacas metálicas tipo perfil H executadas em regiões com uma formação geológica diferentes da estudada neste trabalho.

Avaliar o efeito “Set Up” por meio de prova de carga estática e ensaio de carregamento dinâmico, comparando os resultados.

REFERÊNCIAS

ABNT. “Projeto e execução de fundações. NBR 6122”. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Pág. 91, 2010.

ALONSO, U.R. **Previsão e controle de fundações.** 1 ed. Editora Edgar Blucher Ltda, São Paulo. p. 142. 1991.

ALONSO, U.R. **Cuidado com as provas de Carga Dinâmica.** SEFE V – V Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – Vol. 2 – Pág.527 a 537, 2004.

ALONSO, U.R. **Exercícios de fundações**. 2. ed. São Paulo: Editora Edgar Blucher Ltda; 2010. Pag. 102. 2010.

AMANN, **K.A.P. Metodologia semiempírica unificada para a estimativa da capacidade de carga de estacas,** Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Pág. 100-101, 2010.

AZZOUZ, A. S.; BALIGH, M. M. Behavior of Friction Pile in Plastic Empire Clays, Report N R84 14, vol II, Constructed Facilities Division, Department of Civil Engineering, MIT, Cambridge, MA, 1984.

ALVES, A. M. L.; LOPES, F. R; DANZIGER, B. R. **Métodos dinâmicos para previsão e controle do comportamento de estacas cravadas**. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.4, p. 15. Abril, 2004.

ANDRAOS, N. C. Ensaio de Carregamento Dinâmico em Estacas Moldadas In Loco: Contribuições para a seleção do sistema de impacto e amortecimento a partir de retro-análise. Dissertação de Mestrado. Departamento de Construção Civil da Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2009.

AOKI, N. **Considerações sobre a capacidade de Carga de Estacas Isoladas.** Curso de Extensão Universitária em Engenharia de Fundações, Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro, pp. 44, 1976.

AOKI, N. **Controle in situ da capacidade de carga de estacas pré-fabricadas via repique elástico da cravação.** ABMS/ABEF/Instituto de Engenharia, São Paulo. 1986.

AOKI, N.; ALONSO, U. R. Correlation Between Different Evaluation Procedure os Static and Dynamic Load Tests and Rebound. XII ICSMFE, Rio de Janeiro, 1989.

AOKI, N., ALONSO, U.R. **Previsão e comprovação a carga admissível em estacas**. Workshop ministrado no Instituto de Engenharia de São Paulo. Revista Engenharia, São Paulo, Instituto de engenharia, p. 17-26, 1991.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles**. In: V Congreso Panamericano de Mecanica de Suelos Y Cimentaciones - PASSMFE, Buenos Aires, Anais... Buenos Aires: Sociedad Argentina de Mecánica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones V5, p. 367-374. 1975.

ARAÚJO, M. G. **Avaliação de métodos de controle da cravação de estacas**: aplicação a dois casos de obras. Tese de Doutorado. COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12131: Estacas - Prova de carga estática - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13208: Estacas – Ensaio de Carregamento Dinâmico. Rio de Janeiro, 2007.

BEGEMANN, H. K. **The Friction as na Aid in Determining the soil Profile** – 6° ICSMFE, Montreal, Vol 1, Pag. 17-20, 1965.

BOGARD, J. D.; MATLOCK, H. Application of Model Pile Tests to Axial Pile Design – Proceedings, 22 nd Annual Offshore Technology Conference, Houston,Texas, vol 3, Pag. 271-278, 1990.

CAVASSANI, M. R. P. Avaliação da capacidade de carga de estacas metálicas tubulares de alta resistência através de provas de carga dinâmica de energia Crescente. Dissertação de Mestrado. Pós- Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo, Vitoria, 2005.

CHELIS, R. D. **Pile Foundations Theory**: Design – Practice. New York: McGraw- Hill Book Company, Inc, 1951.

CHELIS, R. D. **Pile Driving Handbook**. New York – Ed. Pitman, 1944.

CHIN, F. K. Discussion: “Pile testes. Arkansas River Project”, JSMFD, ASCE, v. 97, n. SM7, Pag. 930-932, 1970.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Carga Admissível em Fundações Profundas**, 1. ed. EESC. São Paulo, Pág. 38, 1999.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações Por Estacas**: Projeto Geotécnico, 1. ed. Oficina de Textos Ltda. São Paulo, Pág. 9-38, 2010.

CODUTO, D. P. Foundation Design: Principles and Practices. Prentice Hall. Pág. 826, 1994.

DANZIGER, B. R.; FERREIRA, J. S. **Backanalysis of steel pile driving for quality assurance.** Anais, 6. International Conference on the Application of the StressWave Theory to Piles, São Paulo, Brasil. Pág. 657 – 663, 2000.

DAVISSON, M. T. “High capacity piles” Proceedings, lecture Series. Innovations in Foundation Construction, ASCE, Illinois Section, Pag. 52 , 1972.

DE BEER, E. E. Different Behavior of Bored and Driven Piles. Proc. of 1st Inter. Geoth. Seminar on Deep Foundation on Bored and Auger Piles. Ghent, 1988.

DÉCOURT, L. **Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N values of the SPT**. Proceedings, 2nd European Symposium on Penetration Testing. Amsterdam. v1, Pág. 29-34, 1982.

DÉCOURT, L.; ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. A. **Análise e Projeto de Fundações Profundas.** In: HACHICH, W. et al. Fundações: Teoria e Prática. São Paulo: Pini, Pág. 265-327, 1998.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. **Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT.** In: 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações - CBMSEF, Rio de Janeiro. Anais. Rio de Janeiro: ABMS/ABEF, 1978.

DYMINSKI, A. S. Análise de Problemas Geotécnicos Através de Redes Neurais. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil da PUC/Rio. Rio de Janeiro, 2000.

FELLENIUS, B.H. The analysis of results from routine pile load tests. GROUND ENGENEERING DIVISION. Foundation, v.13, n.16, September, 1980.

GLOBE, G.G., RAUSCHE, F. & LINKS, G.E. CAPWAP Introduction to dynamic pile testing methods. Globe Rausche Links and Associates, Inc., Cleveland, Ohio, USA, Pág. 100, 1996.

GOBLE, G.G. Notas de Aulas do Curso de Estacas Cravadas: Aplicação da Equação da Onda. PUC/RJ, 1986.

GOMES, R. C. e LOPES, F. R. Uma avaliação de métodos de controle da cravação de estacas, VIII COBRAMSEF, Porto Alegre, vol. 6, Pág. 23-34, 1986.

GONÇALVES, C.; ANDREO, C. S.; FORTUNATO, S. G. S.; BERNARDES, G. P. **Controle de fundações profundas através de métodos dinâmicos**. Pág. 252, 2000.

GONÇALVES, C.; BERNARDES, G. de P.; NEVES, L. F. de S., **Estacas Pré-Fabricadas de Concreto**: Teoria e Prática, ed. 1, 2007.

HANSEN, J. B. Discussion: "Hyperbolic stress-strain response; Cohesive soils" JSMFD, ASCE, V. 89, n SM4, Pag. 241-242, 1963.

HACHICH, W. Segurança das fundações e escavações, Fundações: Teoria e Prática, Editora PINI, ABMS/ABEF, 1988.

HILEY, A. **A rational pile driving formula and its application in piling practice explained. Engineering**. 129, Pág. 657-721, 1925

MACHADO, J. R. A. **Avaliação da Capacidade de Carga, com Base no Repique Elástico medido no Final da Cravação.** São Paulo, Pág. 265. Dissertação de Mestrado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1995.

MASSAD, F. Notes on the interpretation of failure load from routine pile load tests. Solo e Rocha, v.9 n. 1, Pag. 33-36, 1986.

MASSAD, F. Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as carga residuais na ponta e a reversão do atrito lateral. Parte I: solos relativamente homogêneos. Solo e Rocha, v. 15 , Pag. 103-115, 1992.

MILITITSKY, J. Provas de cargas estáticas: relatos de conhecimento. In: SEFE, 2. São Paulo. Anais, São Paulo: ABEF/ABMS, v. 2, Pág. 203-228, 1991.

MILITITSKY, J. **Relato do estado atual de conhecimento**: Fundações. In: 8º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações - CBMSEF, Porto Alegre. Anais. ABMS/ABEF, V7, 1986.

NETO, L. R. **Avaliação de desempenho de fundações profundas**. Anais, Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul – GEOSUL, Rio Grande do Sul, Pag. 153, 2002.

NIYAMA, S. Medições dinâmicas na cravação de estacas. Dissertação de Mestrado. EP-USP, São Paulo, 1983.

NIYAMA, S.; AOKI, N.; CHAMECKI, P. R. **Verificação de Desempenho**. In: HACHICH, W. et al. Fundações: Teoria e Prática. São Paulo: Pini, Pág. 723-751, 1998.

NIYAMA, S. et al. **Técnicas de Monitoração e de Análise da Cravação Dinâmica de Estacas**. VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Olinda, setembro de 1982.

PARAÍSO, S. C.; COSTA, C. M. C. A Eficácia do Ensaio de Carregamento Dinâmico na Avaliação do Efeito de "Setup" em Estacas Cravadas. XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG, Gramado, agosto de 2010.

PINTO, C. S. **Resistencia ao cisalhamento dos solos**. 2 ed., Grêmio Politécnico, São Paulo, 1979.

RAUSHE, F.; GOBLE, G. G.; LIKINS JR., G. E. **Dinamic determination of pile capacity. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**. ASCE, Mar, v.111, n. 3, Pág. 367-383, 1985.

ROSA, R. L. D. **Proposição de modificação das fórmulas dinâmicas de cravação de Chellis e de Uto et al., a partir de resultados obtidos do método Case.** Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo – Escola Politécnica. Pág. 197, 2000.

SANTOS, J. A. **Notas de aula:** Controle de Qualidade de Estacas. Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2000.

SCHNAID, F. **Ensaios de Campo e suas aplicações na engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de Textos. Pág. 189 , 2000.

SÖDERBERG, L. O. Consolidation Theory Aplied to Foundation Pile Time Effects, Geotechnique,12, 1962.

SOUZA Filho, J. M.; ABREU, P. S. B. Procedimentos para controle de cravação de estacas pré-moldadas de concreto. 6° CBGE e IX COMBRASEF, Salvador, v.2, Pag. 309-320, 1990.

TEIXEIRA, A. H. **Projeto e Execução de Fundações. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia** 3. São Paulo, Anais, V.1 Pag. 33-50, 1996.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1943.

UTO, K.; FUYUKI, M.; SAKURAI, M . **An equation for the dynamic bearing capacity of the pile base on wave theory**. Proceedings of the International on Penetrability and Drivability of Piles. San Francisco, v. 2, pp. 95-100, 1985.

VAN DER VEEN, C. **The bearing capacity of pile. In**: International Conference On Soil Mechanics And Foundations Engineering, 3, Zurich, 1953.

VARGAS, M. Provas de Carga em Estacas: Uma Apreciação Histórica. Revista Solos e Rochas, Vol. 13, São Paulo, Pág. 3-12, 1990.

VELLOSO, D.A; LOPES, F.R. Fundações. vol. 2, Editora Oficina de Textos, São Paulo, 2000.

VELLOSO, D.A; LOPES, F.R. **Fundações**. vol. 2, Editora Oficina de Textos, São Paulo. 2010.

VELLOSO, P.P.C. **Fundações**: Aspectos Geotécnicos Vol. 2 e 3. 5 ed., Publicação do Depto. de Engenharia Civil, PUC/RJ, 1987.

VELOSO, D. A. Fundações: Projetos Execuções, Patologia e Reforço, anais, Sefe IV São Paulo, vol 2, Pág. 2, 2000.

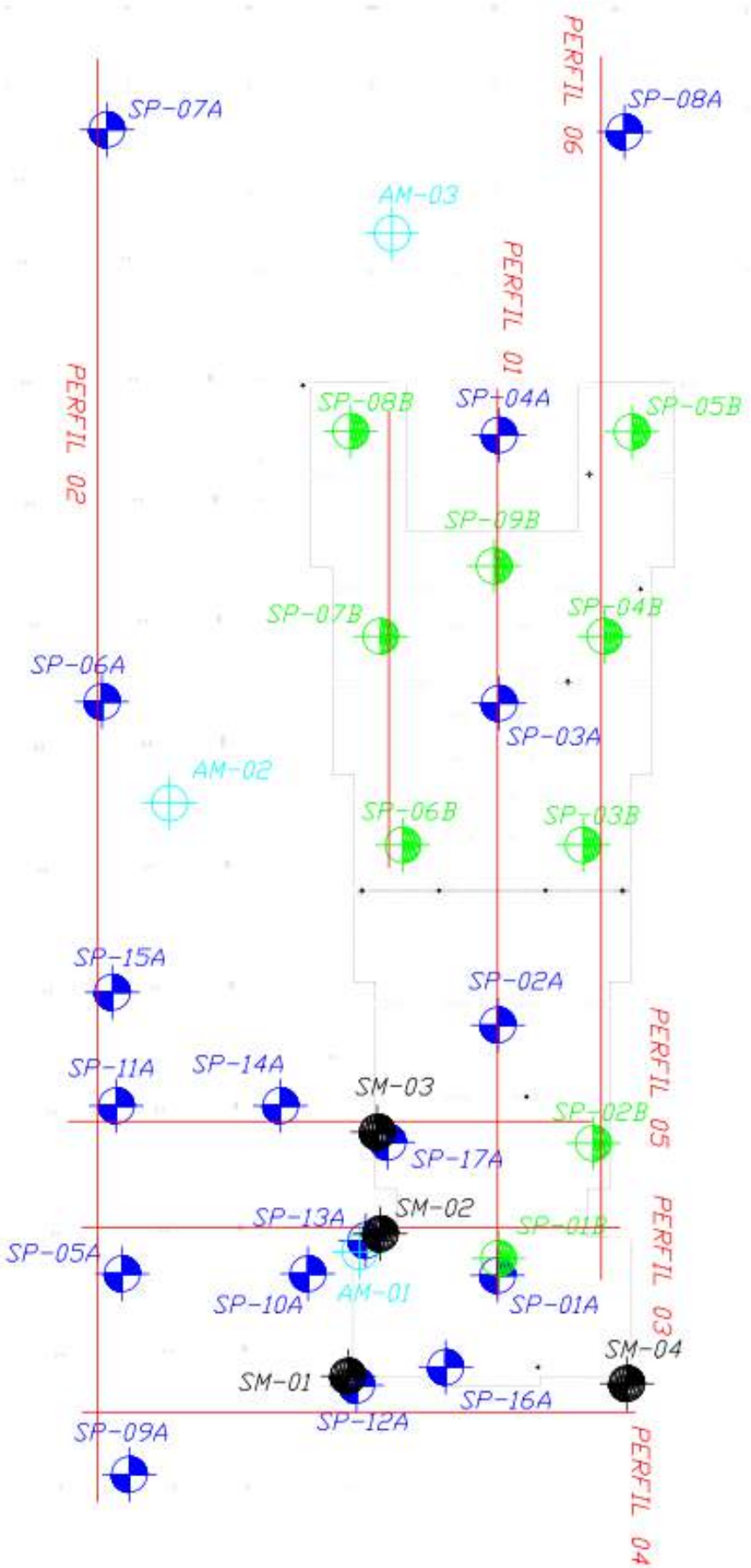
VELOSO, D. A.; ALONSO, U. R. **Previsão de Desempenho x Comportamento Real, Encontro Técnico**. ABMS, São Paulo. Pág. 112-136, (2000).

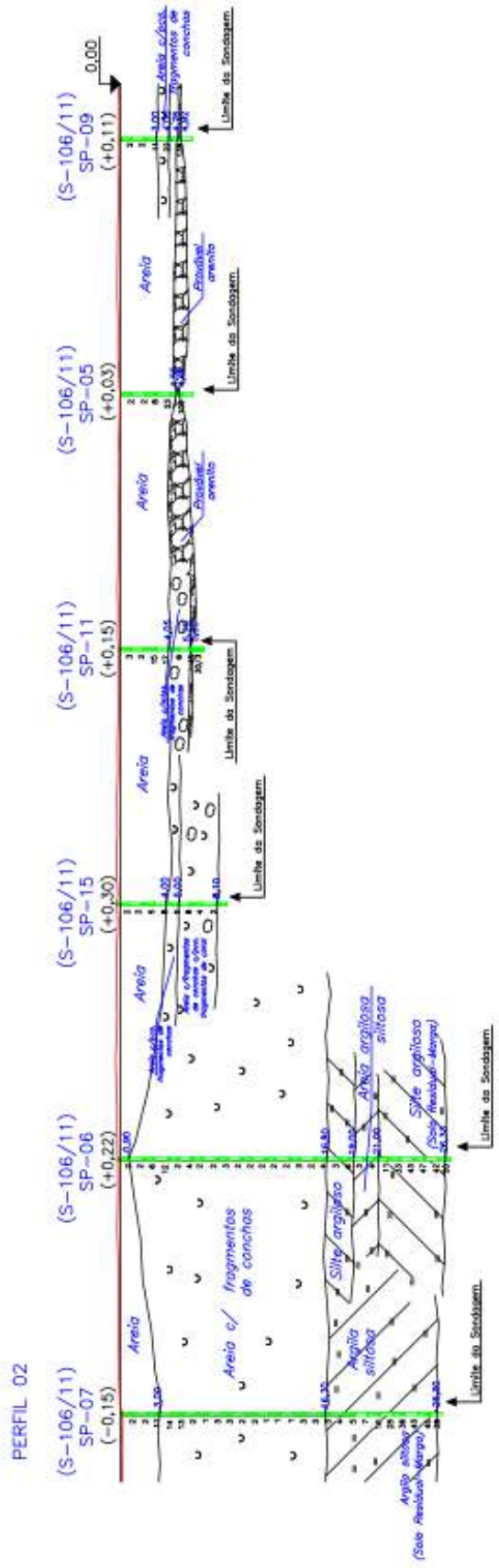
VÉSIC, A. S. Ultimate loads and settlements of deep foundations in sand. In: Symp. On Bearing Capacity And Settlement Of Foundations, Durham, Duke University, U.S.A. proceedings. Durham, Pag. 53-68, 1967.

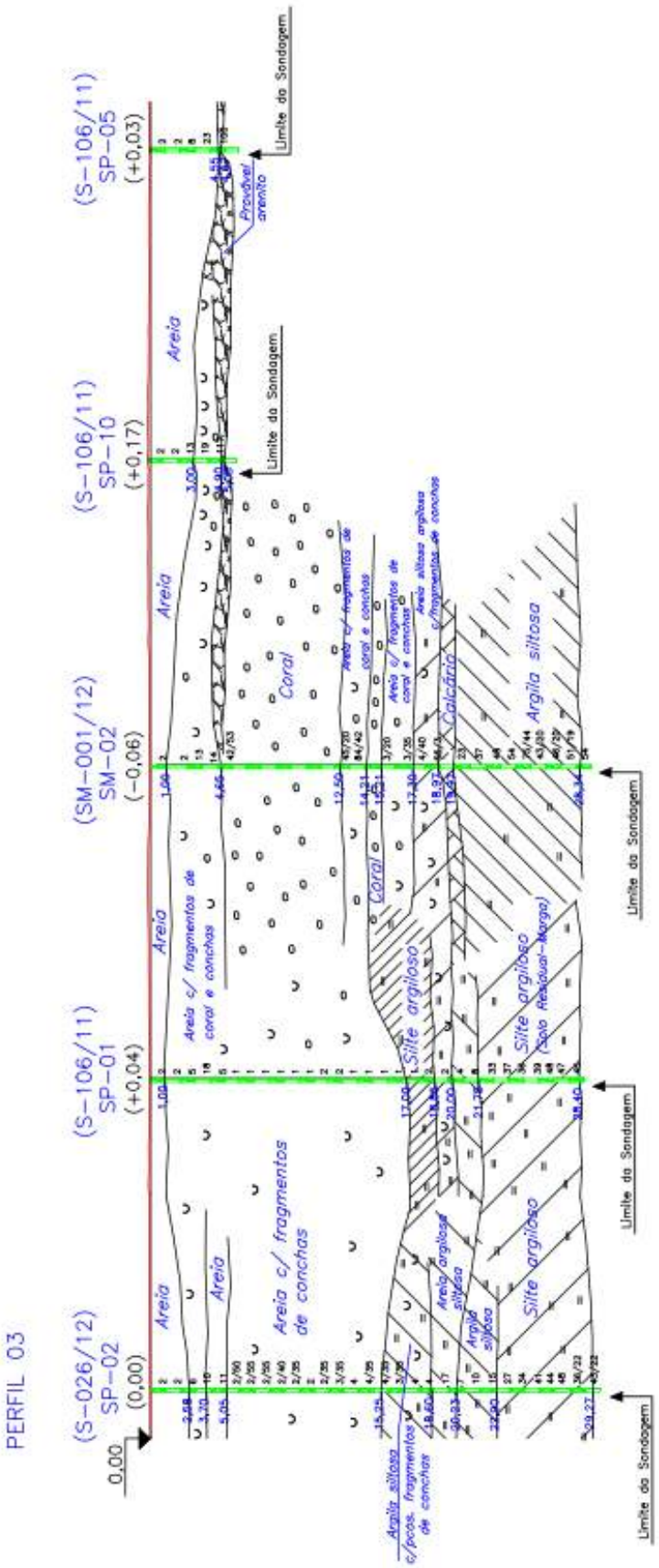
WHITTLE, A. J.; BALIGH, M. M.. The Behavior of Piles supporting Tension Leg Platforms, Final Report Phase III, Constructed Facilities Division, Department of Civil Engineering, MIT., Cambridge, MA, 1998.

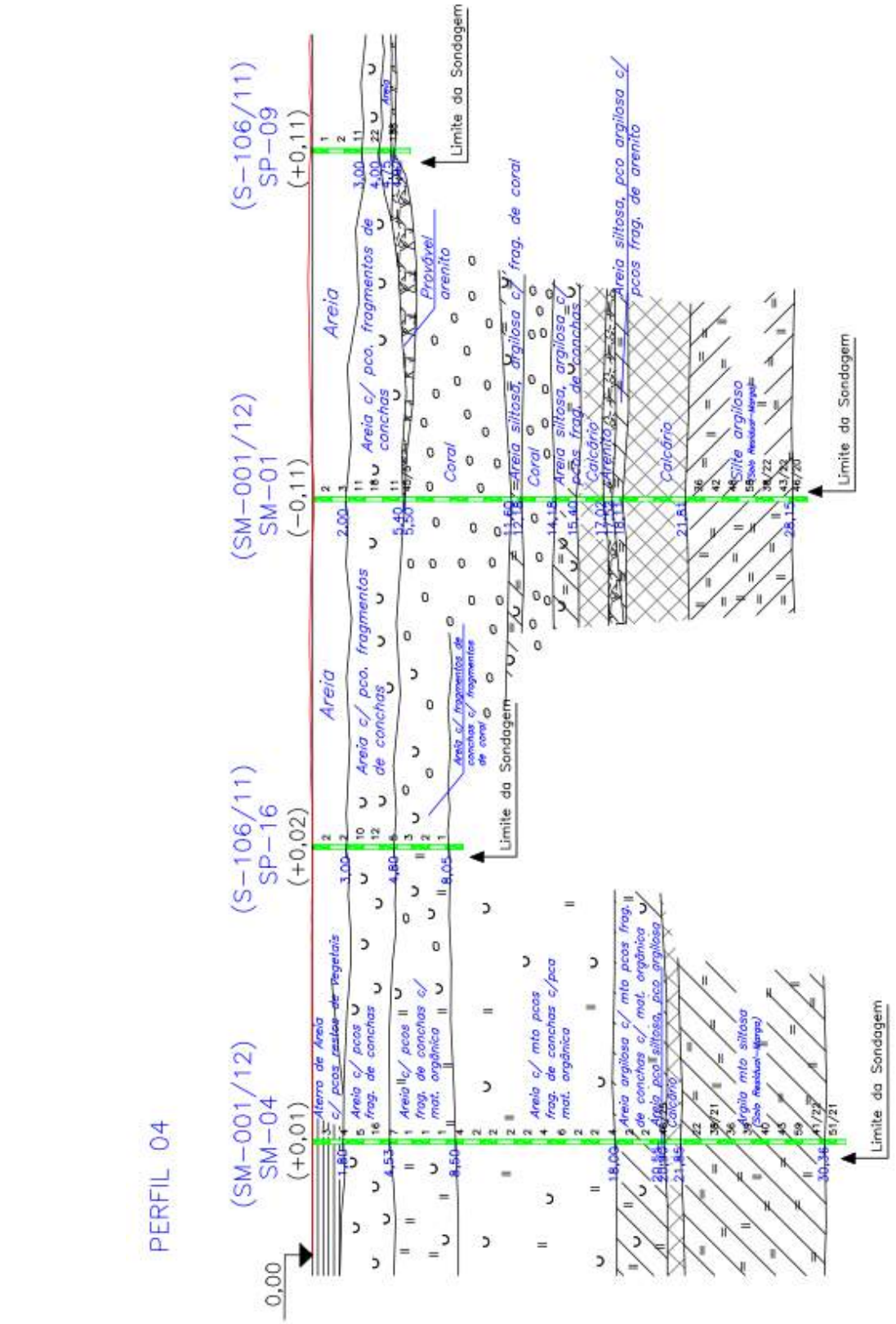
YOKOYAMA, Y.; KUSAKABE, O. **General Report one Pile Driving in Japan.** Proc. on Penetrability and Drivability of Piles. San Francisco, Vol. 1, Pág. 41-46, 1985.

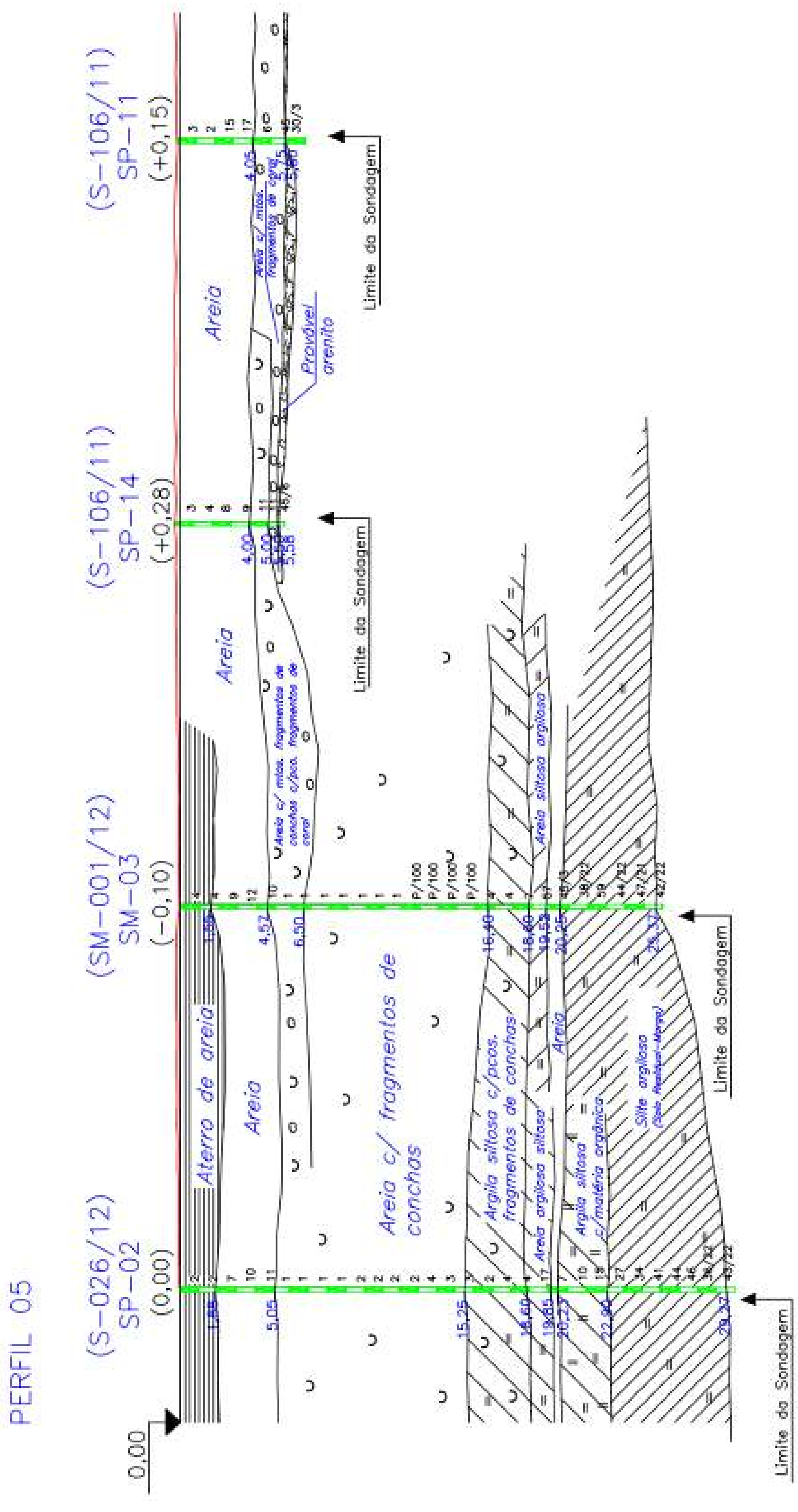
APÊNDICE A – Locação dos Furos de Sondagem e Perfis Geotécnicos do Terreno

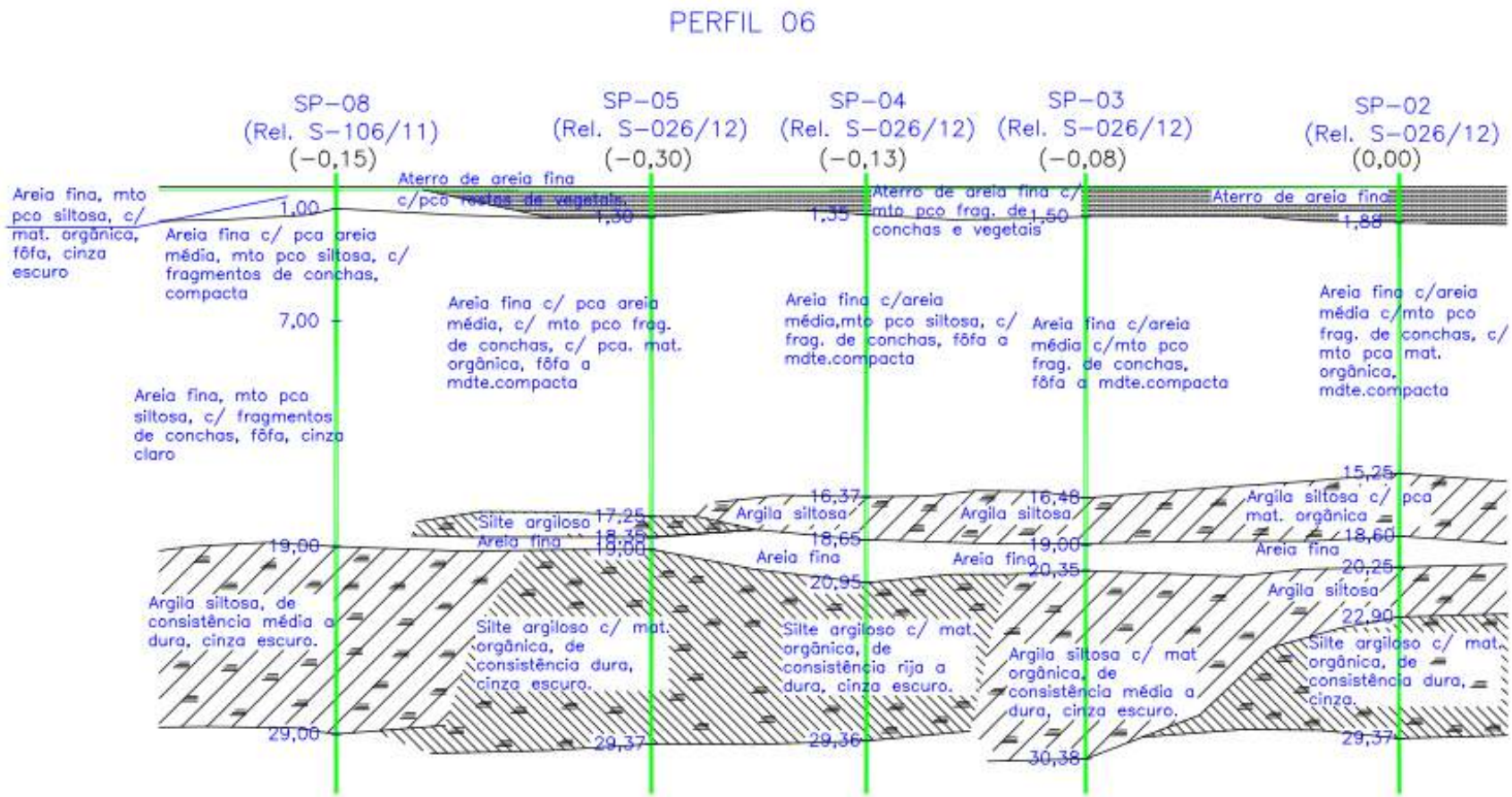

PERFIL 06
PERFIL 01
PERFIL 02
PERFIL 05
PERFIL 03
PERFIL 04
SP-07A
SP-08A
AM-03
SP-08B
SP+04A
SP-05B
SP-09B
SP-07B
SP-04B
SP-06A
SP-03A
AM-02
SP-06B
SP-03B
SP-15A
SP-02A
SP-11A
SP-14A
SM-03
SP-02B
SP-17A
SP-13A
SM-02
SP-01B
SP-05A
SP-10A
AM-01
SP-01A
SM-04
SM-01
SP-16A
SP-12A
SP-09A


PERFIL 02
(S-106/11)
SP-07
(-0,15)
(S-106/11)
SP-06
(+0,22)
(S-106/11)
SP-15
(+0,30)
(S-106/11)
SP-11
(+0,15)
(S-106/11)
SP-05
(+0,03)
(S-106/11)
SP-09
(+0,11)
0,00
Areia
Areia c/ fragmentos de conchas
Silte argiloso
Argila siltosa
Areia argilosa siltosa
Silte argiloso
Areia
Areia
Areia
Areia
Areia c/ fragmentos de conchas
Limite da Sondagem
Limite da Sondagem
Limite da Sondagem
Limite da Sondagem
Limite da Sondagem
Limite da Sondagem

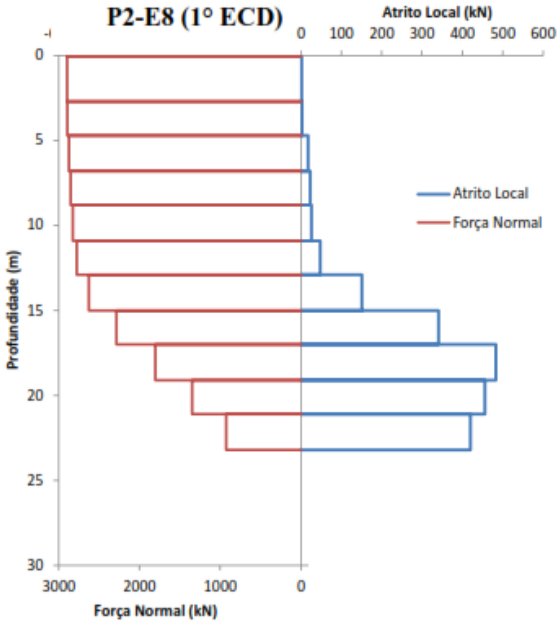

PERFIL 03
(S-026/12)
SP-02
(0,00)
(S-106/11)
SP-01
(+0,04)
(SM-001/12)
SM-02
(-0,06)
(S-106/11)
SP-10
(+0,17)
(S-106/11)
SP-05
(+0,03)
0,00
Areia
Areia c/ fragmentos de coral e conchas
Areia c/ fragmentos de conchas
Coral
Areia c/ fragmentos de coral e conchas
Calcário
Areia siltosa argilosa c/fragmentos de conchas
Silte argiloso
Silte argiloso (Solo Residual-Margas)
Argila siltosa
Areia argilosa siltosa
Argila siltosa c/pcos. fragmentos de conchas
Provável aterro
Limite da Sondagem

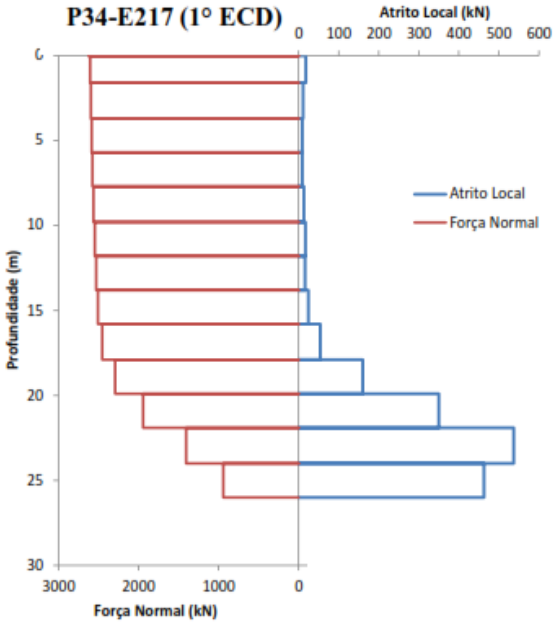

PERFIL 04
0,00
(SM-001/12)
SM-04
(+0,01)
(S-106/11)
SP-16
(+0,02)
(SM-001/12)
SM-01
(-0,11)
(S-106/11)
SP-09
(+0,11)
Aterro de Areia c/ pcos restos de Vegetais
Areia c/ pcos frag. de conchas
Areia c/ pcos frag. de conchas mat. orgânica
Areia c/ mto pcos frag. de conchas c/ pco mat. orgânica
Areia argilosa c/ mto pcos frag. de conchas c/ mat. orgânica
Areia pco siltosa, pco argilosa
Calcário
Areia
Areia c/ pco. fragmentos de conchas
Areia c/ fragmentos de conchas c/ fragmentos de coral
Coral
Areia siltosa, argilosa c/ frag. de coral
Areia siltosa, argilosa c/ pcos frag. de conchas
Provável arenito
Areia siltosa, pco argilosa c/ pcos frag. de arenito
Silte argiloso
Argila mto siltosa
Limite da Sondagem

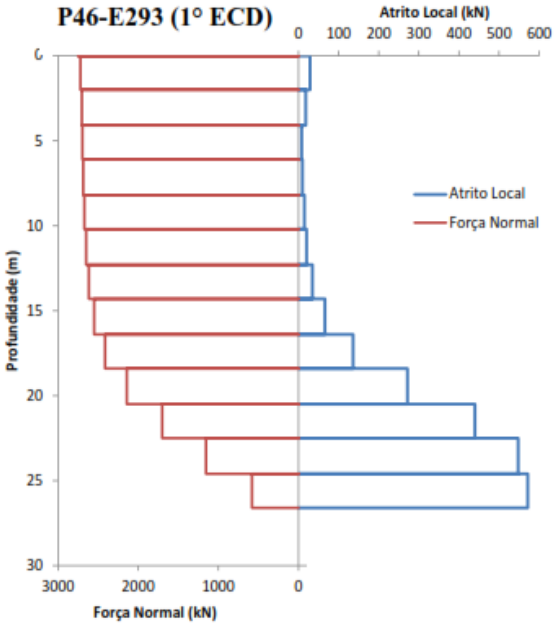

PERFIL 05
(S-026/12)
SP-02
(0,00)
(SM-001/12)
SM-03
(-0,10)
(S-106/11)
SP-14
(+0,28)
(S-106/11)
SP-11
(+0,15)
0,00
Aterro de areia
Areia
Areia c/ fragmentos de conchas
Argila siltosa c/pcos. fragmentos de conchas
Areia argilosa siltosa
Argila siltosa c/matéria orgânica
Silte argiloso
Areia siltosa argilosa
Provável arenito
Limite da Sondagem
Limite da Sondagem
Limite da Sondagem
Limite da Sondagem

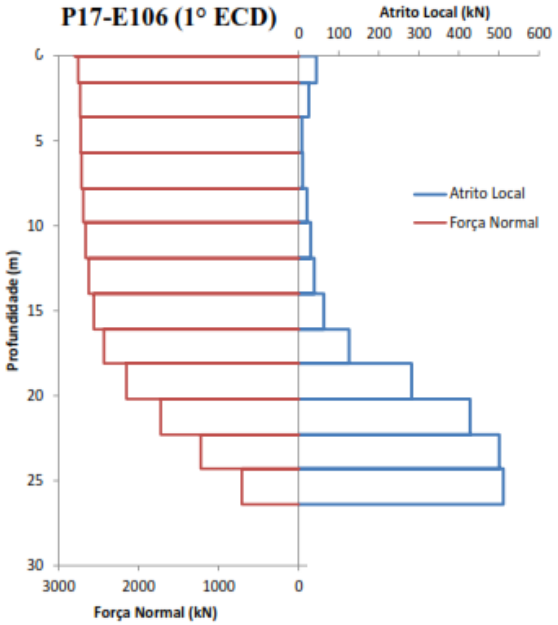

PERFIL 06
SP-08
(Rel. S-106/11)
(-0,15)
SP-05
(Rel. S-026/12)
(-0,30)
SP-04
(Rel. S-026/12)
(-0,13)
SP-03
(Rel. S-026/12)
(-0,08)
SP-02
(Rel. S-026/12)
(0,00)
Areia fina, mto pco siltosa, c/ mat. orgânica, fôfa, cinza escuro
1,00
Areia fina c/ pca areia média, mto pco siltosa, c/ fragmentos de conchas, compacta
Aterro de areia fina c/pco restos de vegetais.
1,30
1,35
Aterro de areia fina c/ mto pco frag. de conchas e vegetais
1,50
Aterro de areia fina
1,88
7,00
Areia fina c/ pca areia média, c/ mto pco frag. de conchas, c/ pca. mat. orgânica, fôfa a mdte.compacta
Areia fina c/areia média,mto pco siltosa, c/ frag. de conchas, fôfa a mdte.compacta
Areia fina c/areia média c/mto pco frag. de conchas, fôfa a mdte.compacta
Areia fina c/areia média c/mto pco frag. de conchas, c/ mto pca mat. orgânica, mdte.compacta
Areia fina, mto pco siltosa, c/ fragmentos de conchas, fôfa, cinza claro
Silte argiloso
Areia fina
17,25
18,35
19,00
16,37
Argila siltosa
18,65
Areia fina
20,95
16,48
Argila siltosa
19,00
Areia fina
20,35
15,25
Argila siltosa c/ pca mat. orgânica
18,60
Areia fina
20,25
Argila siltosa
22,90
19,00
Argila siltosa, de consistência média a dura, cinza escuro.
Silte argiloso c/ mat. orgânica, de consistência dura, cinza escuro.
Silte argiloso c/ mat. orgânica, de consistência rija a dura, cinza escuro.
Argila siltosa c/ mat orgânica, de consistência média a dura, cinza escuro.
Silte argiloso c/ mat. orgânica, de consistência dura, cinza.
29,00
29,37
29,36
30,38
29,37

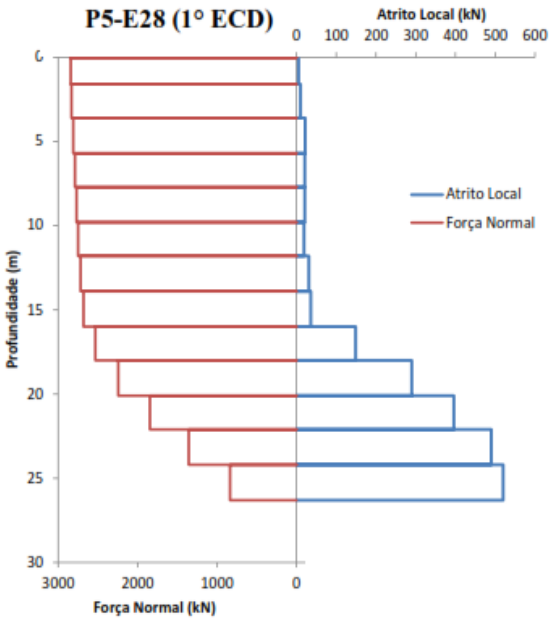
APÊNDICE B – Transferência de Carga ao Longo do Fuste da Estaca com base nos resultados da Análise CAPWAP

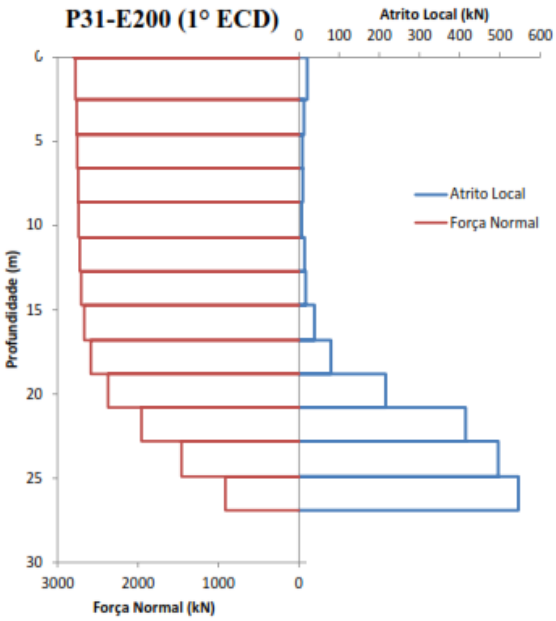

P2-E8 (1° ECD)
Atrito Local (kN)
0 100 200 300 400 500 600
Atrito Local
Força Normal
Profundidade (m)
0 5 10 15 20 25 30
3000 2000 1000 0
Força Normal (kN)

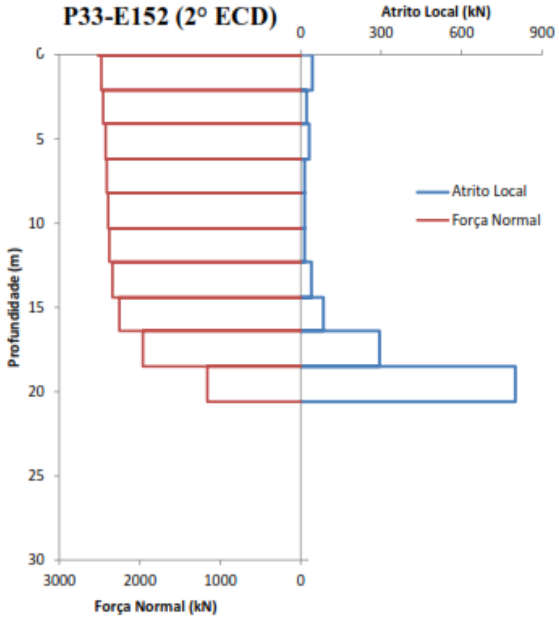

P34-E217 (1° ECD)
Atrito Local (kN)
0 100 200 300 400 500 600
Atrito Local
Força Normal
Profundidade (m)
0 5 10 15 20 25 30
3000 2000 1000 0
Força Normal (kN)

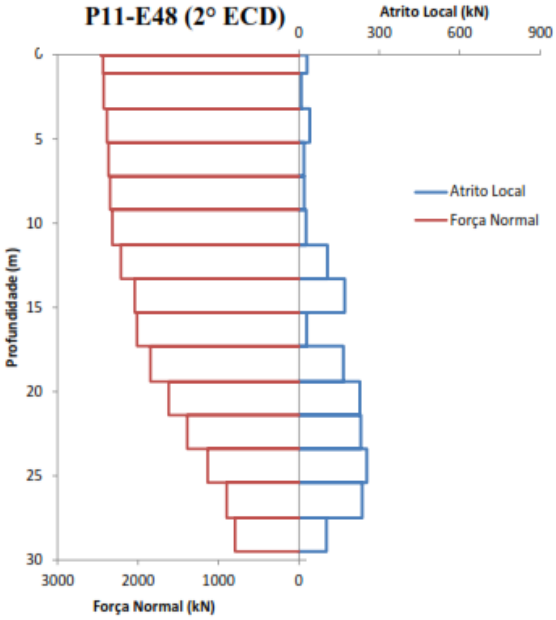

P46-E293 (1° ECD)
Atrito Local (kN)
0 100 200 300 400 500 600
Atrito Local
Força Normal
Profundidade (m)
0 5 10 15 20 25 30
3000 2000 1000 0
Força Normal (kN)

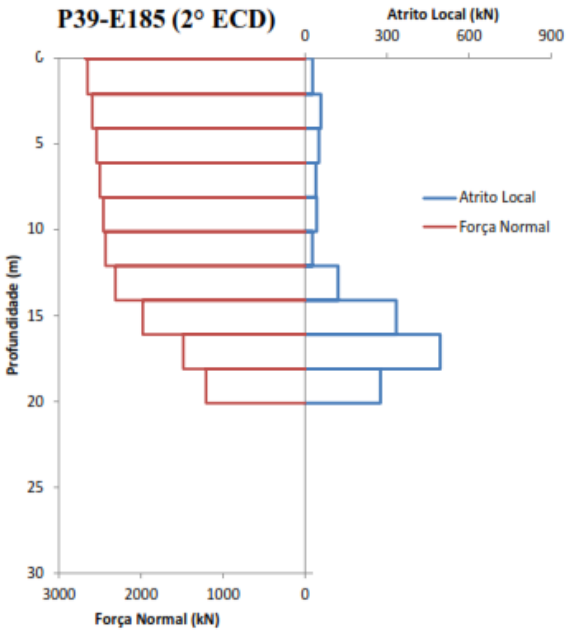

P17-E106 (1° ECD)
Atrito Local (kN)
0 100 200 300 400 500 600
Atrito Local
Força Normal
Profundidade (m)
0 5 10 15 20 25 30
3000 2000 1000 0
Força Normal (kN)

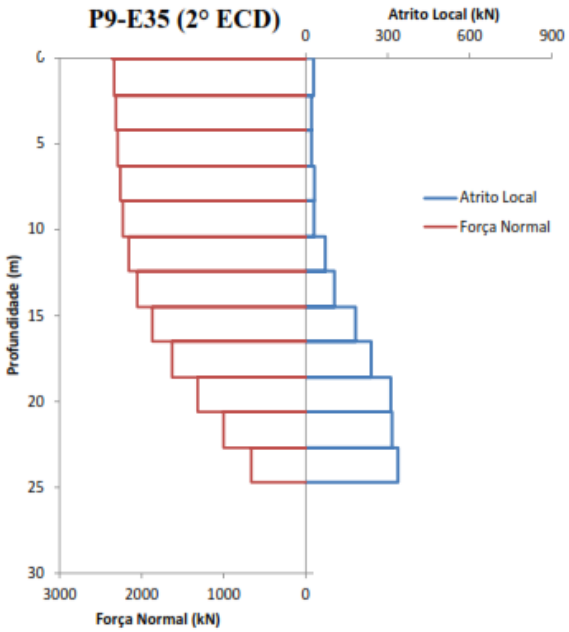

P5-E28 (1° ECD)
Atrito Local (kN)
0 100 200 300 400 500 600
Atrito Local
Força Normal
Profundidade (m)
0 5 10 15 20 25 30
3000 2000 1000 0
Força Normal (kN)

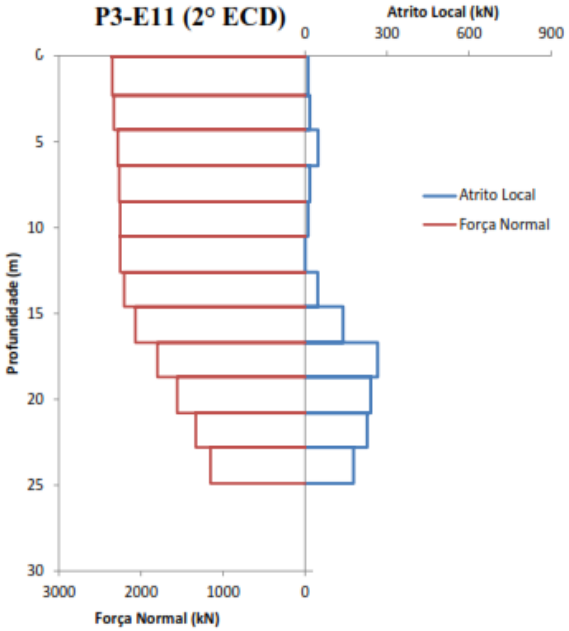

P31-E200 (1° ECD)
Atrito Local (kN)
0 100 200 300 400 500 600
Atrito Local
Força Normal
Profundidade (m)
0 5 10 15 20 25 30
3000 2000 1000 0
Força Normal (kN)

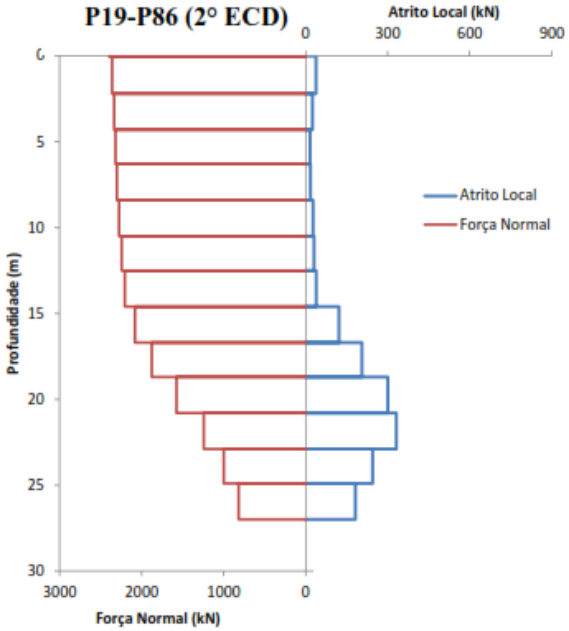

P33-E152 (2° ECD)
Atrito Local (kN)
0 300 600 900
Atrito Local
Força Normal
Profundidade (m)
0 5 10 15 20 25 30
3000 2000 1000 0
Força Normal (kN)

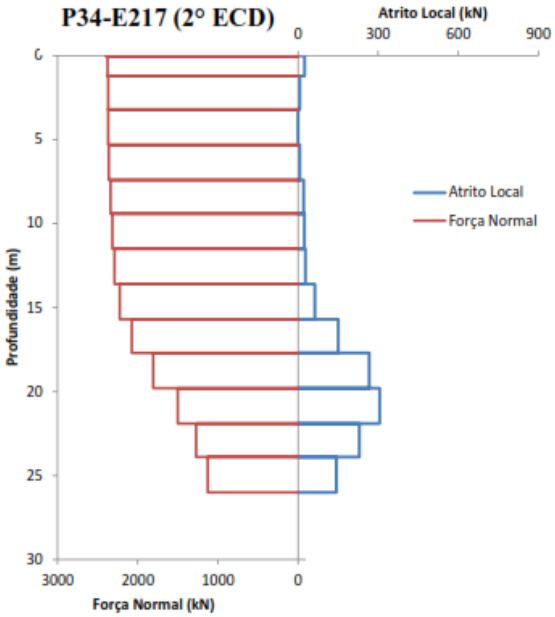

P11-E48 (2° ECD)
Atrito Local (kN)
0 300 600 900
Atrito Local
Força Normal
Profundidade (m)
0 5 10 15 20 25 30
3000 2000 1000 0
Força Normal (kN)

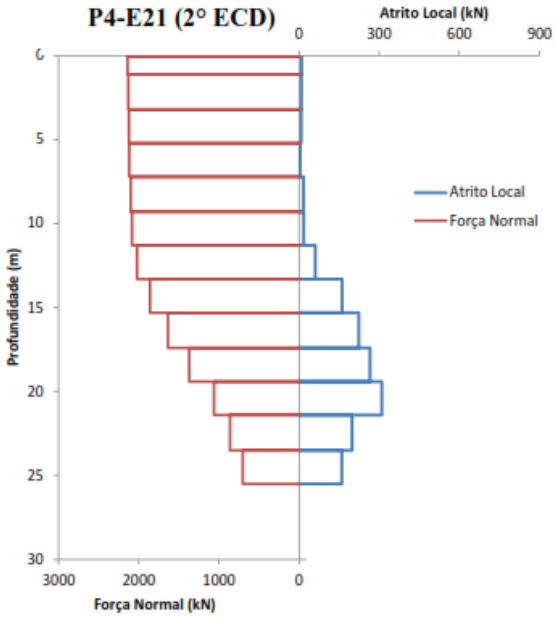

P39-E185 (2° ECD)
Atrito Local (kN)
0
300
600
900
0
5
10
15
20
25
30
Profundidade (m)
Atrito Local
Força Normal
3000
2000
1000
0
Força Normal (kN)

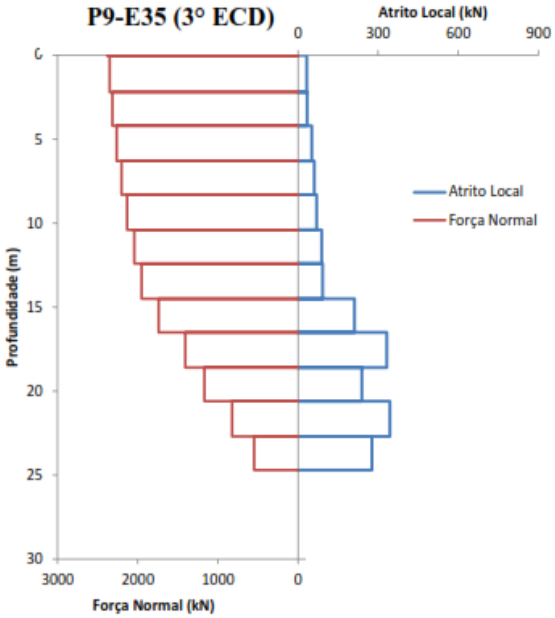

P9-E35 (2° ECD)
Atrito Local (kN)
0
300
600
900
0
5
10
15
20
25
30
Profundidade (m)
Atrito Local
Força Normal
3000
2000
1000
0
Força Normal (kN)

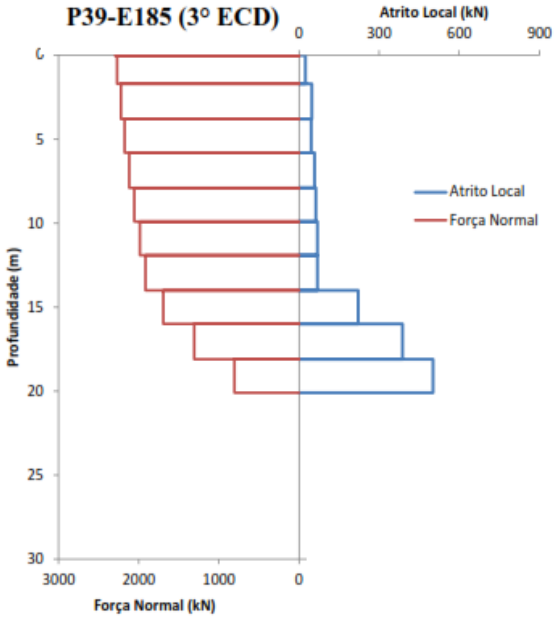

P3-E11 (2° ECD)
Atrito Local (kN)
0
300
600
900
0
5
10
15
20
25
30
Profundidade (m)
Atrito Local
Força Normal
3000
2000
1000
0
Força Normal (kN)

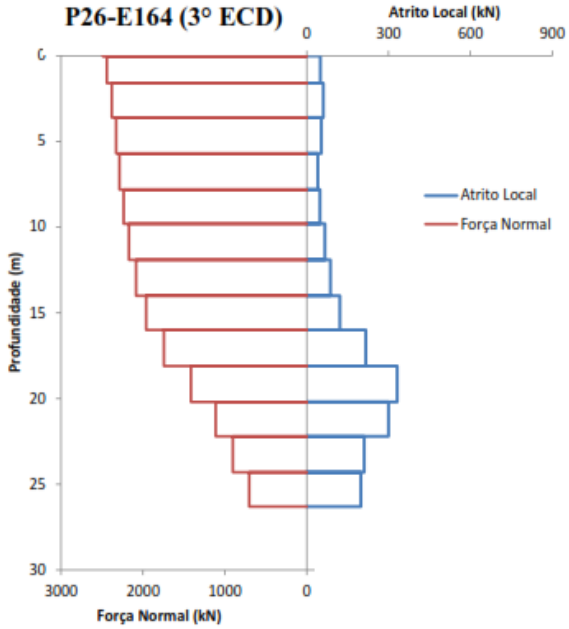

P19-P86 (2° ECD)
Atrito Local (kN)
0
300
600
900
0
5
10
15
20
25
30
Profundidade (m)
Atrito Local
Força Normal
3000
2000
1000
0
Força Normal (kN)

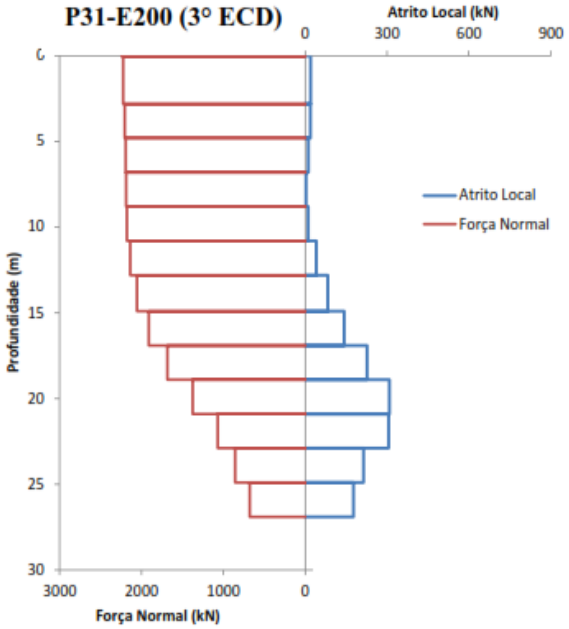

P34-E217 (2° ECD)
Atrito Local (kN)
0
300
600
900
0
5
10
15
20
25
30
Profundidade (m)
Atrito Local
Força Normal
3000
2000
1000
0
Força Normal (kN)

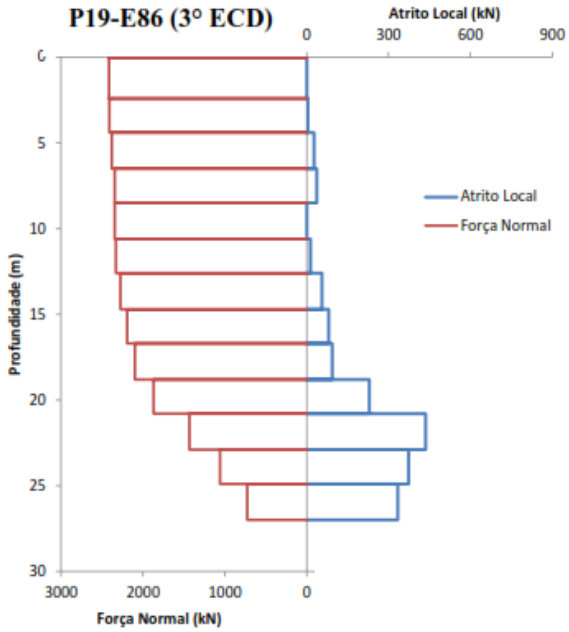

P4-E21 (2° ECD)
Atrito Local (kN)
0
300
600
900
0
5
10
15
20
25
30
Profundidade (m)
Atrito Local
Força Normal
3000
2000
1000
0
Força Normal (kN)

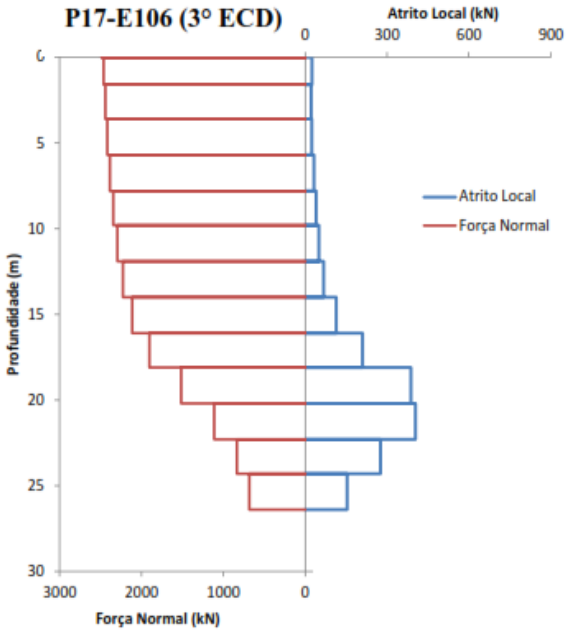

P9-E35 (3° ECD)
Atrito Local (kN)
0
300
600
900
0
5
10
15
20
25
30
Profundidade (m)
Atrito Local
Força Normal
3000
2000
1000
0
Força Normal (kN)

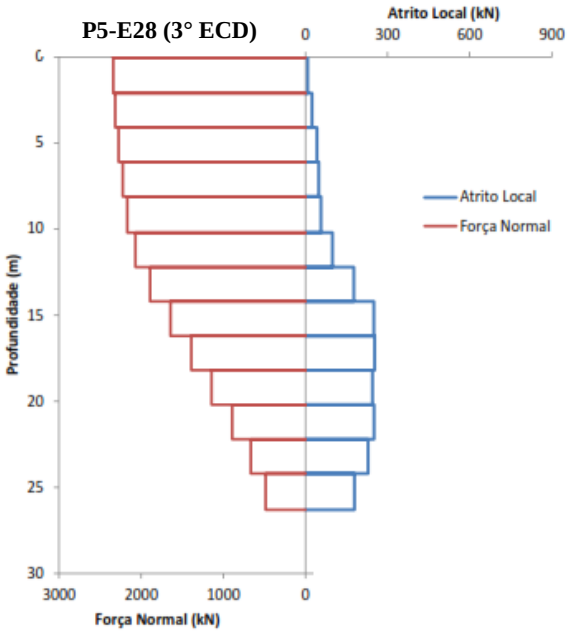

P39-E185 (3° ECD)
Atrito Local (kN)
0
300
600
900
0
5
10
15
20
25
30
Profundidade (m)
Atrito Local
Força Normal
3000
2000
1000
0
Força Normal (kN)

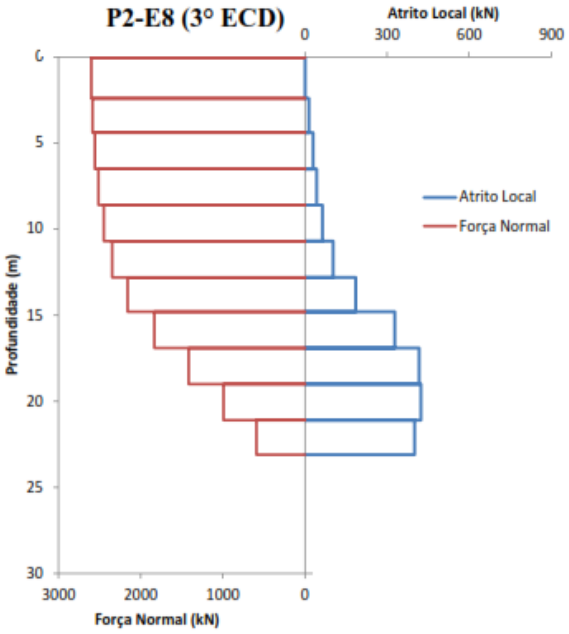

P26-E164 (3° ECD)
Atrito Local (kN)
0
300
600
900
0
5
10
15
20
25
30
Profundidade (m)
Atrito Local
Força Normal
3000
2000
1000
0
Força Normal (kN)

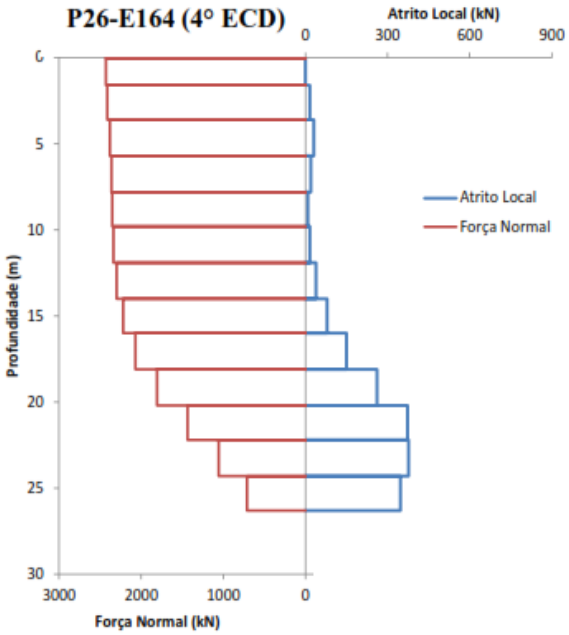

P31-E200 (3° ECD)
Atrito Local (kN)
0
300
600
900
0
5
10
15
20
25
30
Profundidade (m)
Atrito Local
Força Normal
3000
2000
1000
0
Força Normal (kN)

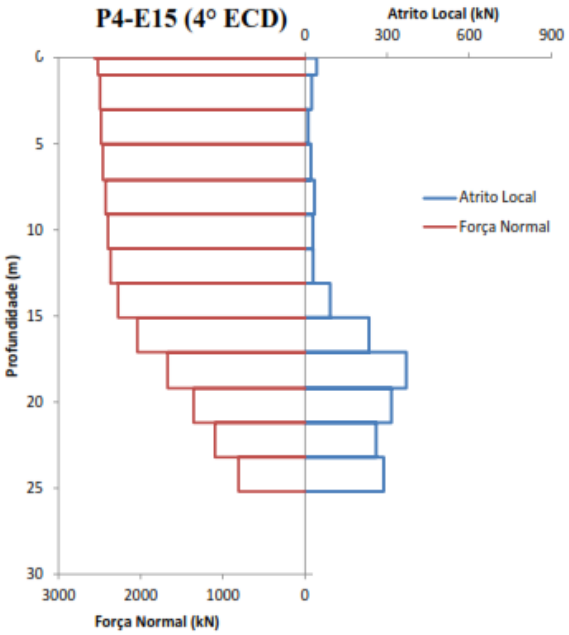

P19-E86 (3° ECD)
Atrito Local (kN)
0
300
600
900
0
5
10
15
20
25
30
Profundidade (m)
Atrito Local
Força Normal
3000
2000
1000
0
Força Normal (kN)

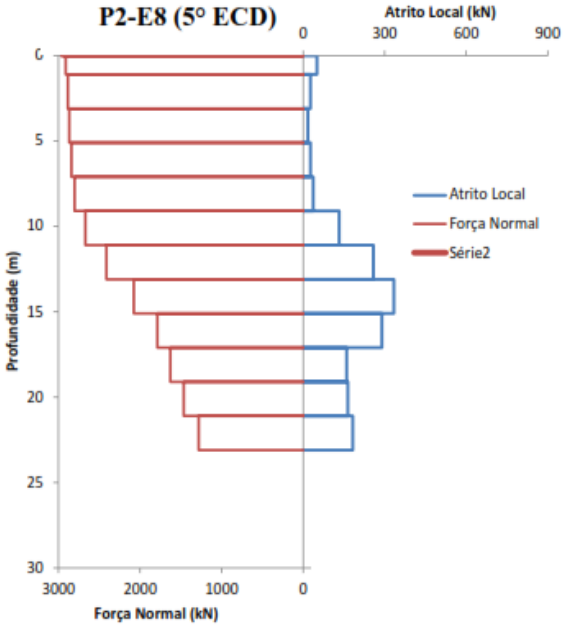

P17-E106 (3° ECD)
Atrito Local (kN)
0
300
600
900
0
5
10
15
20
25
30
Profundidade (m)
Atrito Local
Força Normal
3000
2000
1000
0
Força Normal (kN)

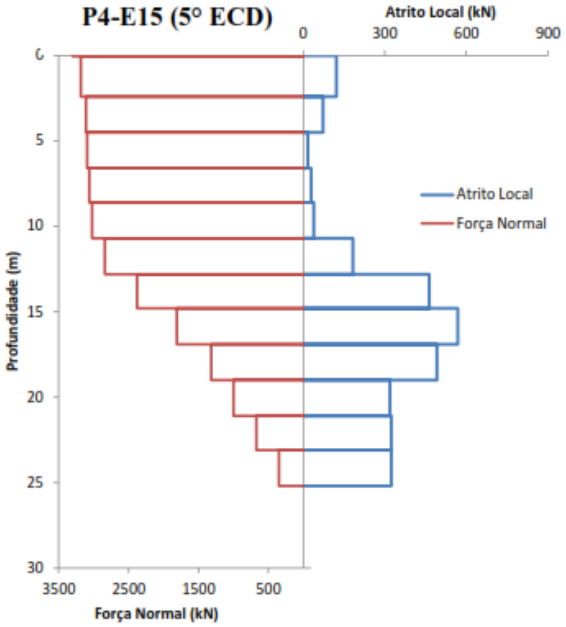

P5-E28 (3° ECD)
Atrito Local (kN)
0
300
600
900
0
5
10
15
20
25
30
Profundidade (m)
3000
2000
1000
0
Força Normal (kN)
Atrito Local
Força Normal

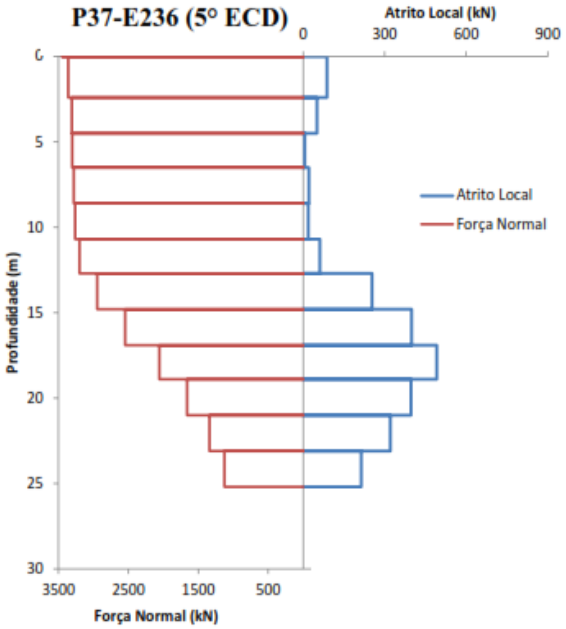

P2-E8 (3° ECD)
Atrito Local (kN)
0
300
600
900
0
5
10
15
20
25
30
Profundidade (m)
3000
2000
1000
0
Força Normal (kN)
Atrito Local
Força Normal

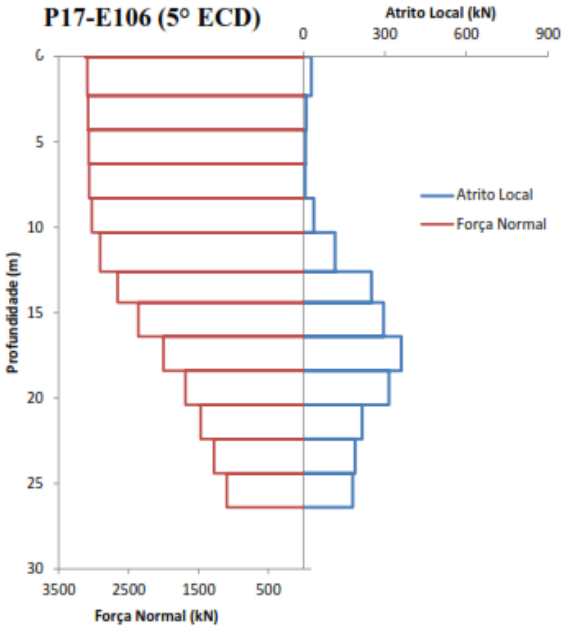

P26-E164 (4° ECD)
Atrito Local (kN)
0
300
600
900
0
5
10
15
20
25
30
Profundidade (m)
3000
2000
1000
0
Força Normal (kN)
Atrito Local
Força Normal

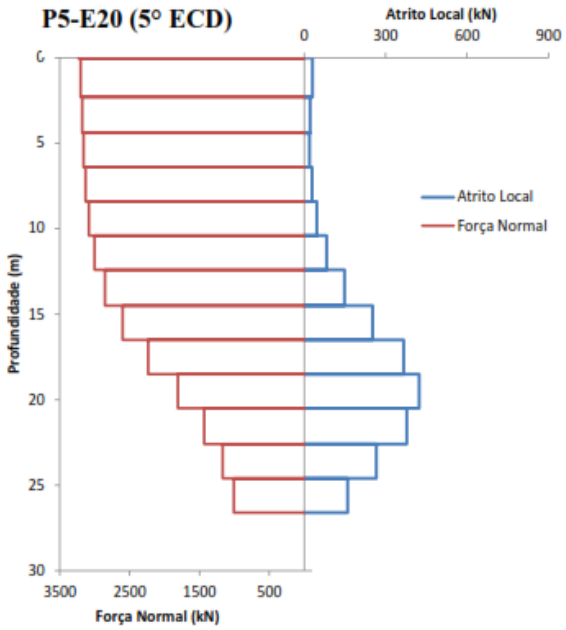

P4-E15 (4° ECD)
Atrito Local (kN)
0
300
600
900
0
5
10
15
20
25
30
Profundidade (m)
3000
2000
1000
0
Força Normal (kN)
Atrito Local
Força Normal

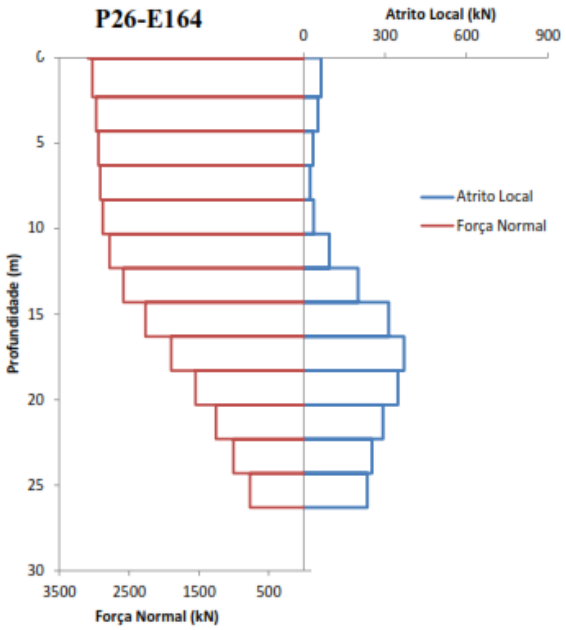

P2-E8 (5° ECD)
Atrito Local (kN)
0
300
600
900
0
5
10
15
20
25
30
Profundidade (m)
3000
2000
1000
0
Força Normal (kN)
Atrito Local
Força Normal
Série2


P4-E15 (5° ECD)
Atrito Local (kN)
0
300
600
900
0
5
10
15
20
25
30
Profundidade (m)
3500
2500
1500
500
Força Normal (kN)
Atrito Local
Força Normal

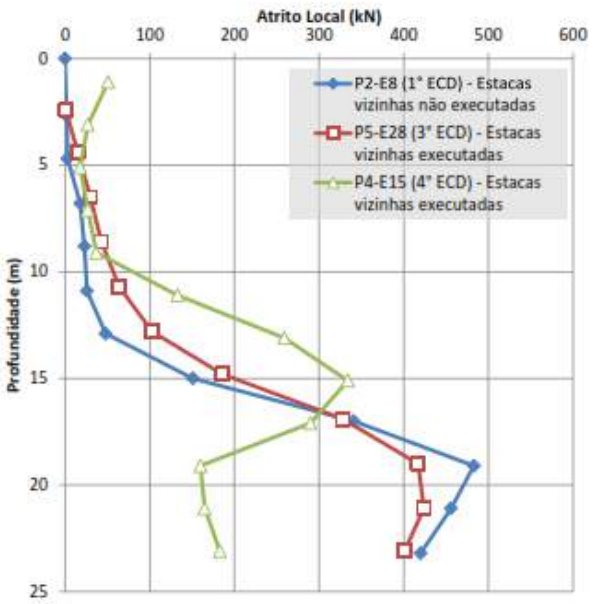

P37-E236 (5° ECD)
Atrito Local (kN)
0
300
600
900
0
5
10
15
20
25
30
Profundidade (m)
3500
2500
1500
500
Força Normal (kN)
Atrito Local
Força Normal

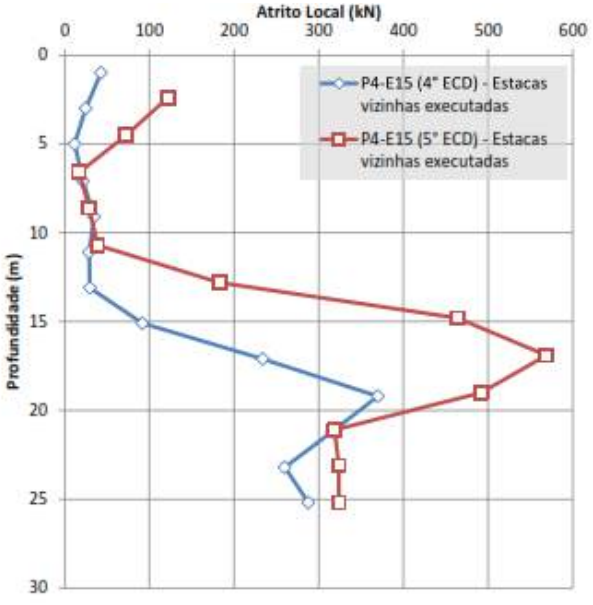

P17-E106 (5° ECD)
Atrito Local (kN)
0
300
600
900
0
5
10
15
20
25
30
Profundidade (m)
3500
2500
1500
500
Força Normal (kN)
Atrito Local
Força Normal

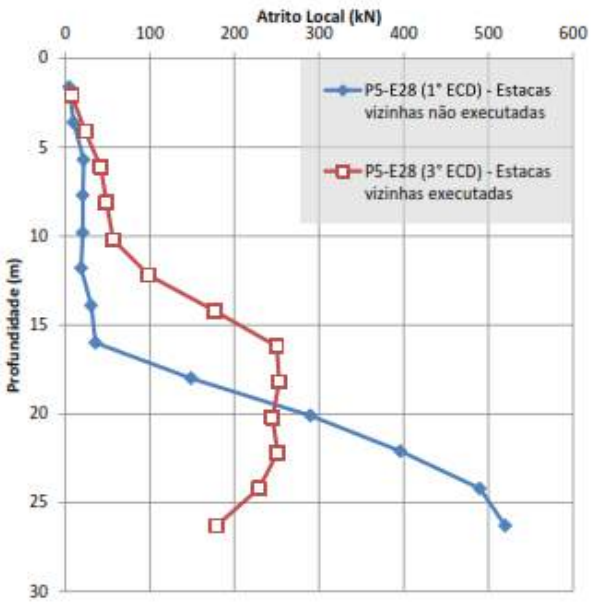

P5-E20 (5° ECD)
Atrito Local (kN)
0
300
600
900
0
5
10
15
20
25
30
Profundidade (m)
Atrito Local
Força Normal
3500
2500
1500
500
Força Normal (kN)

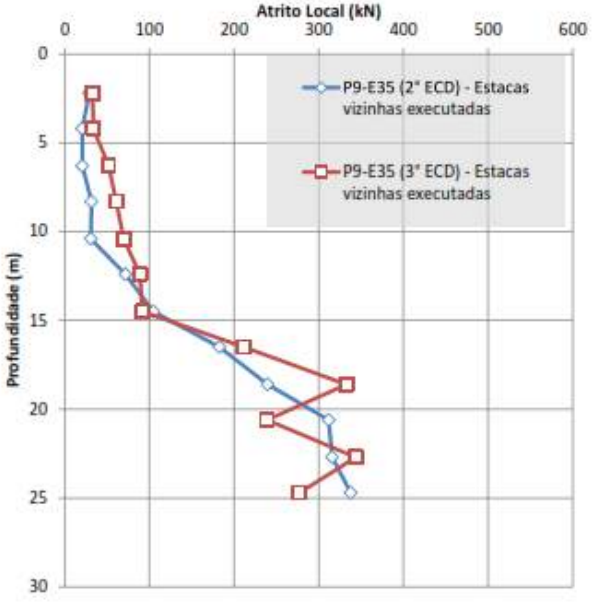

P26-E164
Atrito Local (kN)
0
300
600
900
0
5
10
15
20
25
30
Profundidade (m)
Atrito Local
Força Normal
3500
2500
1500
500
Força Normal (kN)

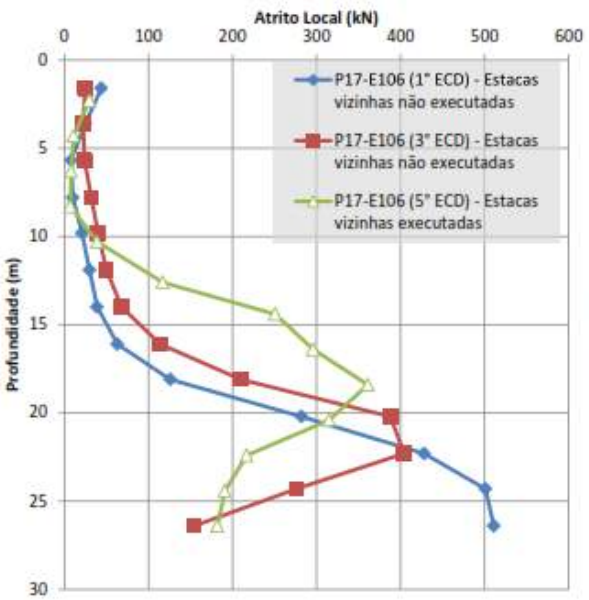
APÊNDICE C – Transferência de Carga ao Longo do Fuste da Estaca em diferentes datas com base nos resultados da Análise CAPWAP

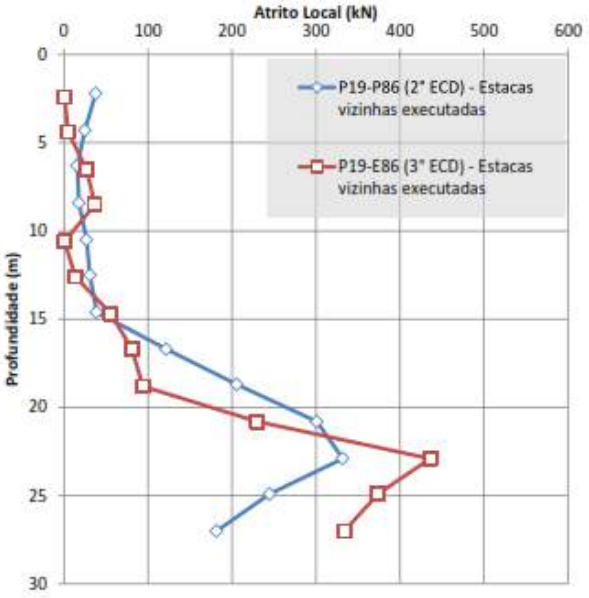

Atrito Local (kN)
0
100
200
300
400
500
600
Profundidade (m)
0
5
10
15
20
25
P2-E8 (1° ECD) - Estacas vizinhas não executadas
P5-E28 (3° ECD) - Estacas vizinhas executadas
P4-E15 (4° ECD) - Estacas vizinhas executadas

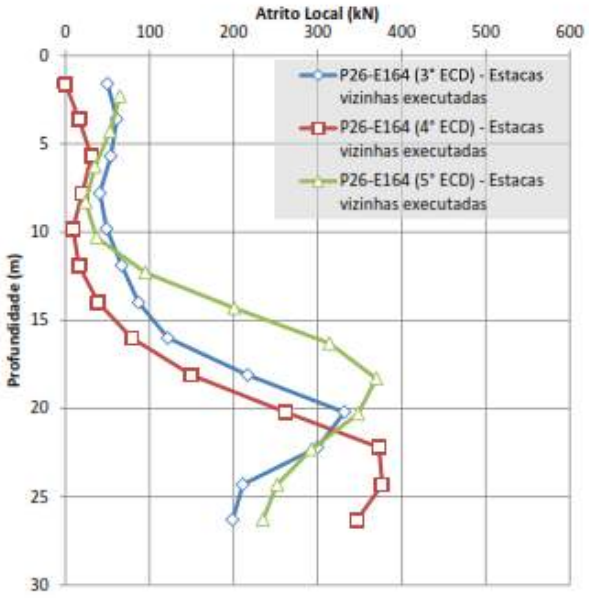

Atrito Local (kN)
0
100
200
300
400
500
600
Profundidade (m)
0
5
10
15
20
25
30
P4-E15 (4° ECD) - Estacas vizinhas executadas
P4-E15 (5° ECD) - Estacas vizinhas executadas

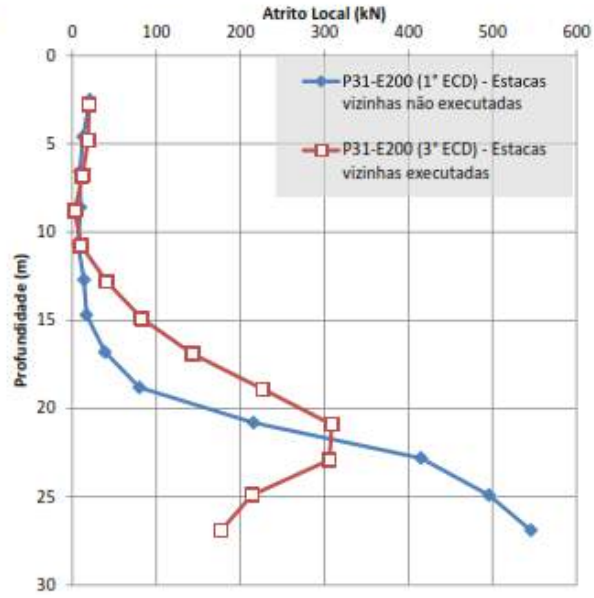

Atrito Local (kN)
0
100
200
300
400
500
600
Profundidade (m)
0
5
10
15
20
25
30
P5-E28 (1° ECD) - Estacas vizinhas não executadas
P5-E28 (3° ECD) - Estacas vizinhas executadas

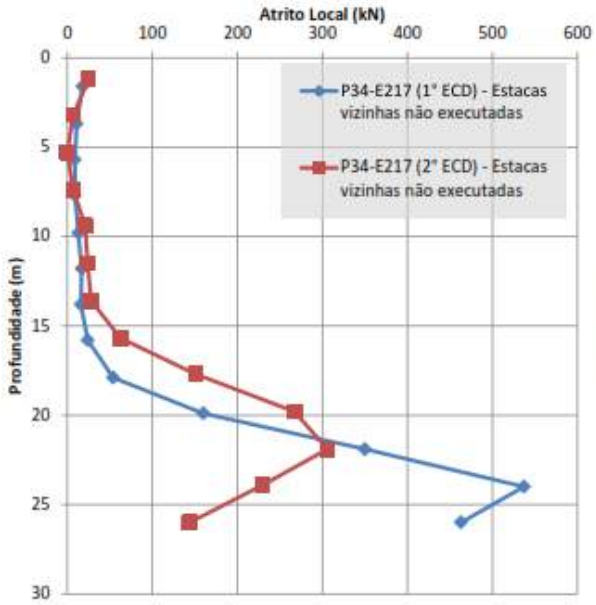

Atrito Local (kN)
0
100
200
300
400
500
600
Profundidade (m)
0
5
10
15
20
25
30
P9-E35 (2° ECD) - Estacas vizinhas executadas
P9-E35 (3° ECD) - Estacas vizinhas executadas

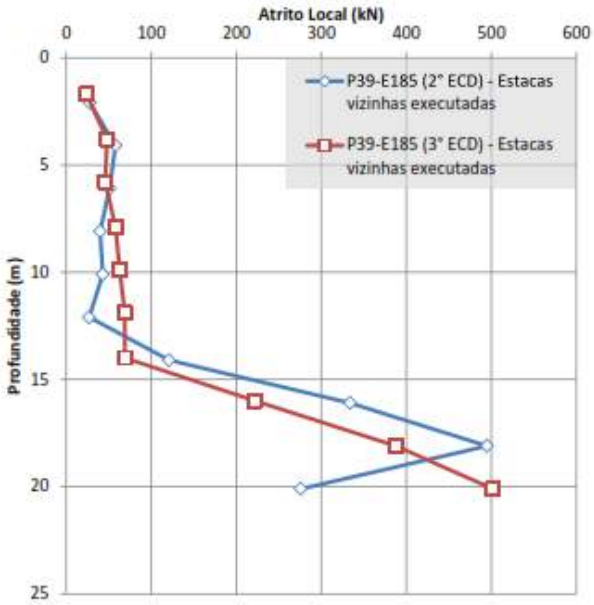

Atrito Local (kN)
0
100
200
300
400
500
600
Profundidade (m)
0
5
10
15
20
25
30
P17-E106 (1° ECD) - Estacas vizinhas não executadas
P17-E106 (3° ECD) - Estacas vizinhas não executadas
P17-E106 (5° ECD) - Estacas vizinhas executadas


Atrito Local (kN)
0
100
200
300
400
500
600
Profundidade (m)
0
5
10
15
20
25
30
P19-P86 (2° ECD) - Estacas vizinhas executadas
P19-E86 (3° ECD) - Estacas vizinhas executadas

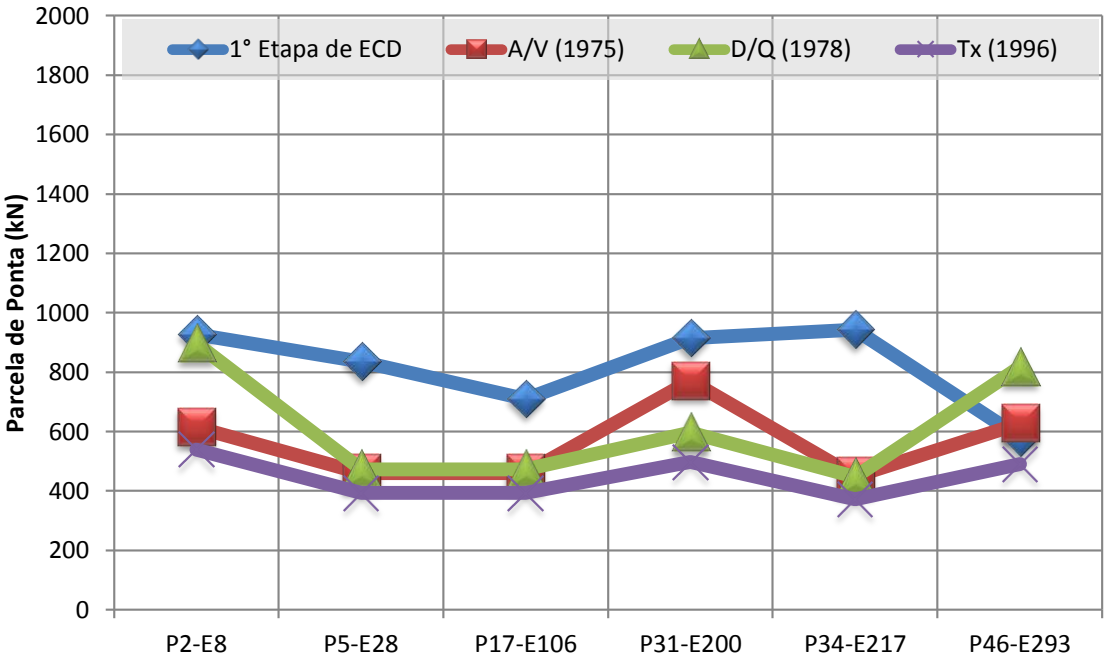

Atrito Local (kN)
0
100
200
300
400
500
600
Profundidade (m)
0
5
10
15
20
25
30
P26-E164 (3° ECD) - Estacas vizinhas executadas
P26-E164 (4° ECD) - Estacas vizinhas executadas
P26-E164 (5° ECD) - Estacas vizinhas executadas

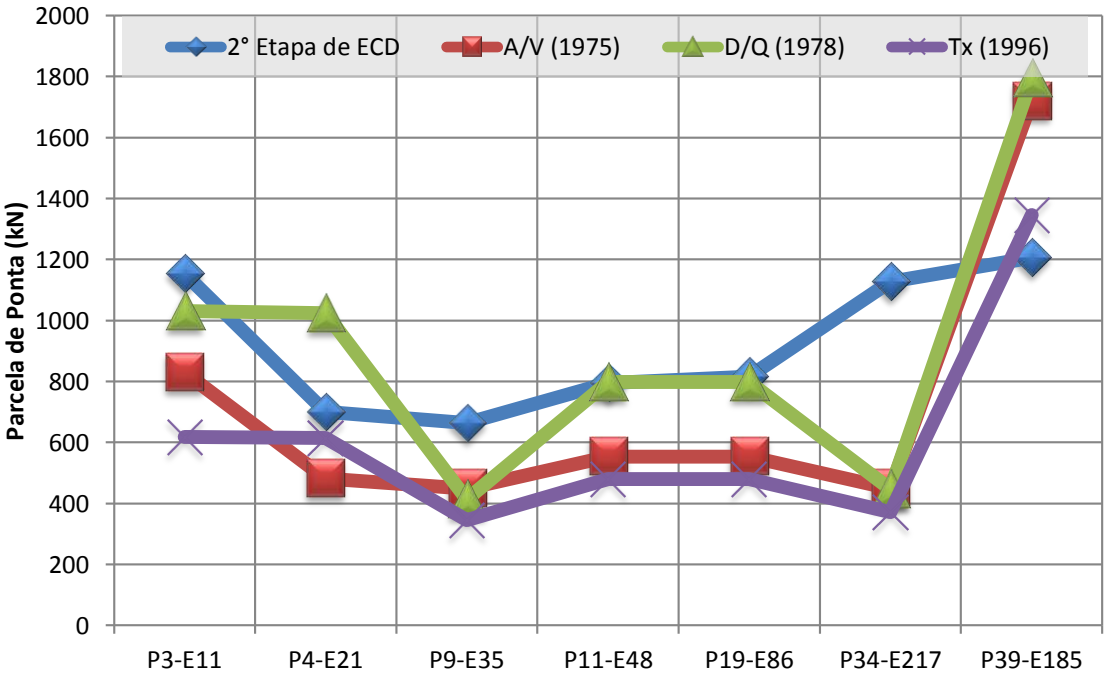

Atrito Local (kN)
0
100
200
300
400
500
600
Profundidade (m)
0
5
10
15
20
25
30
P31-E200 (1° ECD) - Estacas vizinhas não executadas
P31-E200 (3° ECD) - Estacas vizinhas executadas

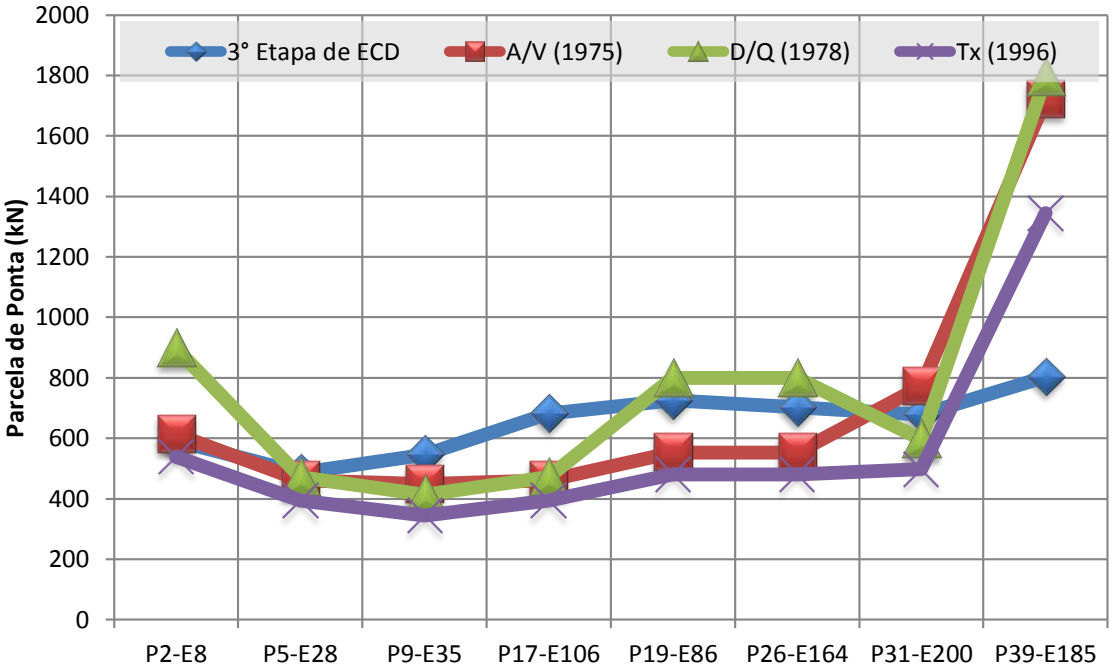

Atrito Local (kN)
0
100
200
300
400
500
600
Profundidade (m)
0
5
10
15
20
25
30
P34-E217 (1° ECD) - Estacas vizinhas não executadas
P34-E217 (2° ECD) - Estacas vizinhas não executadas

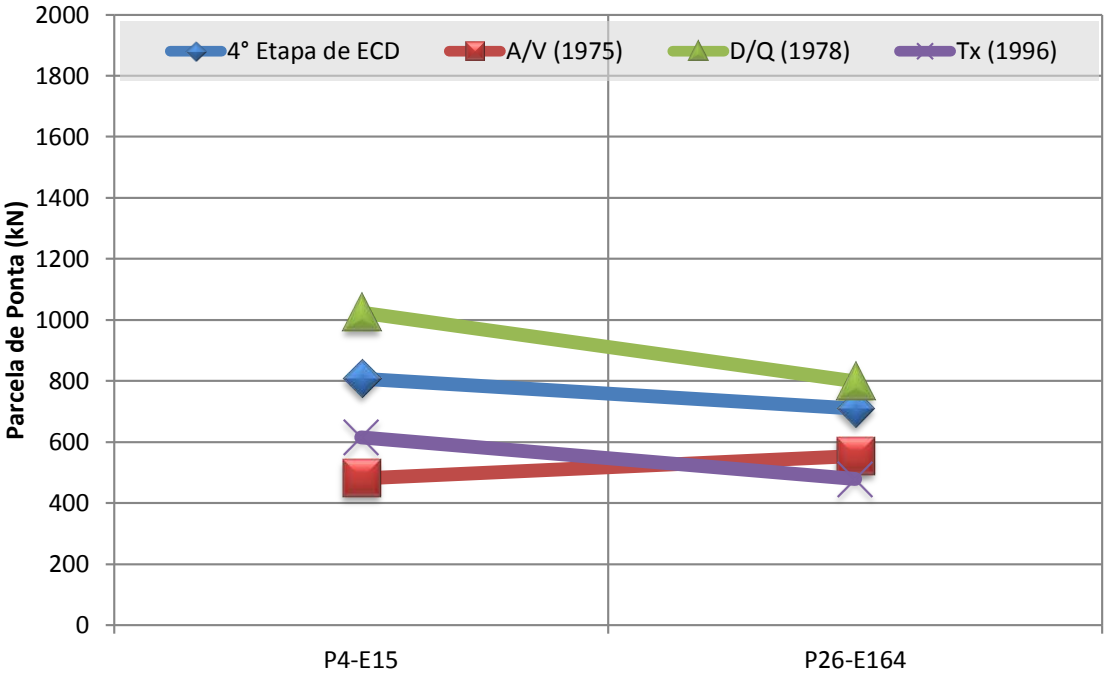

Atrito Local (kN)
0
100
200
300
400
500
600
Profundidade (m)
0
5
10
15
20
25
P39-E185 (2° ECD) - Estacas vizinhas executadas
P39-E185 (3° ECD) - Estacas vizinhas executadas

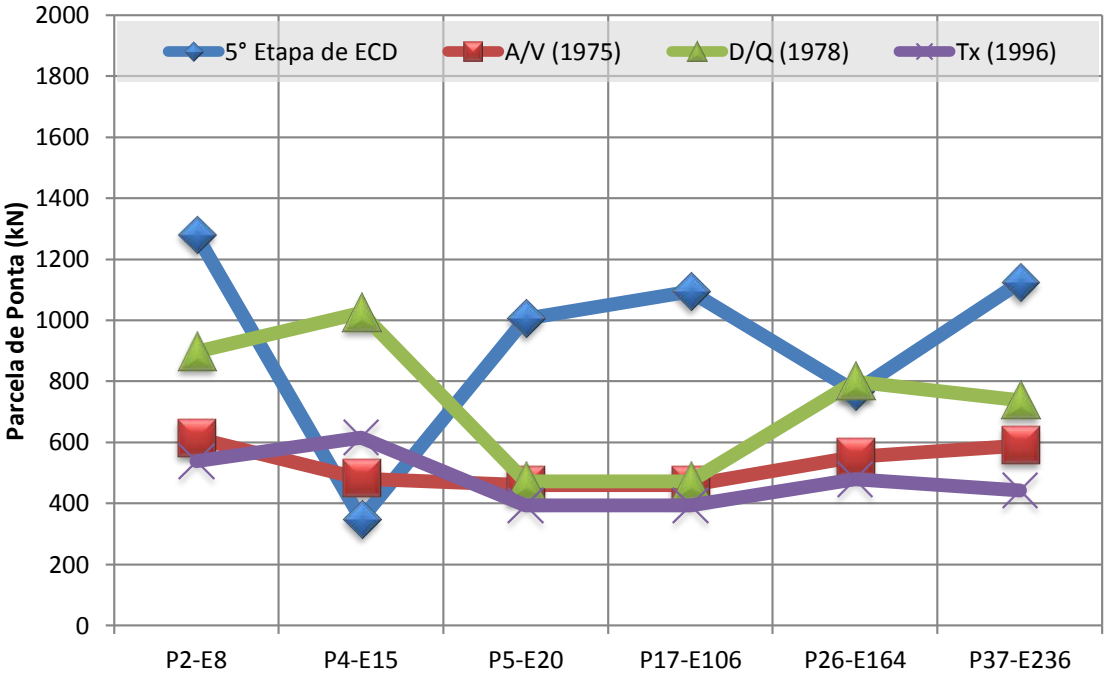
APÊNDICE D – Parcela de atrito lateral e ponta da capacidade de carga obtidos pelos métodos semiempíricos e programa CAPWAP

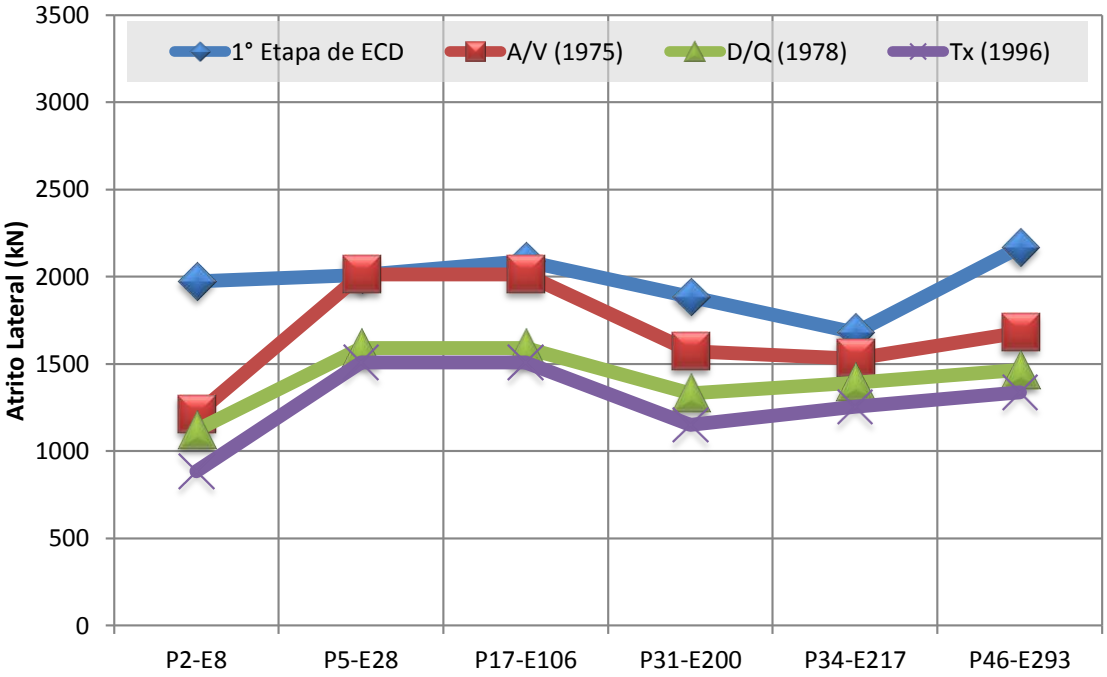

1° Etapa de ECD
A/V (1975)
D/Q (1978)
Tx (1996)
Parcela de Ponta (kN)
2000
1800
1600
1400
1200
1000
800
600
400
200
0
P2-E8
P5-E28
P17-E106
P31-E200
P34-E217
P46-E293

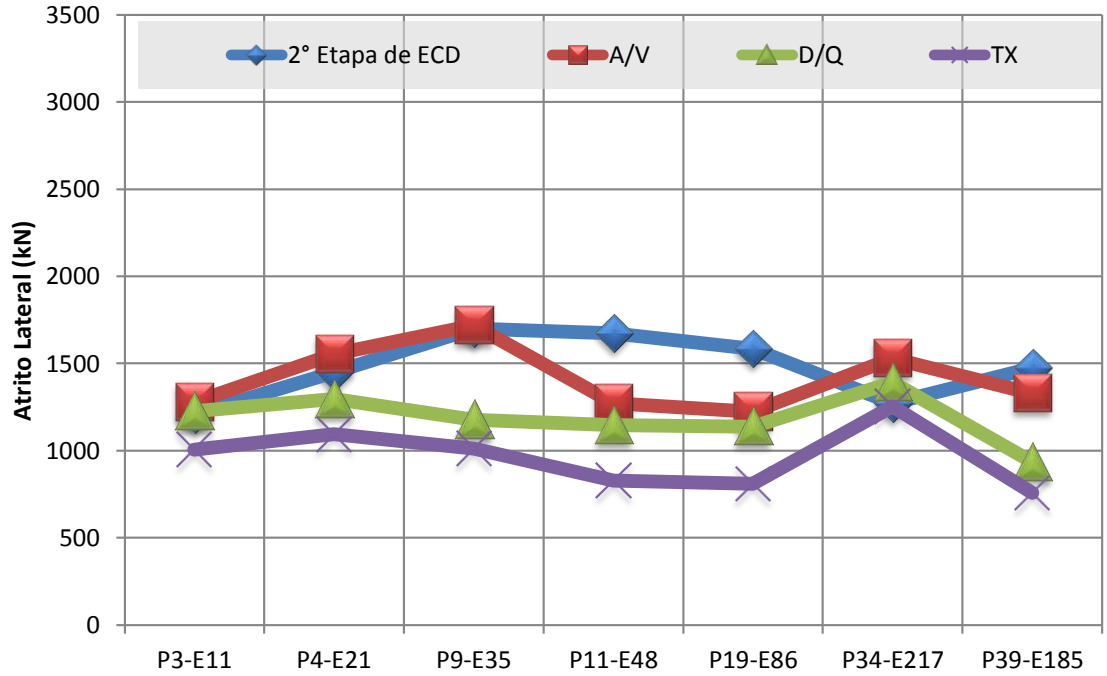

2° Etapa de ECD
A/V (1975)
D/Q (1978)
Tx (1996)
Parcela de Ponta (kN)
2000
1800
1600
1400
1200
1000
800
600
400
200
0
P3-E11
P4-E21
P9-E35
P11-E48
P19-E86
P34-E217
P39-E185

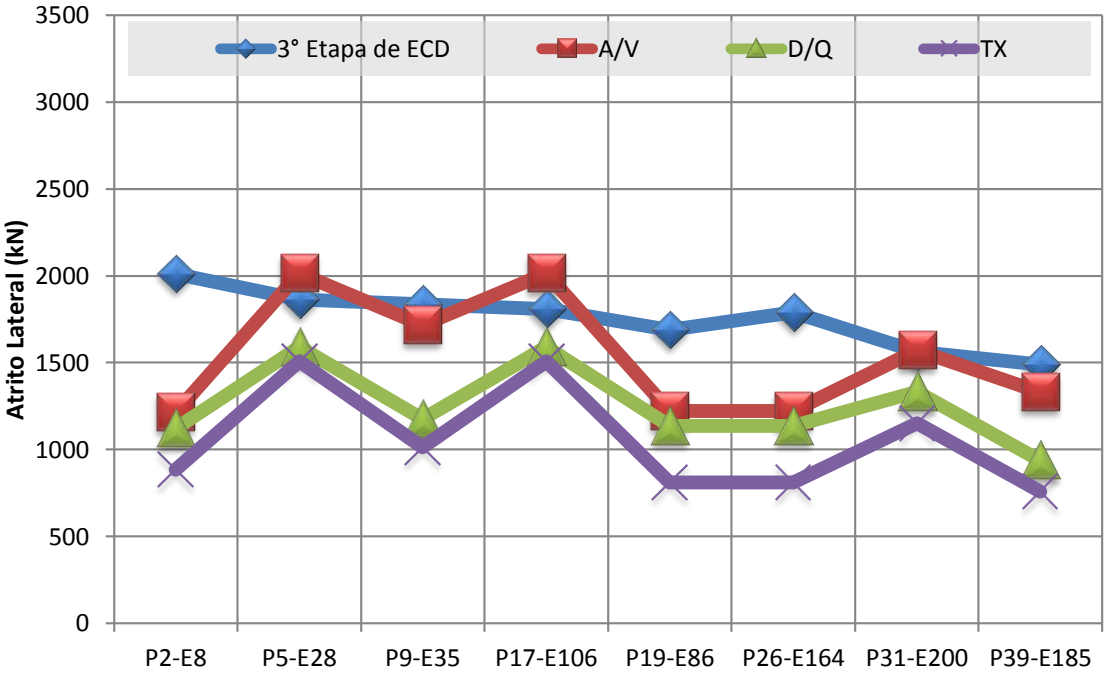

3° Etapa de ECD
A/V (1975)
D/Q (1978)
Tx (1996)
Parcela de Ponta (kN)
2000
1800
1600
1400
1200
1000
800
600
400
200
0
P2-E8
P5-E28
P9-E35
P17-E106
P19-E86
P26-E164
P31-E200
P39-E185

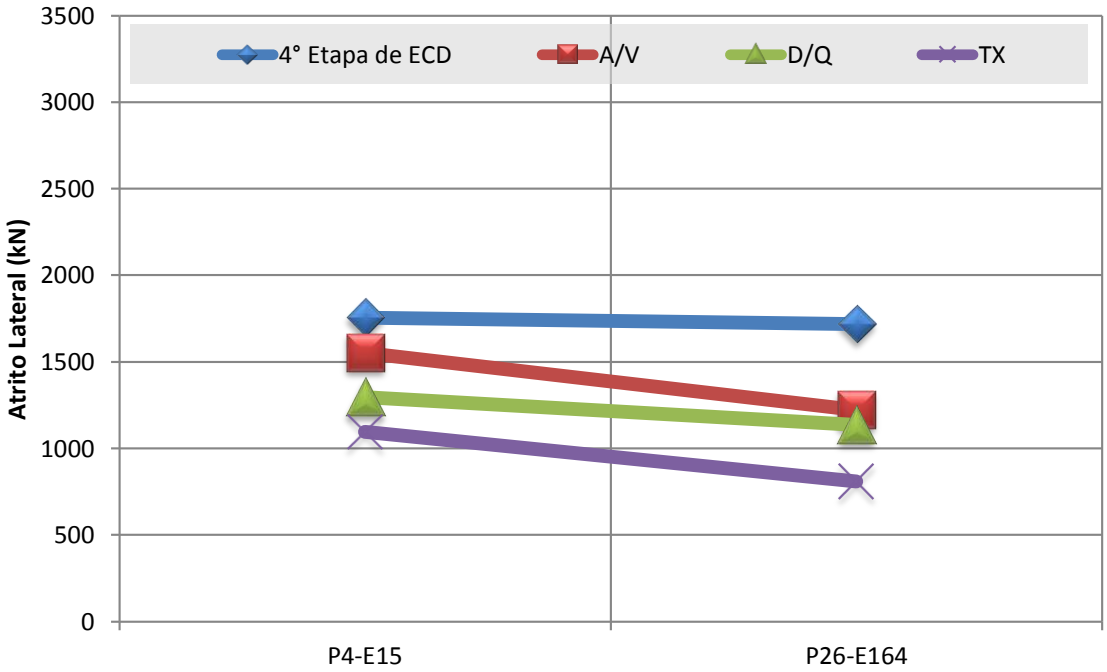

4° Etapa de ECD
A/V (1975)
D/Q (1978)
Tx (1996)
Parcela de Ponta (kN)
2000
1800
1600
1400
1200
1000
800
600
400
200
0
P4-E15
P26-E164

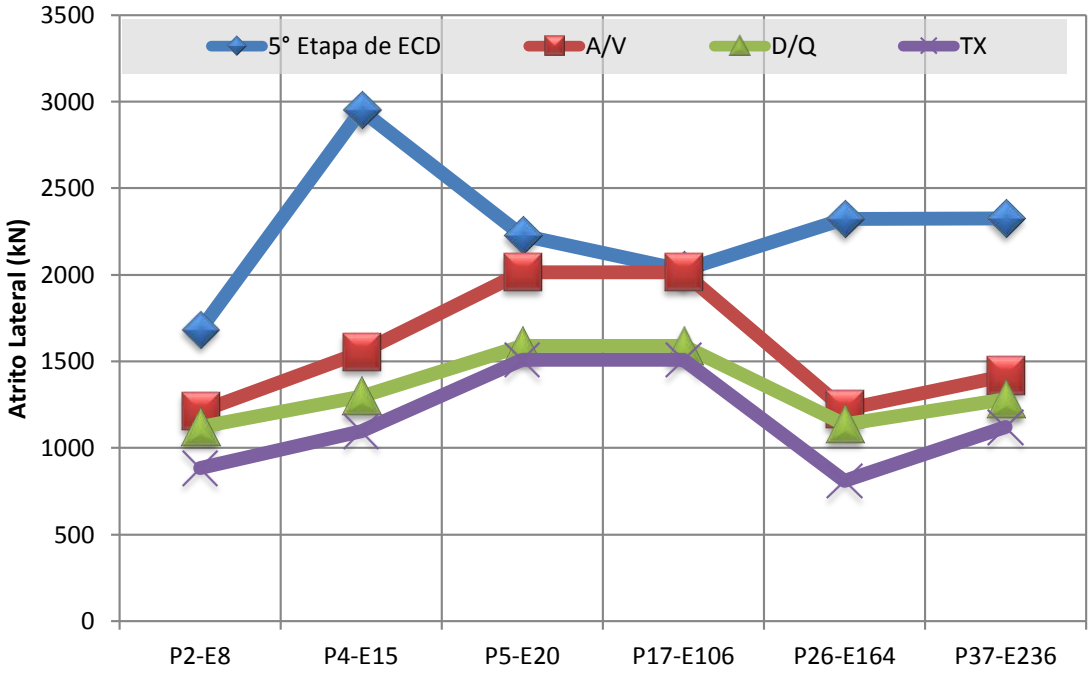

2000
1800
1600
1400
1200
1000
800
600
400
200
0
Parcela de Ponta (kN)
5° Etapa de ECD
A/V (1975)
D/Q (1978)
Tx (1996)
P2-E8
P4-E15
P5-E20
P17-E106
P26-E164
P37-E236


1° Etapa de ECD
A/V (1975)
D/Q (1978)
Tx (1996)
Atrito Lateral (kN)
3500
3000
2500
2000
1500
1000
500
0
P2-E8
P5-E28
P17-E106
P31-E200
P34-E217
P46-E293

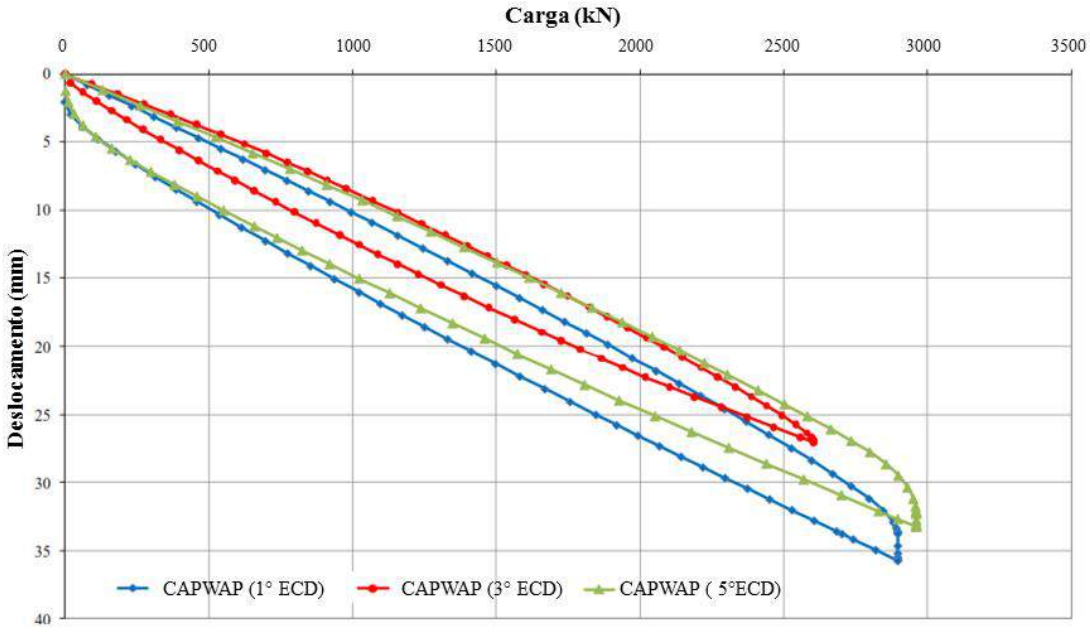

2° Etapa de ECD
A/V
D/Q
TX
Atrito Lateral (kN)
3500
3000
2500
2000
1500
1000
500
0
P3-E11
P4-E21
P9-E35
P11-E48
P19-E86
P34-E217
P39-E185


3° Etapa de ECD
A/V
D/Q
TX
Atrito Lateral (kN)
3500
3000
2500
2000
1500
1000
500
0
P2-E8
P5-E28
P9-E35
P17-E106
P19-E86
P26-E164
P31-E200
P39-E185

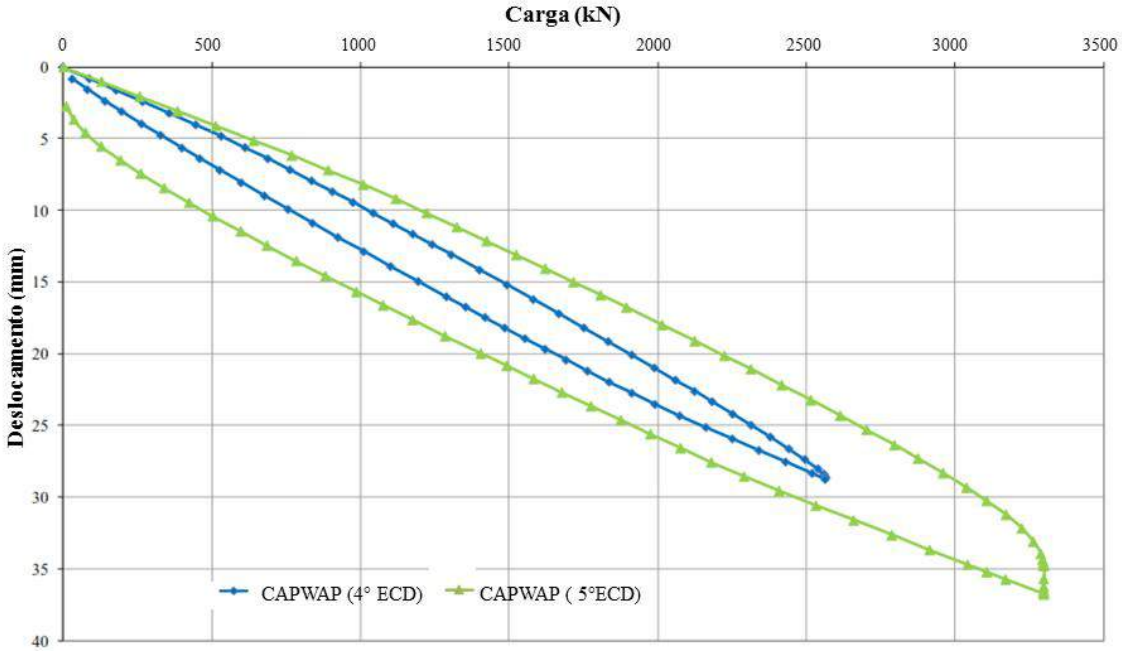

4° Etapa de ECD
A/V
D/Q
TX
Atrito Lateral (kN)
3500
3000
2500
2000
1500
1000
500
0
P4-E15
P26-E164


3500
3000
2500
2000
1500
1000
500
0
Atrito Lateral (kN)
5° Etapa de ECD
A/V
D/Q
TX
P2-E8
P4-E15
P5-E20
P17-E106
P26-E164
P37-E236

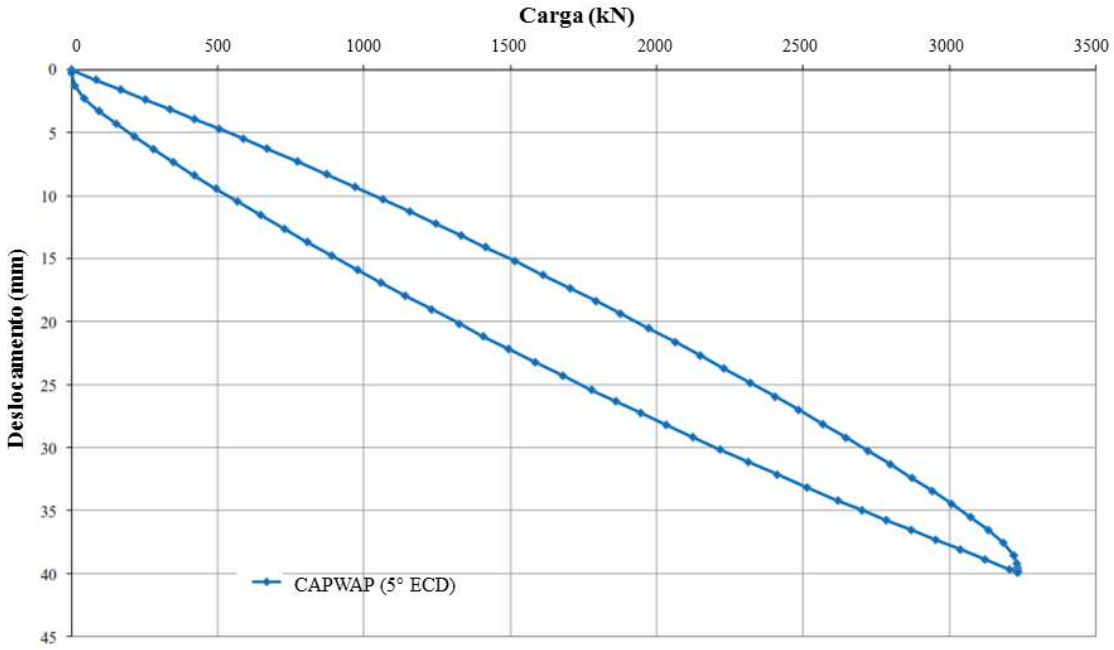
APÊNDICE E – Simulação de Prova de Carga Estática Pelo Programa CAPWAP


Carga (kN)
0
500
1000
1500
2000
2500
3000
3500
Deslocamento (mm)
0
5
10
15
20
25
30
35
40
CAPWAP (1° ECD)
CAPWAP (3° ECD)
CAPWAP (5°ECD)

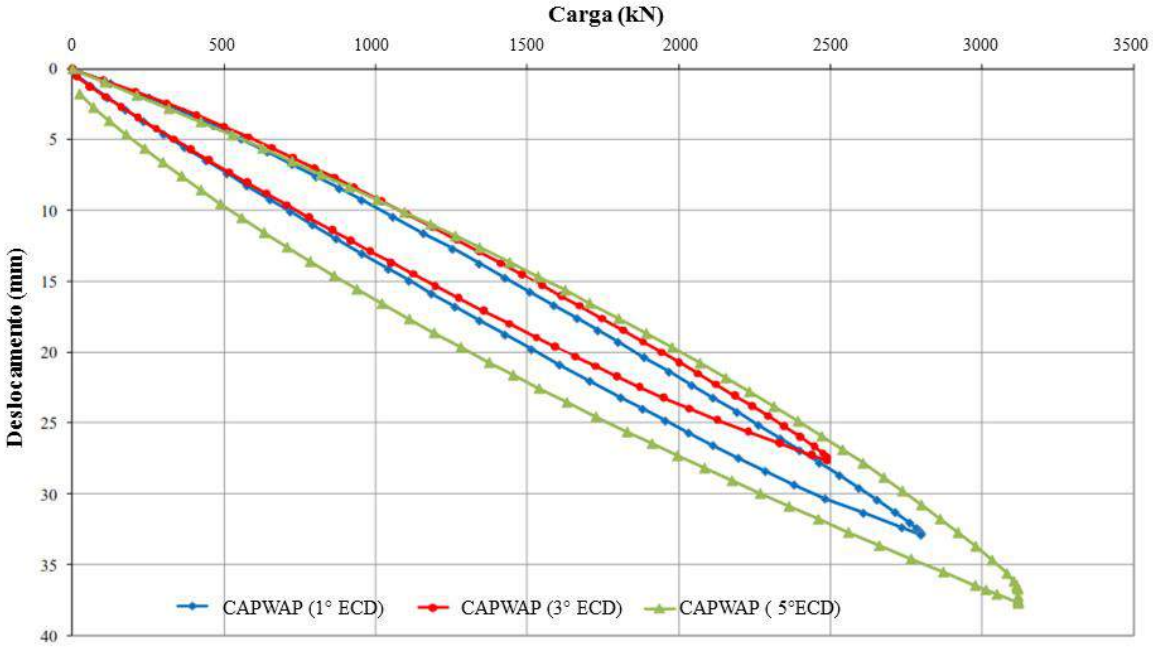
P2-E8


Carga (kN)
0
500
1000
1500
2000
2500
3000
3500
Deslocamento (mm)
0
5
10
15
20
25
30
35
40
CAPWAP (4° ECD)
CAPWAP (5°ECD)

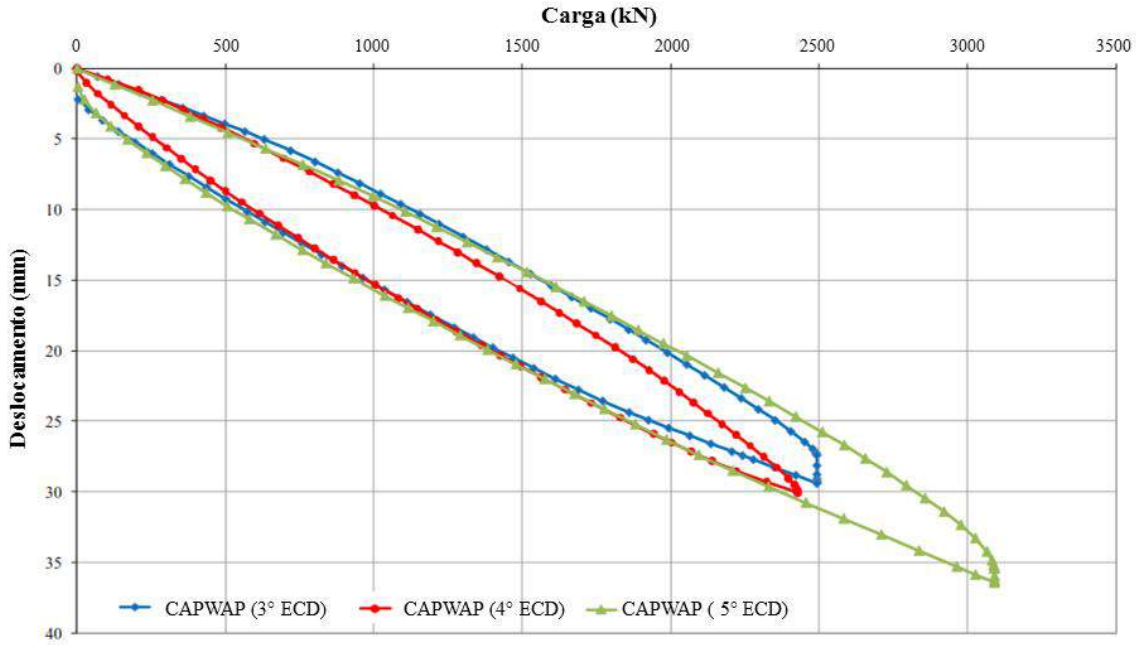
P4-E15



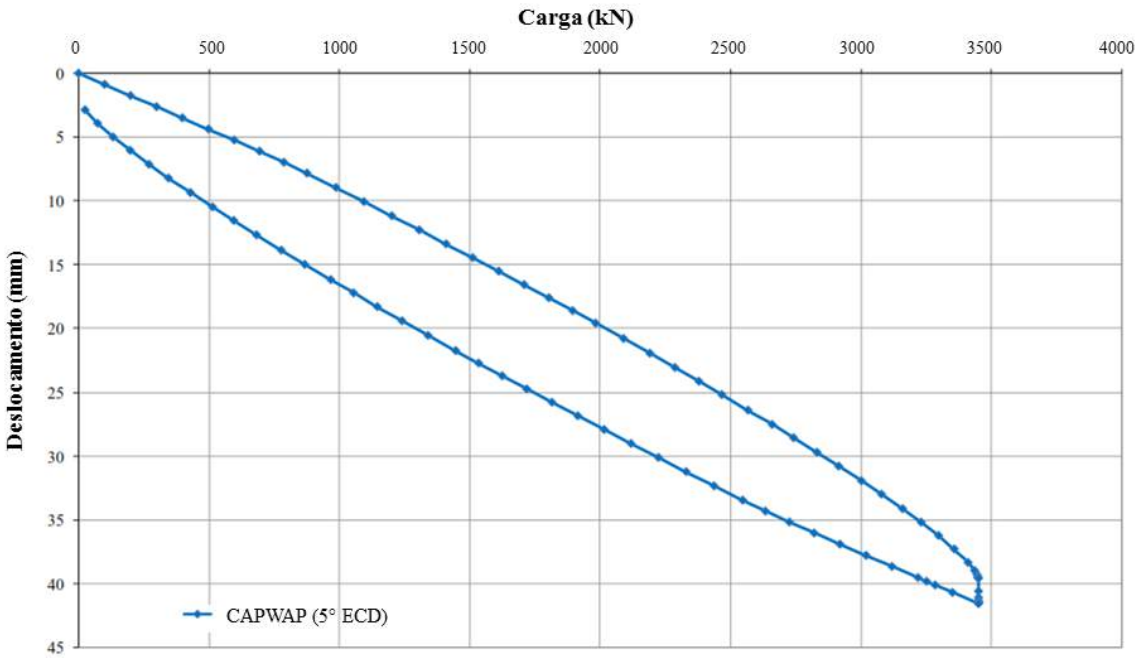
P5-E20



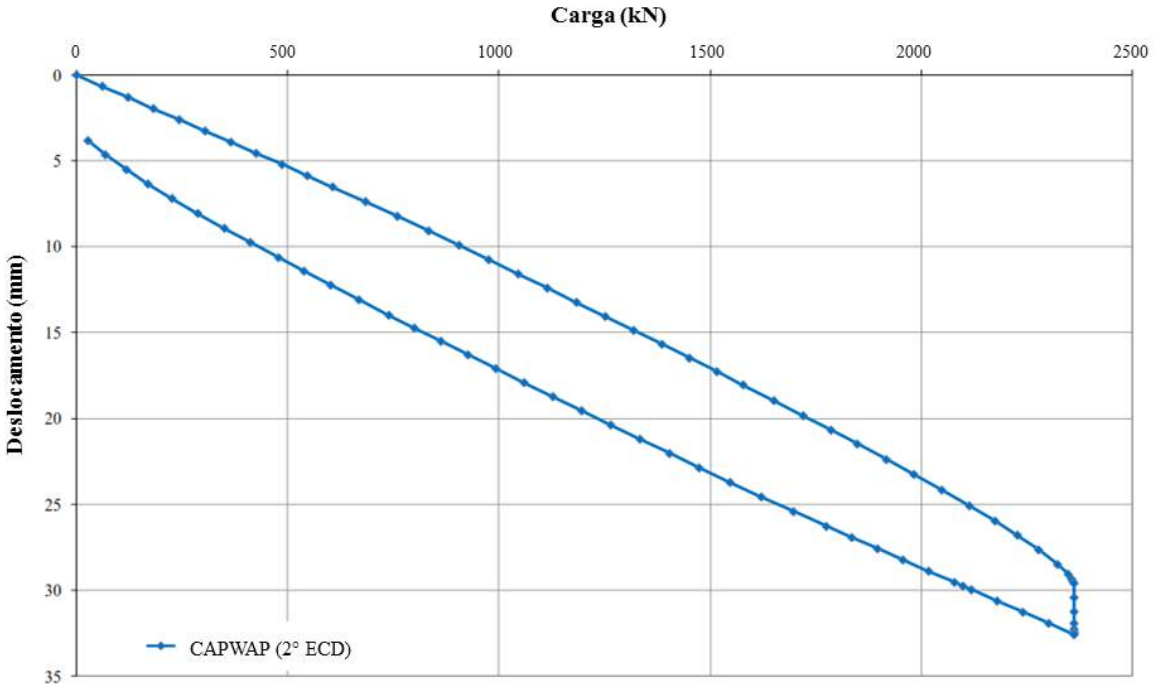
P17-E106



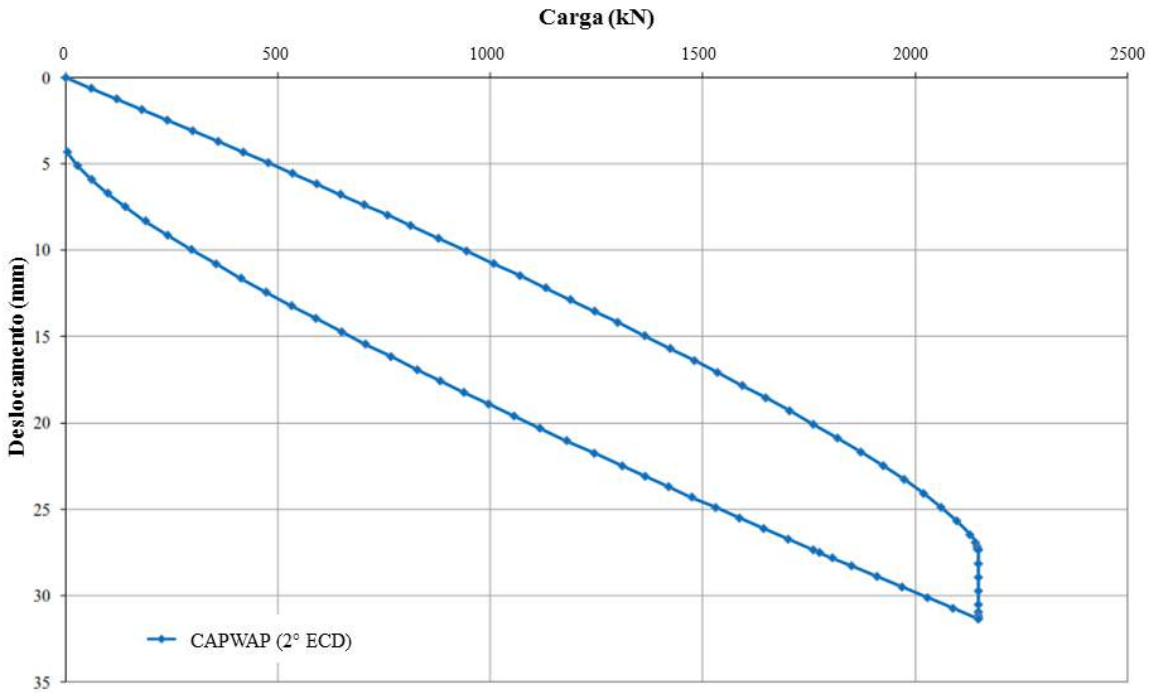
P26-E164



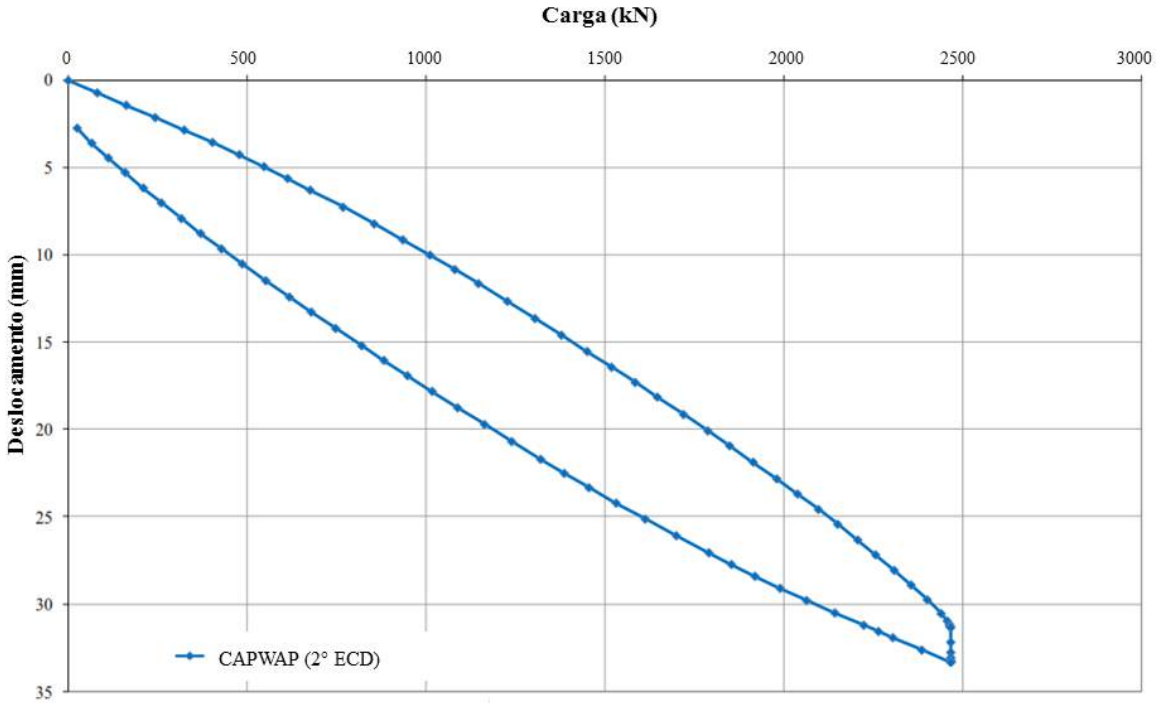
P37-E236



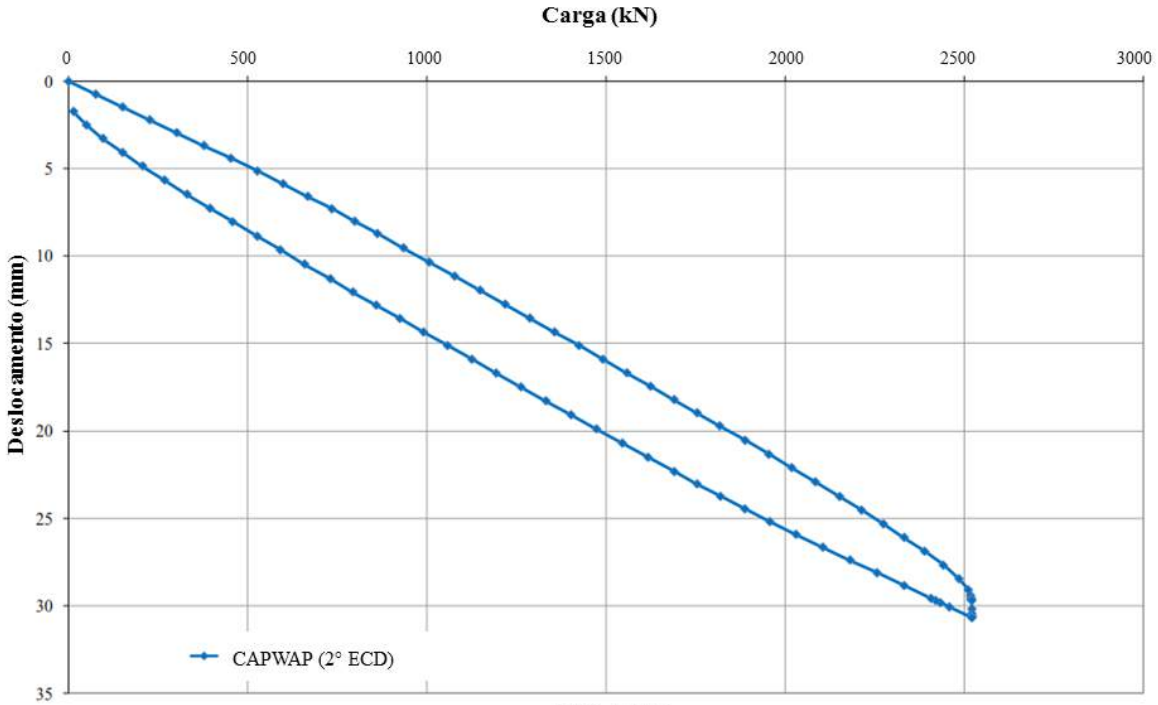
P3-E11



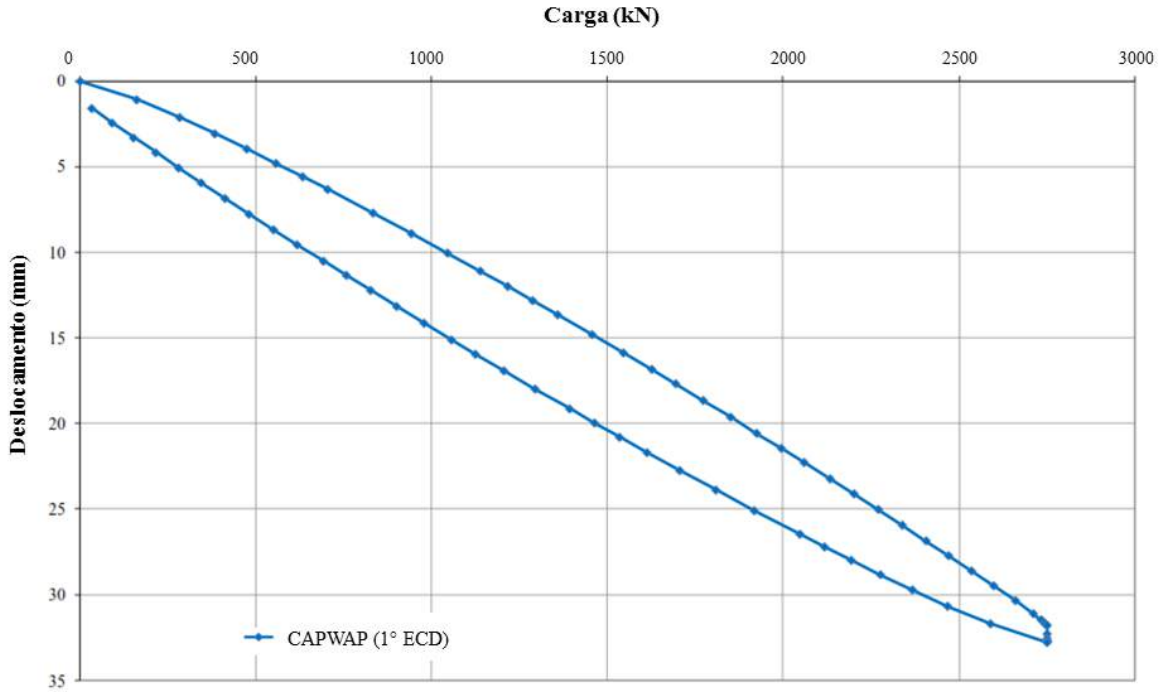
P11-E48



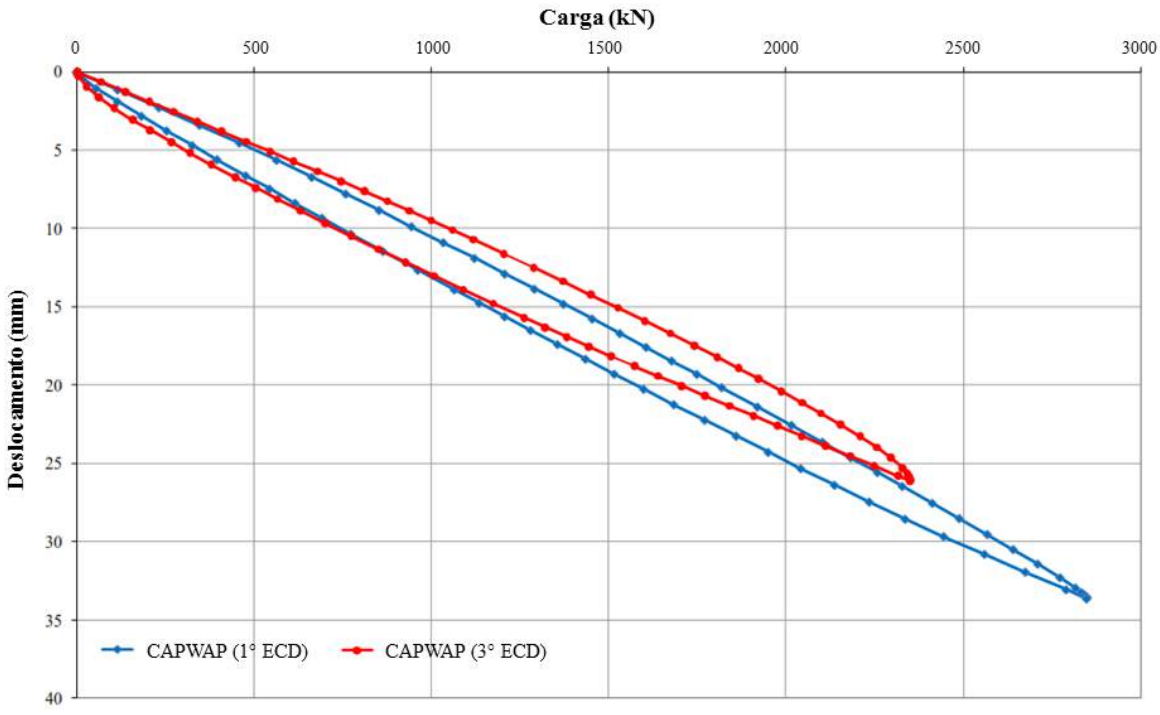
P4-E21



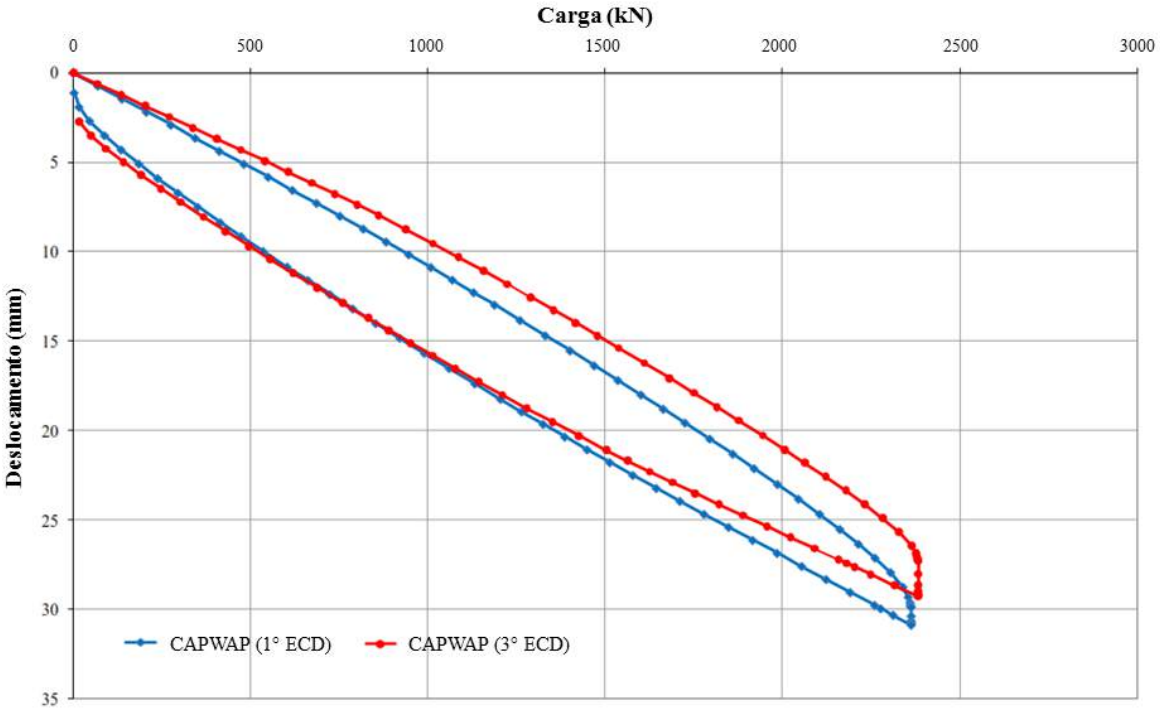
P33-E152



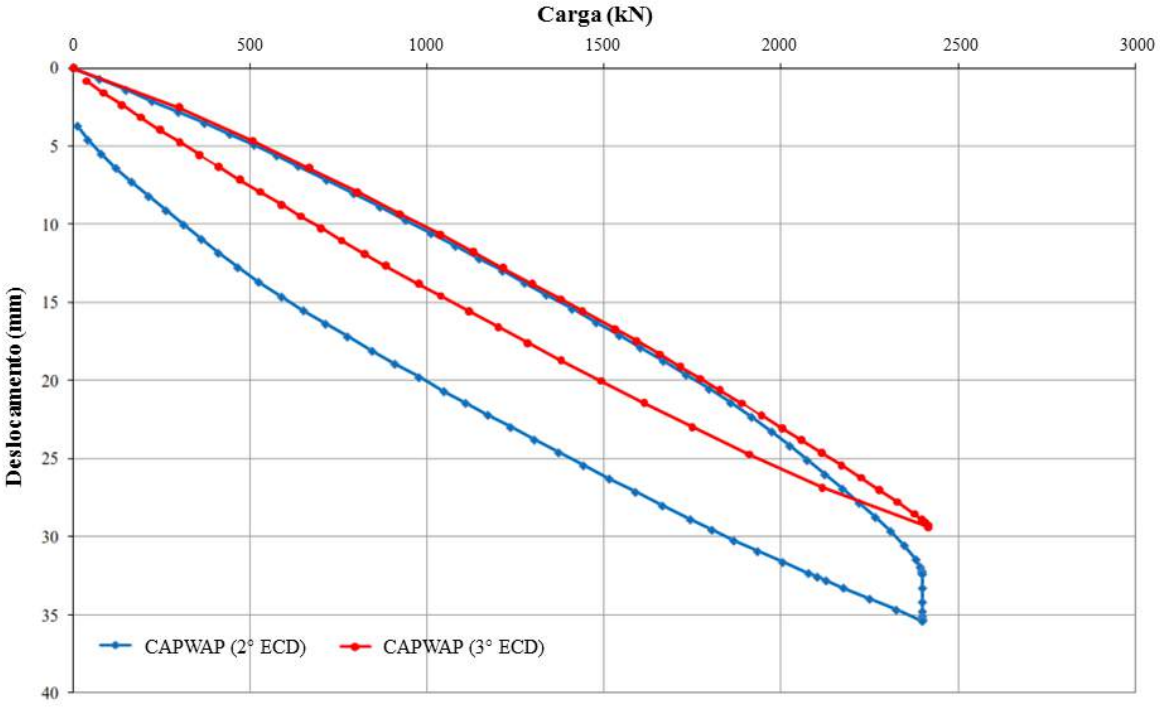
P46-E293



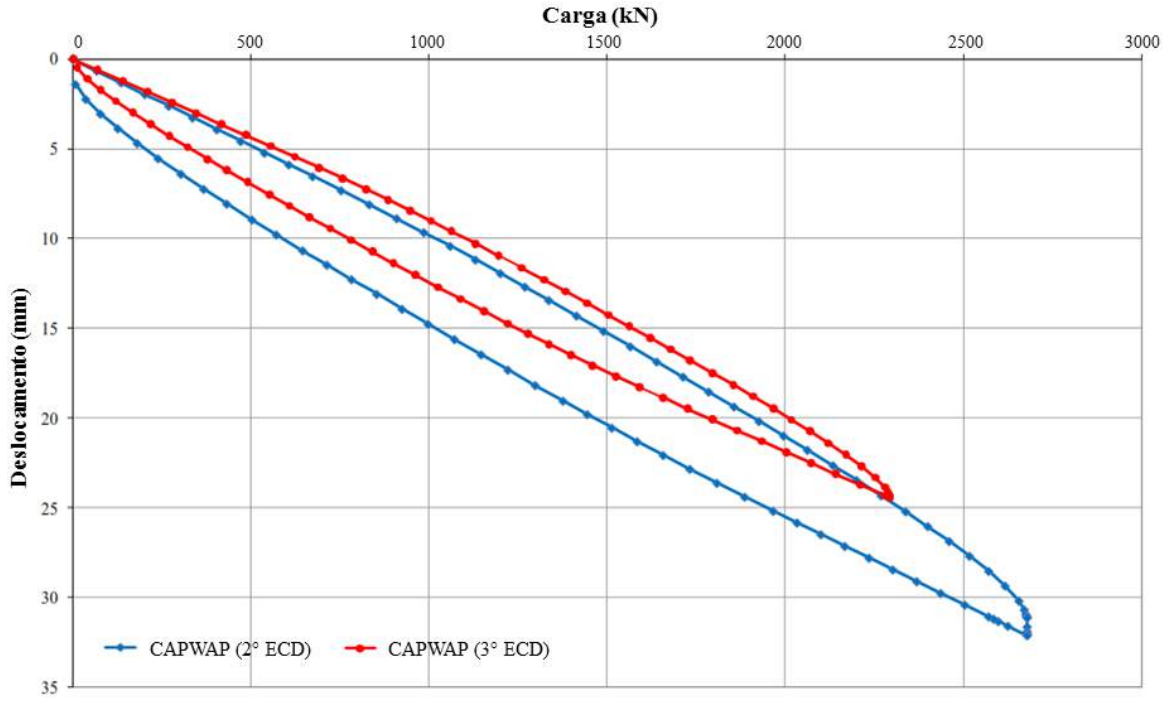
P5-E28



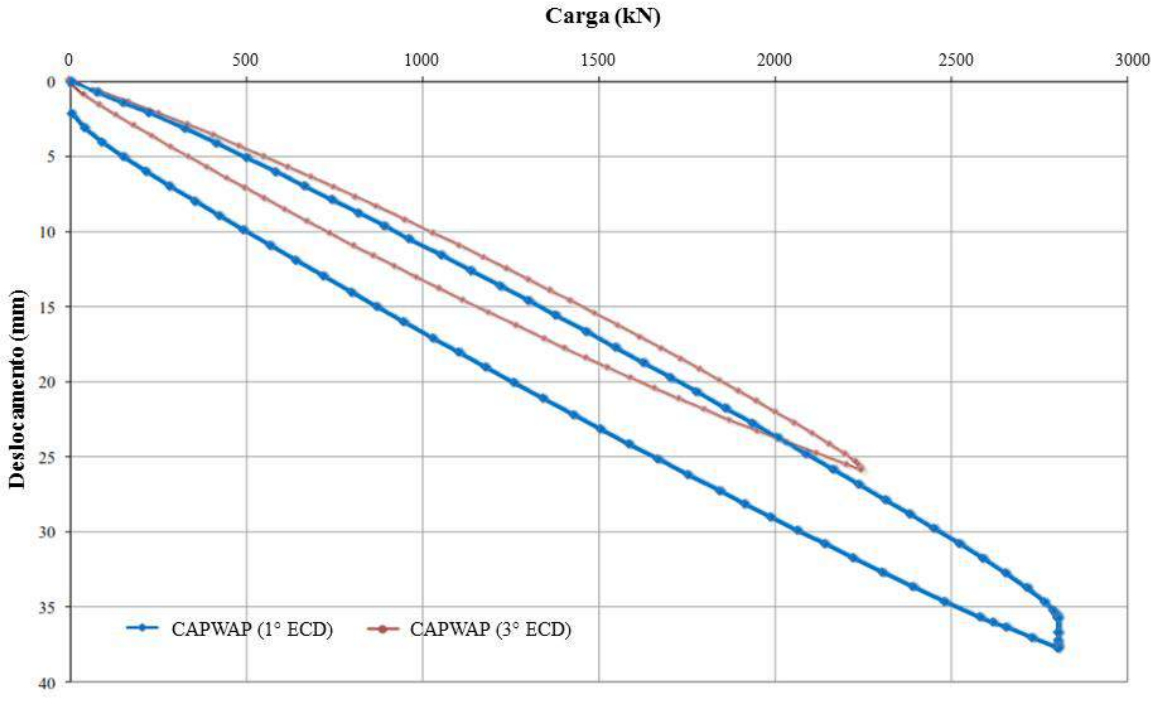
P9-E35



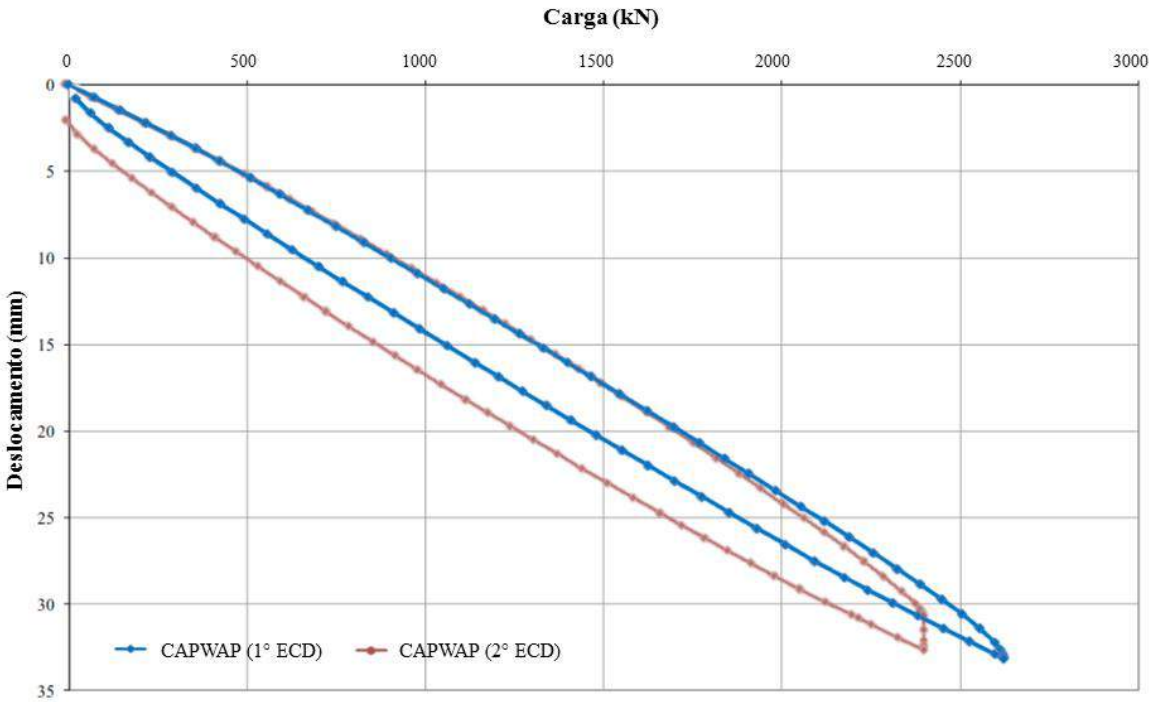
P19-E86



P39-E185



P31-E200


Carga (kN)
0
500
1000
1500
2000
2500
3000
Deslocamento (mm)
0
5
10
15
20
25
30
35
CAPWAP (1° ECD)
CAPWAP (2° ECD)

P34-E217

ANEXOS A – Relatórios de Prova de Carga Estática

P37-E236- Estaca de Compressão

ESTÁGIO V x 100 / VT (%)	CARGA APLICADA (tf)	RECALQUE						PERÍODO DE DURAÇÃO (min)
		INICIAL			FINAL			
		L1 (mm)	L2 (mm)	Lmed (mm)	L1 (mm)	L2 (mm)	Lmed (mm)	
CARREGAMENTO								
18,85	18,85	0,47	0,32	0,39	0,48	0,38	0,43	30
37,70	37,70	1,58	1,45	1,51	1,62	1,46	1,54	30
56,55	56,55	2,99	2,87	2,93	3,00	2,91	2,95	30
75,40	75,40	4,83	4,80	4,81	4,83	4,83	4,83	30
94,25	94,25	6,68	6,94	6,81	6,70	7,00	6,85	30
113,10	113,10	8,29	8,69	8,49	8,30	8,70	8,50	30
131,95	131,95	10,07	10,91	10,49	10,36	11,26	10,81	30
150,10	150,10	12,30	13,84	13,07	12,30	13,90	13,10	30
169,65	169,65	14,06	16,64	15,35	14,07	16,69	15,38	30
188,50	188,50	15,50	20,03	17,76	15,50	20,08	17,79	30
207,35	207,35	17,06	22,79	19,92	17,06	22,85	19,95	30
PERÍODO DE 18,0 HORAS								
207,35	207,35	17,40	23,28	20,34	18,14	24,14	**21,14**	1.080
DESCARREGAMENTO								
150,80	150,80	14,92	21,03	17,97	14,91	21,03	17,97	15
100,53	100,53	9,98	15,80	12,89	9,96	15,80	12,88	15
50,26	50,26	5,32	10,83	8,07	5,32	10,83	8,07	15
0,00	0,00	0,00	5,30	2,65	0,00	5,08	**2,54**	45

Cliente: Pernambuco Construtora Empreendimentos Ltda
Obra: Edf. Janga Prince
Local: Av. João Fonseca de Albuquerque, Janga, Paulista/PE
Prova de Carga: Estaca E-82 / Pilar P-14
Data: 29/04/13 Operador: William Barbosa Folha: 01

SEFE SERVIÇOS ESPECIAIS DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS LTDA

Carregamento		Tempo		Deflectômetros												Recalque Médio (mm)
				E 1			E 2			E 3			E 4			
Carga (tf)	Pressão (Kgf/cm2)	Hora	Tf - Ti	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	
0,00	0	12:56	0	45,56	0,00	0,00	46,38	0,00	0,00	44,83	0,00	0,00	45,70	0,00	0,00	0,00
21,20	30	12:57	0	44,90	0,66	0,66	45,74	0,64	0,64	44,12	0,71	0,71	44,94	0,76	0,76	0,69
		12:59	2	44,90	0,00	0,66	45,74	0,00	0,64	44,12	0,00	0,71	44,94	0,00	0,76	0,69
		13:01	4	44,90	0,00	0,66	45,74	0,00	0,64	44,12	0,00	0,71	44,94	0,00	0,76	0,69
		13:05	8	44,90	0,00	0,66	45,74	0,00	0,64	44,12	0,00	0,71	44,94	0,00	0,76	0,69
		13:12	15	44,90	0,00	0,66	45,73	0,01	0,65	44,12	0,00	0,71	44,94	0,00	0,76	0,70
		13:27	30	44,90	0,00	0,66	45,73	0,00	0,65	44,12	0,00	0,71	44,94	0,00	0,76	0,70
42,41	60	13:28	0	43,38	1,52	2,18	44,96	0,77	1,42	42,79	1,33	2,04	43,81	1,13	1,89	1,88
		13:30	2	43,38	0,00	2,18	44,96	0,00	1,42	42,79	0,00	2,04	43,81	0,00	1,89	1,88
		13:32	4	43,38	0,00	2,18	44,96	0,00	1,42	42,79	0,00	2,04	43,81	0,00	1,89	1,88
		13:36	8	43,38	0,00	2,18	44,96	0,00	1,42	42,78	0,01	2,05	43,80	0,01	1,90	1,89
		13:43	15	43,38	0,00	2,18	44,96	0,00	1,42	42,78	0,00	2,05	43,80	0,00	1,90	1,89
		13:58	30	43,38	0,00	2,18	44,96	0,00	1,42	42,78	0,00	2,05	43,80	0,00	1,90	1,89
63,61	90	13:59	0	40,29	3,09	5,27	41,30	3,66	5,08	40,78	2,00	4,05	42,43	1,37	3,27	4,42
		14:01	2	40,29	0,00	5,27	41,30	0,00	5,08	40,78	0,00	4,05	42,43	0,00	3,27	4,42
		14:03	4	40,29	0,00	5,27	41,28	0,02	5,10	40,78	0,00	4,05	42,43	0,00	3,27	4,42
		14:07	8	40,29	0,00	5,27	42,28	-1,00	4,10	40,78	0,00	4,05	42,43	0,00	3,27	4,17
		14:14	15	40,25	0,04	5,31	41,24	1,04	5,14	40,76	0,02	4,07	42,41	0,02	3,29	4,45
		14:29	30	40,25	0,00	5,31	41,24	0,00	5,14	40,76	0,00	4,07	42,41	0,00	3,29	4,45
84,82	120	14:30	0	37,68	2,57	7,88	37,78	3,46	8,60	38,20	2,56	6,63	40,85	1,56	4,85	6,99
		14:32	2	37,62	0,06	7,94	37,69	0,09	8,69	38,13	0,07	6,70	40,75	0,10	4,95	7,07
		14:34	4	37,62	0,00	7,94	37,69	0,00	8,69	38,13	0,00	6,70	40,75	0,00	4,95	7,07
		14:38	8	37,62	0,00	7,94	37,69	0,00	8,69	38,13	0,00	6,70	40,75	0,00	4,95	7,07
		14:45	15	37,61	0,01	7,95	37,66	0,03	8,72	38,08	0,05	6,75	40,74	0,01	4,96	7,10

Cliente: Pernambuco Construtora Empreendimentos Ltda
Obra: Edf. Janga Prince
Local: Av. João Fonseca de Albuquerque, Janga, Paulista/PE
Prova de Carga: Estaca E-82 / Pilar P-14
Data: 29/04/13 Operador: William Barbosa Folha: 02

SEFE SERVIÇOS ESPECIAIS DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS LTDA

Carregamento		Tempo		Deflectômetros												Recalque Médio (mm)
				E 1			E 2			E 3			E 4			
Carga (tf)	Pressão (Kgf/cm2)	Hora	Tf - Ti	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	
84,82	120	15:00	30	37,61	0,00	7,95	37,66	0,00	8,72	38,08	0,00	6,75	40,74	0,00	4,96	7,10
106,02	150	15:01	0	35,15	2,46	10,41	34,51	3,15	11,87	35,45	2,63	9,38	38,83	1,91	6,87	9,63
		15:03	2	35,15	0,00	10,41	34,51	0,00	11,87	35,45	0,00	9,38	38,83	0,00	6,87	9,63
		15:05	4	35,13	0,02	10,43	34,45	0,06	11,93	35,40	0,05	9,43	38,80	0,03	6,90	9,67
		15:09	8	35,10	0,03	10,46	34,39	0,06	11,99	35,35	0,05	9,48	38,77	0,03	6,93	9,72
		15:16	15	35,10	0,00	10,46	34,39	0,00	11,99	35,33	0,02	9,50	38,77	0,00	6,93	9,72
		15:31	30	35,10	0,00	10,46	34,39	0,00	11,99	35,33	0,00	9,50	38,77	0,00	6,93	9,72
127,22	180	15:32	0	32,72	2,38	12,84	31,34	3,05	15,04	32,68	2,65	12,15	36,77	2,00	8,93	12,24
		15:34	2	32,72	0,00	12,84	31,34	0,00	15,04	32,68	0,00	12,15	36,77	0,00	8,93	12,24
		15:36	4	32,68	0,04	12,88	31,26	0,08	15,12	32,61	0,07	12,22	36,74	0,03	8,96	12,30
		15:40	8	32,68	0,00	12,88	31,26	0,00	15,12	32,61	0,00	12,22	36,74	0,00	8,96	12,30
		15:47	15	32,67	0,01	12,89	31,21	0,05	15,17	32,55	0,06	12,28	36,71	0,03	8,99	12,33
		16:02	30	32,67	0,00	12,89	31,21	0,00	15,17	32,55	0,00	12,28	36,71	0,00	8,99	12,33
D	E	S	C	A	R	R	E	G	A	M	E	N	T	O	(Ver OBS. 2)	
0,00	0	16:04	0	42,14	-9,47	3,42	40,57	-9,36	5,81	43,48	-10,93	1,35	44,87	-8,16	0,83	2,85
0,00	0	16:12	8	42,14	0,00	3,42	40,57	0,00	5,81	43,48	0,00	1,35	44,87	0,00	0,83	2,85
0,00	0	16:24	20	42,14	0,00	3,42	40,57	0,00	5,81	43,48	0,00	1,35	44,87	0,00	0,83	2,85
127,22	180	16:25	0	33,42	8,72	12,14	31,03	9,54	15,35	33,44	10,04	11,39	36,18	8,69	9,52	12,10
		16:27	2	33,42	0,00	12,14	31,03	0,00	15,35	33,44	0,00	11,39	36,18	0,00	9,52	12,10
		16:29	4	33,42	0,00	12,14	31,03	0,00	15,35	33,44	0,00	11,39	36,18	0,00	9,52	12,10
		16:33	8	33,42	0,00	12,14	31,03	0,00	15,35	33,44	0,00	11,39	36,18	0,00	9,52	12,10
		16:40	15	33,42	0,00	12,14	31,03	0,00	15,35	33,44	0,00	11,39	36,18	0,00	9,52	12,10
		16:55	30	33,42	0,00	12,14	31,03	0,00	15,35	33,44	0,00	11,39	36,18	0,00	9,52	12,10
148,43	210	16:56	0	31,35	2,07	14,21	29,69	1,34	16,69	31,29	2,15	13,54	34,29	1,89	11,41	13,96

Cliente: Pernambuco Construtora Empreendimentos Ltda
Obra: Edf. Janga Prince
Local: Av. João Fonseca de Albuquerque, Janga, Paulista/PE
Prova de Carga: Estaca E-82 / Pilar P-14
Data: 29/04/13 Operador: William Barbosa Folha: 03

SEFE SERVIÇOS ESPECIAIS DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS LTDA

Carregamento		Tempo		Deflectômetros												Recalque Médio (mm)
				E 1			E 2			E 3			E 4			
Carga (tf)	Pressão (Kgf/cm2)	Hora	Tf - Ti	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	
148,43	210	16:58	2	31,29	0,06	14,27	29,61	0,08	16,77	31,25	0,04	13,58	34,26	0,03	11,44	14,02
		17:00	4	31,29	0,00	14,27	29,60	0,01	16,78	31,24	0,01	13,59	34,26	0,00	11,44	14,02
		17:04	8	31,27	0,02	14,29	29,57	0,03	16,81	31,21	0,03	13,62	34,24	0,02	11,46	14,05
		17:11	15	31,27	0,00	14,29	29,57	0,00	16,81	31,20	0,01	13,63	34,24	0,00	11,46	14,05
		17:26	30	31,27	0,00	14,29	29,57	0,00	16,81	31,20	0,00	13,63	34,24	0,00	11,46	14,05
169,63	240	17:27	0	29,01	2,26	16,55	26,79	2,78	19,59	28,60	2,60	16,23	32,18	2,06	13,52	16,47
		17:29	2	29,01	0,00	16,55	26,78	0,01	19,60	28,58	0,02	16,25	32,18	0,00	13,52	16,48
		17:31	4	28,96	0,05	16,60	26,71	0,07	19,67	28,51	0,07	16,32	32,14	0,04	13,56	16,54
		17:35	8	28,96	0,00	16,60	26,71	0,00	19,67	28,50	0,01	16,33	32,14	0,00	13,56	16,54
		17:42	15	28,95	0,01	16,61	26,66	0,05	19,72	28,46	0,04	16,37	32,11	0,03	13,59	16,57
		17:57	30	28,94	0,01	16,62	26,65	0,01	19,73	28,45	0,01	16,38	32,10	0,01	13,60	16,58
190,84	270	17:58	0	26,70	2,24	18,86	23,93	2,72	22,45	25,70	2,75	19,13	29,84	2,26	15,86	19,08
		18:00	2	26,70	0,00	18,86	23,92	0,01	22,46	25,70	0,00	19,13	29,84	0,00	15,86	19,08
		18:02	4	26,42	0,28	19,14	23,60	0,32	22,78	25,37	0,33	19,46	29,56	0,28	16,14	19,38
		18:06	8	26,42	0,00	19,14	23,60	0,00	22,78	25,37	0,00	19,46	29,56	0,00	16,14	19,38
		18:13	15	26,40	0,02	19,16	23,53	0,07	22,85	25,30	0,07	19,53	29,53	0,03	16,17	19,43
		18:27	30	26,40	0,00	19,16	23,53	0,00	22,85	25,30	0,00	19,53	29,53	0,00	16,17	19,43
201,44	285	18:28	0	25,13	1,27	20,43	22,04	1,49	24,34	23,77	1,53	21,06	28,22	1,31	17,48	20,83
		18:30	2	25,13	0,00	20,43	22,04	0,00	24,34	23,77	0,00	21,06	28,22	0,00	17,48	20,83
		18:32	4	25,13	0,00	20,43	22,04	0,00	24,34	23,77	0,00	21,06	28,22	0,00	17,48	20,83
		18:36	8	24,98	0,15	20,58	21,86	0,18	24,52	23,58	0,19	21,25	28,06	0,16	17,64	21,00
		18:43	15	24,98	0,00	20,58	21,85	0,01	24,53	23,58	0,00	21,25	28,06	0,00	17,64	21,00
		18:58	30	24,98	0,00	20,58	21,85	0,00	24,53	23,58	0,00	21,25	28,06	0,00	17,64	21,00
		19:28	60	24,98	0,00	20,58	21,85	0,00	24,53	23,58	0,00	21,25	28,06	0,00	17,64	21,00

Cliente: Pernambuco Construtora Empreendimentos Ltda
Obra: Edf. Janga Prince
Local: Av. João Fonseca de Albuquerque, Janga, Paulista/PE
Prova de Carga: Estaca E-82 / Pilar P-14
Data: 29 e 30/04/13 Operador: William Barbosa Folha: 04

SEFE SERVIÇOS ESPECIAIS DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS LTDA

Carregamento		Tempo		Deflectômetros												Recalque Médio (mm)
				E 1			E 2			E 3			E 4			
Carga (tf)	Pressão (Kgf/cm2)	Hora	Tf - Ti	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	
201,44	285	20:28	120	24,98	0,00	20,58	21,85	0,00	24,53	23,58	0,00	21,25	28,06	0,00	17,64	21,00
		21:28	180	24,91	0,07	20,65	21,76	0,09	24,62	23,45	0,13	21,38	27,97	0,09	17,73	21,10
		22:28	240	24,91	0,00	20,65	21,75	0,01	24,63	23,45	0,00	21,38	27,98	-0,01	17,72	21,10
		0:28	300	24,90	0,01	20,66	21,62	0,13	24,76	23,33	0,12	21,50	27,85	0,13	17,85	21,19
		2:28	360	24,77	0,13	20,79	21,60	0,02	24,78	23,29	0,04	21,54	27,80	0,05	17,90	21,25
		4:28	420	24,77	0,00	20,79	21,60	0,00	24,78	23,28	0,01	21,55	27,80	0,00	17,90	21,26
		6:28	480	24,71	0,06	20,85	21,52	0,08	24,86	23,16	0,12	21,67	27,70	0,10	18,00	21,35
		7:28	540	24,64	0,07	20,92	21,44	0,08	24,94	23,11	0,05	21,72	27,66	0,04	18,04	21,41
		8:28	600	24,59	0,05	20,97	21,39	0,05	24,99	23,07	0,04	21,76	27,62	0,04	18,08	21,45
		9:28	660	24,57	0,02	20,99	21,37	0,02	25,01	23,05	0,02	21,78	27,60	0,02	18,10	21,47
		10:28	720	24,56	0,01	21,00	21,36	0,01	25,02	23,04	0,01	21,79	27,59	0,01	18,11	21,48
		11:28	780	24,53	0,03	21,03	21,33	0,03	25,05	23,01	0,03	21,82	27,56	0,03	18,14	21,51
		12:28	840	24,51	0,02	21,05	21,31	0,02	25,07	22,99	0,02	21,84	27,54	0,02	18,16	21,53
		12:58	870	24,51	0,00	21,05	21,31	0,00	25,07	22,98	0,01	21,85	27,52	0,02	18,18	21,54
		13:28	900	24,51	0,00	21,05	21,31	0,00	25,07	22,98	0,00	21,85	27,52	0,00	18,18	21,54
		13:58	930	24,51	0,00	21,05	21,30	0,01	25,08	22,97	0,01	21,86	27,52	0,00	18,18	21,54
		14:28	960	24,50	0,01	21,06	21,30	0,00	25,08	22,96	0,01	21,87	27,50	0,02	18,20	21,55
		14:58	990	24,50	0,00	21,06	21,30	0,00	25,08	22,96	0,00	21,87	27,50	0,00	18,20	21,55
		15:58	1050	24,50	0,00	21,06	21,29	0,01	25,09	22,94	0,02	21,89	27,49	0,01	18,21	21,56
		16:58	1110	24,50	0,00	21,06	21,29	0,00	25,09	22,94	0,00	21,89	27,49	0,00	18,21	21,56
		17:58	1170	24,50	0,00	21,06	21,28	0,01	25,10	22,92	0,02	21,91	27,47	0,02	18,23	21,58
		18:58	1200	24,49	0,01	21,07	21,27	0,01	25,11	22,90	0,02	21,93	27,45	0,02	18,25	21,59
	D	E	S	C	A	R	R	E	G	A	M	E	N	T	O	
169,63	240	18:59	0	25,48	-0,99	20,08	21,40	-0,13	24,98	24,02	-1,12	20,81	28,43	-0,98	17,27	20,79

Cliente: Pernambuco Construtora Empreendimentos Ltda
Obra: Edf. Janga Prince
Local: Av. João Fonseca de Albuquerque, Janga, Paulista/PE
Prova de Carga: Estaca E-82 / Pilar P-14
Data: 30/04/13 Operador: William Barbosa Folha: 05

SEFE SERVIÇOS ESPECIAIS DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS LTDA

Carregamento		Tempo		Deflectômetros												Recalque Médio (mm)
				E 1			E 2			E 3			E 4			
Carga (tf)	Pressão (Kgf/cm2)	Hora	Tf - Ti	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	
169,63	240	19:01	2	25,50	-0,02	20,06	21,41	-0,01	24,97	24,03	-0,01	20,80	28,43	0,00	17,27	20,78
		19:03	4	25,50	0,00	20,06	21,42	-0,01	24,96	24,05	-0,02	20,78	28,45	-0,02	17,25	20,76
		19:07	8	25,50	0,00	20,06	21,42	0,00	24,96	24,05	0,00	20,78	28,45	0,00	17,25	20,76
		19:14	15	25,50	0,00	20,06	21,42	0,00	24,96	24,05	0,00	20,78	28,45	0,00	17,25	**20,76**
127,22	180	19:15	0	28,72	-3,22	16,84	24,85	-3,43	21,53	27,60	-3,55	17,23	31,77	-3,32	13,93	**17,38**
		19:17	2	28,73	-0,01	16,83	24,85	0,00	21,53	27,61	-0,01	17,22	31,78	-0,01	13,92	17,38
		19:19	4	28,74	-0,01	16,82	24,86	-0,01	21,52	27,62	-0,01	17,21	31,79	-0,01	13,91	17,37
		19:23	8	28,74	0,00	16,82	24,86	0,00	21,52	27,63	-0,01	17,20	31,79	0,00	13,91	17,36
		19:30	15	28,74	0,00	16,82	24,86	0,00	21,52	27,63	0,00	17,20	31,79	0,00	13,91	**17,36**
84,48	120	19:31	0	32,70	-3,96	12,86	29,10	-4,24	17,28	32,08	-4,45	12,75	36,01	-4,22	9,69	**13,15**
		19:33	2	32,70	0,00	12,86	29,10	0,00	17,28	32,09	-0,01	12,74	36,01	0,00	9,69	13,14
		19:35	4	32,70	0,00	12,86	29,10	0,00	17,28	32,09	0,00	12,74	36,02	-0,01	9,68	13,14
		19:39	8	32,70	0,00	12,86	29,10	0,00	17,28	32,10	-0,01	12,73	36,02	0,00	9,68	13,14
		19:46	15	32,70	0,00	12,86	29,10	0,00	17,28	32,10	0,00	12,73	36,02	0,00	9,68	**13,14**
42,41	60	19:47	0	36,85	-4,15	8,71	33,58	-4,48	12,80	36,78	-4,68	8,05	40,51	-4,49	5,19	**8,69**
		19:49	2	36,85	0,00	8,71	33,58	0,00	12,80	36,79	-0,01	8,04	40,51	0,00	5,19	8,69
		19:51	4	36,85	0,00	8,71	33,58	0,00	12,80	36,79	0,00	8,04	40,51	0,00	5,19	8,69
		19:55	8	36,85	0,00	8,71	33,58	0,00	12,80	36,79	0,00	8,04	40,51	0,00	5,19	8,69
		20:02	15	36,85	0,00	8,71	33,58	0,00	12,80	36,79	0,00	8,04	40,51	0,00	5,19	**8,69**
0,00	0	20:03	0	40,01	-3,16	5,55	37,57	-3,99	8,81	41,12	-4,33	3,71	44,20	-3,69	1,50	**4,89**
		20:05	2	40,08	-0,07	5,48	37,60	-0,03	8,78	41,14	-0,02	3,69	44,22	-0,02	1,48	4,86
		20:07	4	40,11	-0,03	5,45	37,64	-0,04	8,74	41,17	-0,03	3,66	44,26	-0,04	1,44	4,82
		20:11	8	40,15	-0,04	5,41	37,66	-0,02	8,72	41,20	-0,03	3,63	44,31	-0,05	1,39	4,79
		20:18	15	40,20	-0,05	5,36	37,70	-0,04	8,68	41,25	-0,05	3,58	44,35	-0,04	1,35	4,74
		20:33	30	40,23	-0,03	5,33	37,72	-0,02	8,66	41,28	-0,03	3,55	44,40	-0,05	1,30	**4,71**

Cliente: Pernambuco Construtora Empreendimentos Ltda
Obra: Edf. Janga Prince
Local: Av. João Fonseca de Albuquerque, Janga, Paulista/PE
Prova de Carga: Estaca E-82 / Pilar P-14
Data: 30/04/13 Operador: William Barbosa Folha: 06

SEFE SERVIÇOS ESPECIAIS DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS LTDA

Carregamento		Tempo		Deflectômetros												Recalque Médio (mm)
				E 1			E 2			E 3			E 4			
Carga (tf)	Pressão (Kgf/cm2)	Hora	Tf - Ti	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	

CARGA MÁXIMA DE TESTE: 2.014,40kN (201,44tf)
RECALQUE TOTAL: 21,59mm
RECALQUE PERMANENTE: 4,71mm
RECALQUE ELÁSTICO: 16,88mm

OBS.:
1) As medidas dos recalques médios em negrito indicam os valores dos recalques médios no início e no fim de cada estágio de carga.
2) Ao atingir o estágio de carga correspondente a 127,22tf, constatou-se vazamento de óleo hidráulico através de uma conexão. Após a estabilização dos recalques nesta carga, procedeu-se o descarregamento total da prova de carga e após a estabilização das deformações com carga zero, as conexões foram trocadas e a prova de carga reiniciada.

Cliente: Pernambuco Construtora Empreendimentos Ltda
Obra: Edf. Janga Prince
Local: Av. João Fonseca de Albuquerque, Janga, Paulista/PE
Prova de Carga: Estaca E-121 / Pilar P-20
Data: 02/05/13 Operador: Jeú de Souza Folha: 01

SEFE SERVIÇOS ESPECIAIS DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS LTDA

Carregamento		Tempo		Deflectômetros												Recalque Médio (mm)
				E 1			E 2			E 3			E 4			
Carga (tf)	Pressão (Kgf/cm2)	Hora	Tf - Ti	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	
0,00	0	8:25	0	45,05	0,00	0,00	44,00	0,00	0,00	9,57	0,00	0,00	45,68	0,00	0,00	**0,00**
18,70	20	8:25	0	43,83	1,22	1,22	42,98	1,02	1,02	8,53	1,04	1,04	44,63	1,05	1,05	**1,08**
		8:27	2	43,83	0,00	1,22	42,98	0,00	1,02	8,53	0,00	1,04	44,63	0,00	1,05	1,08
		8:29	4	43,83	0,00	1,22	42,98	0,00	1,02	8,53	0,00	1,04	44,63	0,00	1,05	1,08
		8:33	8	43,83	0,00	1,22	42,98	0,00	1,02	8,53	0,00	1,04	44,63	0,00	1,05	1,08
		8:40	15	43,83	0,00	1,22	42,98	0,00	1,02	8,53	0,00	1,04	44,64	-0,01	1,04	1,08
		8:55	30	43,83	0,00	1,22	42,98	0,00	1,02	8,53	0,00	1,04	44,64	0,00	1,04	**1,08**
42,08	45	8:58	0	42,20	1,63	2,85	41,62	1,36	2,38	7,11	1,42	2,46	43,12	1,52	2,56	**2,56**
		9:00	2	42,21	-0,01	2,84	41,50	0,12	2,50	7,00	0,11	2,57	43,10	0,02	2,58	2,62
		9:02	4	42,21	0,00	2,84	41,50	0,00	2,50	7,00	0,00	2,57	43,11	-0,01	2,57	2,62
		9:06	8	42,22	-0,01	2,83	41,45	0,05	2,55	6,96	0,04	2,61	43,11	0,00	2,57	2,64
		9:13	15	42,23	-0,01	2,82	41,47	-0,02	2,53	6,96	0,00	2,61	43,11	0,00	2,57	2,63
		9:28	30	42,26	-0,03	2,79	41,53	-0,06	2,47	6,99	-0,03	2,58	43,13	-0,02	2,55	**2,60**
60,78	65	9:32	0	40,32	1,94	4,73	39,75	1,78	4,25	5,13	1,86	4,44	41,26	1,87	4,42	**4,46**
		9:34	2	40,34	-0,02	4,71	39,75	0,00	4,25	5,13	0,00	4,44	41,26	0,00	4,42	4,46
		9:36	4	40,28	0,06	4,77	39,66	0,09	4,34	5,05	0,08	4,52	41,18	0,08	4,50	4,53
		9:40	8	40,27	0,01	4,78	39,61	0,05	4,39	5,00	0,05	4,57	41,18	0,00	4,50	4,56
		9:47	15	40,28	-0,01	4,77	39,66	-0,05	4,34	5,03	-0,03	4,54	41,18	0,00	4,50	4,54
		10:02	30	40,29	-0,01	4,76	39,60	0,06	4,40	5,00	0,03	4,57	41,18	0,00	4,50	**4,56**
79,48	85	10:06	0	38,15	2,14	6,90	37,73	1,87	6,27	3,05	1,95	6,52	39,24	1,94	6,44	**6,53**
		10:08	2	38,16	-0,01	6,89	37,67	0,06	6,33	3,01	0,04	6,56	39,17	0,07	6,51	6,57
		10:10	4	38,13	0,03	6,92	37,77	-0,10	6,23	3,07	-0,06	6,50	39,15	0,02	6,53	6,55
		10:14	8	38,13	0,00	6,92	37,81	-0,04	6,19	3,12	-0,05	6,45	39,14	0,01	6,54	6,53
		10:21	15	38,09	0,04	6,96	37,78	0,03	6,22	3,09	0,03	6,48	39,09	0,05	6,59	6,56

Cliente: Pernambuco Construtora Empreendimentos Ltda
Obra: Edf. Janga Prince
Local: Av. João Fonseca de Albuquerque, Janga, Paulista/PE
Prova de Carga: Estaca E-121 / Pilar P-20
Data: 02/05/13 Operador: Jeú de Souza Folha: 02

SEFE SERVIÇOS ESPECIAIS DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS LTDA

Carregamento		Tempo		Deflectômetros												Recalque Médio (mm)
				E 1			E 2			E 3			E 4			
Carga (tf)	Pressão (Kgf/cm2)	Hora	Tf - Ti	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	
79,48	85	10:36	30	38,15	-0,06	6,90	37,83	-0,05	6,17	3,13	-0,04	6,44	39,15	-0,06	6,53	**6,51**
98,18	105	10:40	0	36,08	2,07	8,97	35,91	1,92	8,09	1,25	1,88	8,32	37,25	1,90	8,43	**8,45**
		10:42	2	36,07	0,01	8,98	35,90	0,01	8,10	1,22	0,03	8,35	37,24	0,01	8,44	8,47
		10:44	4	36,05	0,02	9,00	35,89	0,01	8,11	1,21	0,01	8,36	37,23	0,01	8,45	8,48
		10:48	8	36,05	0,00	9,00	35,89	0,00	8,11	1,21	0,00	8,36	37,23	0,00	8,45	8,48
		10:55	15	36,05	0,00	9,00	35,89	0,00	8,11	1,21	0,00	8,36	37,24	-0,01	8,44	8,48
		11:10	30	36,02	0,03	9,03	35,88	0,01	8,12	1,21	0,00	8,36	37,21	0,03	8,47	**8,50**
121,55	130	11:14	0	33,40	2,62	11,65	33,47	2,41	10,53	9,18	2,40	10,76	34,81	2,40	10,87	**10,95**
		11:16	2	33,42	-0,02	11,63	33,51	-0,04	10,49	6,82	0,04	10,80	34,82	-0,01	10,86	10,95
		11:18	4	33,33	0,09	11,72	33,38	0,13	10,62	6,70	0,12	10,92	34,74	0,08	10,94	11,05
		11:22	8	33,32	0,01	11,73	33,38	0,00	10,62	6,70	0,00	10,92	34,74	0,00	10,94	11,05
		11:29	15	33,37	-0,05	11,68	33,48	-0,10	10,52	6,70	0,00	10,92	34,79	-0,05	10,89	11,00
		11:44	30	33,28	0,09	11,77	33,38	0,10	10,62	6,70	0,00	10,92	34,73	0,06	10,95	**11,07**
140,25	150	11:48	0	31,41	1,87	13,64	31,65	1,73	12,35	4,99	1,71	12,63	32,95	1,78	12,73	**12,84**
		11:50	2	31,36	0,05	13,69	31,62	0,03	12,38	4,98	0,01	12,64	32,94	0,01	12,74	12,86
		11:52	4	31,33	0,03	13,72	31,61	0,01	12,39	4,98	0,00	12,64	32,94	0,00	12,74	12,87
		11:56	8	31,29	0,04	13,76	31,58	0,03	12,42	4,95	0,03	12,67	32,93	0,01	12,75	12,90
		12:03	15	31,24	0,05	13,81	31,55	0,03	12,45	4,93	0,02	12,69	32,89	0,04	12,79	12,94
		12:18	30	31,20	0,04	13,85	31,54	0,01	12,46	4,94	-0,01	12,68	32,85	0,04	12,83	**12,96**
158,95	170	12:28	0	29,14	2,06	15,91	29,59	1,95	14,41	2,99	1,95	14,63	30,91	1,94	14,77	**14,93**
		12:30	2	29,14	0,00	15,91	29,59	0,00	14,41	2,99	0,00	14,63	30,91	0,00	14,77	14,93
		12:32	4	29,07	0,07	15,98	29,56	0,03	14,44	2,98	0,01	14,64	30,88	0,03	14,80	14,97
		12:36	8	29,07	0,00	15,98	29,56	0,00	14,44	2,98	0,00	14,64	30,88	0,00	14,80	14,97
		12:43	15	29,01	0,06	16,04	29,53	0,03	14,47	2,97	0,01	14,65	30,85	0,03	14,83	15,00

Cliente: Pernambuco Construtora Empreendimentos Ltda
Obra: Edf. Janga Prince
Local: Av. João Fonseca de Albuquerque, Janga, Paulista/PE
Prova de Carga: Estaca E-121 / Pilar P-20
Data: 02/05/13 Operador: Jeú de Souza Folha: 03

SEFE SERVIÇOS ESPECIAIS DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS LTDA

Carregamento		Tempo		Deflectômetros												Recalque Médio (mm)
				E 1			E 2			E 3			E 4			
Carga (tf)	Pressão (Kgf/cm2)	Hora	Tf - Ti	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	
158,95	170	12:58	30	28,99	0,02	16,06	29,51	0,02	14,49	2,95	0,02	14,67	30,84	0,01	14,84	15,02
181,33	195	13:06	0	26,45	2,54	18,60	27,09	2,42	16,91	7,74	2,42	17,09	28,42	2,42	17,26	17,47
		13:08	2	26,31	0,14	18,74	27,00	0,09	17,00	7,65	0,09	17,18	28,32	0,10	17,36	17,57
		13:10	4	26,31	0,00	18,74	26,99	0,01	17,01	7,64	0,01	17,19	28,33	-0,01	17,35	17,57
		13:14	8	26,21	0,10	18,84	26,89	0,10	17,11	7,65	-0,01	17,18	28,25	0,08	17,43	17,64
		13:21	15	26,01	0,20	19,04	26,75	0,14	17,25	7,45	0,20	17,38	28,08	0,17	17,60	17,82
		13:36	30	25,98	0,03	19,07	26,74	0,01	17,26	7,44	0,01	17,39	28,08	0,00	17,60	17,83
201,03	215	13:45	0	20,62	5,36	24,43	21,37	5,37	22,63	1,98	5,46	22,85	22,56	5,52	23,12	23,26
		13:47	2	18,42	2,20	26,63	20,29	1,08	23,71	2,56	7,47	30,32	20,57	1,99	25,11	26,44
187,00	200	13:49	4	4,75	13,67	40,30	4,47	15,82	39,53	9,30	8,85	39,17	5,28	15,29	40,40	39,85
187,00	200	13:52	8	4,75	0,00	40,30	4,47	0,00	39,53	0,45	0,00	39,17	5,28	0,00	40,40	39,85
		13:53	0	2,05	2,70	43,00	2,78	1,69	41,22	0,20	0,25	39,42	3,88	1,40	41,80	41,36
		13:55	2	2,04	0,01	43,01	2,77	0,01	41,23	0,18	0,02	39,44	3,85	0,03	41,83	41,38
		13:57	4	2,04	0,00	43,01	2,77	0,00	41,23	0,18	0,00	39,44	3,85	0,00	41,83	41,38
		14:01	8	45,37	1,97	44,98	45,93	1,97	43,20	10,15	1,97	41,41	45,93	1,97	43,80	43,35
177,65	190	14:02	0	43,53	1,84	46,82	44,09	1,84	45,04	8,42	1,73	43,14	43,53	2,40	46,20	45,30
		14:04	2	43,52	0,01	46,83	44,05	0,04	45,08	8,40	0,02	43,16	43,52	0,01	46,21	45,32
		14:06	4	43,39	0,13	46,96	43,93	0,12	45,20	8,40	0,00	43,16	43,42	0,10	46,31	45,41
		14:10	8	43,39	0,00	46,96	43,92	0,01	45,21	8,40	0,00	43,16	43,42	0,00	46,31	45,41
		14:17	15	43,35	0,04	47,00	43,87	0,05	45,26	8,25	0,15	43,31	43,35	0,07	46,38	45,49
		14:32	30	43,29	0,06	47,06	43,81	0,06	45,32	8,20	0,05	43,36	43,34	0,01	46,39	45,53
		15:02	60	43,29	0,00	47,06	43,80	0,01	45,33	8,18	0,02	43,38	43,32	0,02	46,41	45,55
		16:02	120	43,28	0,01	47,07	43,80	0,00	45,33	8,18	0,00	43,38	43,31	0,01	46,42	45,55
		18:02	240	43,28	0,00	47,07	43,78	0,02	45,35	8,18	0,00	43,38	43,31	0,00	46,42	45,56

Cliente: Pernambuco Construtora Empreendimentos Ltda
Obra: Edf. Janga Prince
Local: Av. João Fonseca de Albuquerque, Janga, Paulista/PE
Prova de Carga: Estaca E-121 / Pilar P-20
Data: 03 e 04/05/13 Operador: Jeú de Souza Folha: 04

SEFE SERVIÇOS ESPECIAIS DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS LTDA

Carregamento		Tempo		Deflectômetros												Recalque Médio (mm)
				E 1			E 2			E 3			E 4			
Carga (tf)	Pressão (Kgf/cm2)	Hora	Tf - Ti	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	
163,63	175	19:02	300	43,28	0,00	47,07	43,78	0,00	45,35	8,18	0,00	43,38	43,31	0,00	46,42	45,56
163,63	175	22:02	480	43,30	-0,02	47,05	43,81	-0,03	45,32	8,18	0,00	43,38	43,34	-0,03	46,39	45,54
163,63	175	0:02	600	43,31	-0,01	47,04	43,82	-0,01	45,31	8,21	-0,03	43,35	43,35	-0,01	46,38	45,52
154,28	165	2:02	720	43,31	0,00	47,04	43,83	-0,01	45,30	8,22	-0,01	43,34	43,35	0,00	46,38	45,52
154,28	165	4:02	840	43,31	0,00	47,04	43,83	0,00	45,30	8,22	0,00	43,34	43,36	-0,01	46,37	45,51
154,28	165	5:02	960	43,32	-0,01	47,03	43,84	-0,01	45,29	8,23	-0,01	43,33	43,38	-0,02	46,35	45,50
154,28	165	6:02	1020	43,33	-0,01	47,02	43,85	-0,01	45,28	8,27	-0,04	43,29	43,39	-0,01	46,34	45,48
154,28	165	7:02	1080	43,32	0,01	47,03	43,80	0,05	45,33	8,23	0,04	43,33	43,39	0,00	46,34	45,51
158,95	170	8:02	1140	43,38	-0,06	46,97	43,73	0,07	45,40	8,17	0,06	43,39	43,41	-0,02	46,32	45,52
163,63	175	10:02	1260	43,37	0,01	46,98	43,88	-0,15	45,25	8,30	-0,13	43,26	43,41	0,00	46,32	45,45
163,63	175	12:02	1380	43,38	-0,01	46,97	43,87	0,01	45,26	8,30	0,00	43,26	43,41	0,00	46,32	45,45
163,63	175	14:02	1440	43,38	0,00	46,97	43,88	-0,01	45,25	8,30	0,00	43,26	43,41	0,00	46,32	45,45
163,63	175	15:02	1440	43,41	-0,03	46,94	43,89	-0,01	45,24	8,33	-0,03	43,23	43,44	-0,03	46,29	45,43
158,95	170	16:02	1500	43,40	0,01	46,95	43,89	0,00	45,24	8,33	0,00	43,23	43,47	-0,03	46,26	45,42
158,95	170	20:02	1740	43,40	0,00	46,95	43,90	-0,01	45,23	8,33	0,00	43,23	43,48	-0,01	46,25	45,42
154,28	165	22:02	1860	43,40	0,00	46,95	43,90	0,00	45,23	8,33	0,00	43,23	43,50	-0,02	46,23	45,41
149,60	160	0:02	1980	43,40	0,00	46,95	43,90	0,00	45,23	8,33	0,00	43,23	43,51	-0,01	46,22	45,41
149,60	160	2:02	2100	43,40	0,00	46,95	43,90	0,00	45,23	8,35	-0,02	43,21	43,52	-0,01	46,21	45,40
149,60	160	4:02	2220	43,40	0,00	46,95	43,91	-0,01	45,22	8,36	-0,01	43,20	43,54	-0,02	46,19	45,39
149,60	160	6:02	2340	43,40	0,00	46,95	43,93	-0,02	45,20	8,39	-0,03	43,17	43,57	-0,03	46,16	45,37
149,60	160	7:02	2400	43,41	-0,01	46,94	43,88	0,05	45,25	8,35	0,04	43,21	43,57	0,00	46,16	45,39
149,60	160	7:28	2420	43,41	0,00	46,94	43,67	0,03	45,28	45,40	0,00	43,21	43,57	0,00	46,16	45,40
149,60	160	7:58	2450	43,41	0,00	46,94	43,64	0,03	45,31	45,37	0,03	43,24	43,58	-0,01	46,15	45,41
149,60	160	8:28	2480	43,41	0,00	46,94	43,64	0,00	45,31	45,37	0,00	43,24	43,58	0,00	46,15	45,41

Cliente: Pernambuco Construtora Empreendimentos Ltda
Obra: Edf. Janga Prince
Local: Av. João Fonseca de Albuquerque, Janga, Paulista/PE
Prova de Carga: Estaca E-121 / Pilar P-20
Data: 04/05/13 Operador: Jeú de Souza Folha: 05

SEFE SERVIÇOS ESPECIAIS DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS LTDA

Carregamento		Tempo		Deflectômetros												Recalque Médio (mm)
				E 1			E 2			E 3			E 4			
Carga (tf)	Pressão (Kgf/cm2)	Hora	Tf - Ti	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	
172,98	185	8:39	0	43,03	0,38	47,32	43,22	0,42	45,73	44,83	0,54	43,78	43,05	0,53	46,68	45,88
		8:41	2	43,02	0,01	47,33	43,20	0,02	45,75	44,82	0,01	43,79	43,03	0,02	46,70	45,89
		8:43	4	43,02	0,00	47,33	43,20	0,00	45,75	44,82	0,00	43,79	43,03	0,00	46,70	45,89
		8:47	8	42,97	0,05	47,38	43,15	0,05	45,80	44,77	0,05	43,84	42,98	0,05	46,75	45,94
		8:54	15	42,93	0,04	47,42	43,11	0,04	45,84	44,73	0,04	43,88	42,96	0,02	46,77	45,98
		9:09	30	42,90	0,03	47,45	43,15	-0,04	45,80	44,74	-0,01	43,87	42,94	0,02	46,79	45,98
163,63	175	9:12	0	42,88	0,02	47,47	43,14	0,01	45,81	44,74	0,00	43,87	42,94	0,00	46,79	45,99
		9:14	2	42,88	0,00	47,47	43,14	0,00	45,81	44,74	0,00	43,87	42,94	0,00	46,79	45,99
		9:16	4	42,88	0,00	47,47	43,15	-0,01	45,80	44,75	-0,01	43,86	42,94	0,00	46,79	45,98
		9:20	8	42,88	0,00	47,47	43,15	0,00	45,80	44,75	0,00	43,86	42,94	0,00	46,79	45,98
		9:27	15	42,88	0,00	47,47	43,16	-0,01	45,79	44,75	0,00	43,86	42,94	0,00	46,79	45,98
182,33	195	9:31	0	41,96	0,92	48,39	42,23	0,93	46,72	43,78	0,97	44,83	41,93	1,01	47,80	46,94
182,33	195	9:33	2	41,91	0,05	48,44	42,20	0,03	46,75	43,74	0,04	44,87	41,88	0,05	47,85	46,98
182,33	195	9:35	4	41,56	0,35	48,79	41,83	0,37	47,12	43,38	0,36	45,23	41,53	0,35	48,20	47,34
182,33	195	9:39	8	41,47	0,09	48,88	41,73	0,10	47,22	43,30	0,08	45,31	41,45	0,08	48,28	47,42
177,65	190	9:46	15	41,41	0,06	48,94	41,67	0,06	47,28	43,24	0,06	45,37	41,43	0,02	48,30	47,47
177,65	190	10:01	30	41,27	0,14	49,08	41,54	0,13	47,41	43,11	0,13	45,50	41,26	0,17	48,47	47,62
177,65	190	10:31	60	41,21	0,06	49,14	41,50	0,04	47,45	43,07	0,04	45,54	41,20	0,06	48,53	47,67
172,98	185	10:32	0	41,21	0,00	49,14	41,50	0,00	47,45	43,07	0,00	45,54	41,20	0,00	48,53	47,67
		10:34	2	41,21	0,00	49,14	41,50	0,00	47,45	43,07	0,00	45,54	41,20	0,00	48,53	47,67
		10:36	4	41,21	0,00	49,14	41,50	0,00	47,45	43,07	0,00	45,54	41,20	0,00	48,53	47,67
		10:40	8	41,21	0,00	49,14	41,50	0,00	47,45	43,07	0,00	45,54	41,20	0,00	48,53	47,67
		10:47	15	41,21	0,00	49,14	41,50	0,00	47,45	43,07	0,00	45,54	41,20	0,00	48,53	47,67
191,68	205	10:51	0	37,23	3,98	53,12	37,49	4,01	51,46	38,90	4,17	49,71	37,08	4,12	52,65	51,74

Cliente: Pernambuco Construtora Empreendimentos Ltda
Obra: Edf. Janga Prince
Local: Av. João Fonseca de Albuquerque, Janga, Paulista/PE
Prova de Carga: Estaca E-121 / Pilar P-20
Data: 04/05/13 Operador: Jeú de Souza Folha: 06

SEFE SERVIÇOS ESPECIAIS DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS LTDA

Carregamento		Tempo		Deflectômetros												Recalque Médio (mm)
				E 1			E 2			E 3			E 4			
Carga (tf)	Pressão (Kgf/cm2)	Hora	Tf - Ti	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	
191,68	205	10:53	2	37,10	0,13	53,25	37,37	0,12	51,58	38,78	0,12	49,83	37,00	0,08	52,73	51,85
		10:55	4	37,08	0,02	53,27	37,35	0,02	51,60	38,77	0,01	49,84	36,98	0,02	52,75	51,87
		10:59	8	36,99	0,09	53,36	37,26	0,09	51,69	38,71	0,06	49,90	36,90	0,08	52,83	51,95
		11:06	15	36,95	0,04	53,40	37,23	0,03	51,72	38,68	0,03	49,93	36,86	0,04	52,87	51,98
172,98	185	11:15	0	36,91	0,04	53,44	37,20	0,03	51,75	38,65	0,03	49,96	36,81	0,05	52,92	52,02
		11:17	2	36,90	0,01	53,45	37,20	0,00	51,75	38,65	0,00	49,96	36,81	0,00	52,92	52,02
		11:19	4	36,90	0,00	53,45	37,19	0,01	51,76	38,65	0,00	49,96	36,81	0,00	52,92	52,02
		11:23	8	36,90	0,00	53,45	37,18	0,01	51,77	38,64	0,01	49,97	36,81	0,00	52,92	52,03
		11:30	15	36,89	0,01	53,46	37,18	0,00	51,77	38,63	0,01	49,98	36,80	0,01	52,93	52,04
191,68	205	11:35	0	34,51	2,38	55,84	34,68	2,50	54,27	35,91	2,72	52,70	34,90	1,90	54,83	54,41
		11:37	0	33,93	0,58	56,42	34,15	0,53	54,80	35,48	0,43	53,13	33,68	1,22	56,05	55,10
		11:39	2	33,83	0,10	56,52	34,08	0,07	54,87	35,42	0,06	53,19	33,63	0,05	56,10	55,17
		11:43	4	33,76	0,07	56,59	33,98	0,10	54,97	35,33	0,09	53,28	33,55	0,08	56,18	55,26
		11:47	8	33,73	0,03	56,62	33,95	0,03	55,00	35,30	0,03	53,31	33,53	0,02	56,20	55,28
		11:54	15	33,72	0,01	56,63	33,94	0,01	55,01	35,30	0,00	53,31	33,52	0,01	56,21	55,29
		12:09	30	33,69	0,03	56,66	33,92	0,02	55,03	35,28	0,02	53,33	33,51	0,01	56,22	55,31
		12:39	60	33,63	0,06	56,72	33,87	0,05	55,08	35,25	0,03	53,36	33,46	0,05	56,27	55,36
149,60	160	12:40	0	33,82	-0,19	56,53	34,10	-0,23	54,85	35,64	-0,39	52,97	33,78	-0,32	55,95	55,08
		12:42	2	33,82	0,00	56,53	34,11	-0,01	54,84	35,64	0,00	52,97	33,78	0,00	55,95	55,07
		12:44	4	33,82	0,00	56,53	34,11	0,00	54,84	35,64	0,00	52,97	33,78	0,00	55,95	55,07
		12:48	8	33,82	0,00	56,53	34,11	0,00	54,84	35,64	0,00	52,97	33,78	0,00	55,95	55,07
		12:55	15	33,83	-0,01	56,52	34,11	0,00	54,84	35,64	0,00	52,97	33,78	0,00	55,95	55,07
172,98	185	13:02	0	33,74	0,09	56,61	33,98	0,13	54,97	35,35	0,29	53,26	33,57	0,21	56,16	55,25
		13:04	2	33,74	0,00	56,61	33,98	0,00	54,97	35,35	0,00	53,26	33,57	0,00	56,16	55,25

Cliente: Pernambuco Construtora Empreendimentos Ltda
Obra: Edf. Janga Prince
Local: Av. João Fonseca de Albuquerque, Janga, Paulista/PE
Prova de Carga: Estaca E-121 / Pilar P-20
Data: 04/05/13 Operador: Jeú de Souza Folha: 07

SEFE SERVIÇOS ESPECIAIS DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS LTDA

Carregamento		Tempo		Deflectômetros												Recalque Médio (mm)
				E 1			E 2			E 3			E 4			
Carga (tf)	Pressão (Kgf/cm2)	Hora	Tf - Ti	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	
172,98	185	13:06	4	33,74	0,00	56,61	33,98	0,00	54,97	35,35	0,00	53,26	33,57	0,00	56,16	55,25
		13:10	8	33,74	0,00	56,61	33,98	0,00	54,97	35,35	0,00	53,26	33,57	0,00	56,16	55,25
		13:17	15	33,74	0,00	56,61	33,98	0,00	54,97	35,35	0,00	53,26	33,57	0,00	56,16	55,25
		13:32	30	33,73	0,01	56,62	33,97	0,01	54,98	35,35	0,00	53,26	33,57	0,00	56,16	**55,26**
163,63	175	13:33	0	33,70	0,03	56,65	33,96	0,01	54,99	35,40	-0,05	53,21	33,56	0,01	56,17	**55,26**
		13:35	2	33,70	0,00	56,65	33,96	0,00	54,99	35,40	0,00	53,21	33,56	0,00	56,17	55,26
		13:37	4	33,70	0,00	56,65	33,96	0,00	54,99	35,40	0,00	53,21	33,56	0,00	56,17	55,26
		13:41	8	33,70	0,00	56,65	33,96	0,00	54,99	35,40	0,00	53,21	33,56	0,00	56,17	55,26
		13:49	15	33,70	0,00	56,65	33,96	0,00	54,99	35,40	0,00	53,21	33,56	0,00	56,17	**55,26**
182,33	195	13:51	0	33,07	0,63	57,28	33,30	0,66	55,65	34,64	0,76	53,97	32,85	0,71	56,88	**55,95**
		13:53	2	32,93	0,14	57,42	33,20	0,10	55,75	34,55	0,09	54,06	32,75	0,10	56,98	56,05
		13:55	4	32,93	0,00	57,42	33,20	0,00	55,75	34,54	0,01	54,07	32,75	0,00	56,98	56,06
		13:59	8	32,85	0,08	57,50	33,12	0,08	55,83	34,48	0,06	54,13	32,68	0,07	57,05	56,13
		14:06	15	32,77	0,08	57,58	33,04	0,08	55,91	34,41	0,07	54,20	32,62	0,06	57,11	56,20
		14:21	30	32,69	0,08	57,66	32,95	0,09	56,00	34,31	0,10	54,30	32,53	0,09	57,20	56,29
		14:51	60	32,66	0,03	57,69	32,90	0,05	56,05	34,27	0,04	54,34	32,51	0,02	57,22	**56,33**
172,98	185	14:53	0	32,66	0,00	57,69	32,89	0,01	56,06	34,26	0,01	54,35	32,51	0,00	57,22	**56,33**
		14:55	2	32,66	0,00	57,69	32,89	0,00	56,06	34,26	0,00	54,35	32,52	-0,01	57,21	56,33
		14:57	4	32,66	0,00	57,69	32,89	0,00	56,06	34,26	0,00	54,35	32,52	0,00	57,21	56,33
		15:01	8	32,65	0,01	57,70	32,89	0,00	56,06	34,26	0,00	54,35	32,52	0,00	57,21	56,33
		15:08	15	32,65	0,00	57,70	32,89	0,00	56,06	34,26	0,00	54,35	32,52	0,00	57,21	**56,33**
191,68	205	15:10	0	31,30	1,35	59,05	31,54	1,35	57,41	32,78	1,48	55,83	31,03	1,49	58,70	**57,75**
		15:12	2	31,12	0,18	59,23	31,36	0,18	57,59	32,63	0,15	55,98	30,88	0,15	58,85	57,91
		15:14	4	31,06	0,06	59,29	31,30	0,06	57,65	32,57	0,06	56,04	30,83	0,05	58,90	57,97

Cliente: Pernambuco Construtora Empreendimentos Ltda
Obra: Edf. Janga Prince
Local: Av. João Fonseca de Albuquerque, Janga, Paulista/PE
Prova de Carga: Estaca E-121 / Pilar P-20
Data: 04/05/13 Operador: Jeú de Souza Folha: 08

SEFE SERVIÇOS ESPECIAIS DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS LTDA

Carregamento		Tempo		Deflectômetros												Recalque Médio (mm)
				E 1			E 2			E 3			E 4			
Carga (tf)	Pressão (Kgf/cm2)	Hora	Tf - Ti	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	
191,68	205	15:18	8	31,01	0,05	59,34	31,25	0,05	57,70	32,51	0,06	56,10	30,78	0,05	58,95	58,02
		15:25	15	30,99	0,02	59,36	31,22	0,03	57,73	32,47	0,04	56,14	30,75	0,03	58,98	**58,05**
172,98	185	15:26	0	30,95	0,04	59,40	31,17	0,05	57,78	32,46	0,01	56,15	30,72	0,03	59,01	**58,09**
		15:28	2	30,95	0,00	59,40	31,17	0,00	57,78	32,46	0,00	56,15	30,73	-0,01	59,00	58,08
		15:30	4	30,94	0,01	59,41	31,16	0,01	57,79	32,46	0,00	56,15	30,73	0,00	59,00	58,09
		15:34	8	30,94	0,00	59,41	31,16	0,00	57,79	32,46	0,00	56,15	30,74	-0,01	58,99	58,09
		15:41	15	30,92	0,02	59,43	31,15	0,01	57,80	32,46	0,00	56,15	30,74	0,00	58,99	**58,09**
191,68	205	15:43	0	29,49	1,43	60,86	29,53	1,62	59,42	30,70	1,76	57,91	29,00	1,74	60,73	**59,73**
		15:45	2	29,25	0,24	61,10	29,46	0,07	59,49	30,66	0,04	57,95	28,95	0,05	60,78	59,83
		15:47	4	29,20	0,05	61,15	29,41	0,05	59,54	30,60	0,06	58,01	28,93	0,02	60,80	59,88
		15:51	8	29,11	0,09	61,24	29,32	0,09	59,63	30,55	0,05	58,06	28,86	0,07	60,87	59,95
		15:58	15	29,08	0,03	61,27	29,29	0,03	59,66	30,51	0,04	58,10	28,82	0,04	60,91	59,99
		16:13	30	29,04	0,04	61,31	29,24	0,05	59,71	30,46	0,05	58,15	28,76	0,06	60,97	**60,04**
149,60	160	16:15	0	29,32	-0,28	61,03	29,56	-0,32	59,39	31,00	-0,54	57,61	29,22	-0,46	60,51	**59,64**
		16:17	2	29,32	0,00	61,03	29,56	0,00	59,39	31,00	0,00	57,61	29,22	0,00	60,51	59,64
		16:19	4	29,32	0,00	61,03	29,56	0,00	59,39	31,00	0,00	57,61	29,22	0,00	60,51	59,64
		16:23	8	29,32	0,00	61,03	29,56	0,00	59,39	31,00	0,00	57,61	29,22	0,00	60,51	59,64
		16:30	15	29,32	0,00	61,03	29,57	-0,01	59,38	31,00	0,00	57,61	29,22	0,00	60,51	**59,63**
121,55	130	16:31	0	30,60	-1,28	59,75	30,82	-1,25	58,13	32,36	-1,36	56,25	30,56	-1,34	59,17	**58,33**
		16:33	2	30,60	0,00	59,75	30,83	-0,01	58,12	32,37	-0,01	56,24	30,56	0,00	59,17	58,32
		16:35	4	30,60	0,00	59,75	30,83	0,00	58,12	32,37	0,00	56,24	30,56	0,00	59,17	58,32
		16:39	8	30,60	0,00	59,75	30,83	0,00	58,12	32,37	0,00	56,24	30,56	0,00	59,17	58,32
		16:46	15	30,60	0,00	59,75	30,83	0,00	58,12	32,37	0,00	56,24	30,56	0,00	59,17	**58,32**
79,48	85	16:47	0	33,80	-3,20	56,55	34,03	-3,20	54,92	35,77	-3,40	52,84	33,96	-3,40	55,77	**55,02**

Cliente: Pernambuco Construtora Empreendimentos Ltda
Obra: Edf. Janga Prince
Local: Av. João Fonseca de Albuquerque, Janga, Paulista/PE
Prova de Carga: Estaca E-200 / Pilar P-31
Data: 09/05/13 Operador: Jeú de Souza Folha: 01

SEFE SERVIÇOS ESPECIAIS DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS LTDA

Carregamento		Tempo		Deflectômetros												Recalque Médio (mm)
				E 1			E 2			E 3			E 4			
Carga (tf)	Pressão (Kgf/cm2)	Hora	Tf - Ti	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	
0,00	0	7:40	0	49,18	0,00	0,00	48,29	0,00	0,00	50,05	0,00	0,00	48,92	0,00	0,00	**0,00**
18,70	20	7:41	0	49,01	0,17	0,17	48,09	0,20	0,20	49,95	0,10	0,10	48,72	0,20	0,20	**0,17**
		7:43	2	49,00	0,01	0,18	48,09	0,00	0,20	49,95	0,00	0,10	48,72	0,00	0,20	0,17
		7:45	4	49,00	0,00	0,18	48,09	0,00	0,20	49,93	0,02	0,12	48,70	0,02	0,22	0,18
		7:49	8	48,98	0,02	0,20	48,07	0,02	0,22	49,92	0,01	0,13	48,69	0,01	0,23	0,20
		7:56	15	48,98	0,00	0,20	48,06	0,01	0,23	49,92	0,00	0,13	48,68	0,01	0,24	0,20
		8:16	30	48,98	0,00	0,20	48,06	0,00	0,23	49,92	0,00	0,13	48,68	0,00	0,24	**0,20**
42,08	45	8:18	0	47,24	1,74	1,94	46,28	1,78	2,01	48,23	1,69	1,82	46,97	1,71	1,95	**1,93**
		8:20	2	47,20	0,04	1,98	46,22	0,06	2,07	48,18	0,05	1,87	46,90	0,07	2,02	1,99
		8:22	4	47,15	0,05	2,03	46,22	0,00	2,07	48,17	0,01	1,88	46,89	0,01	2,03	2,00
		8:26	8	47,15	0,00	2,03	46,20	0,02	2,09	48,16	0,01	1,89	46,88	0,01	2,04	2,01
		8:33	15	47,10	0,05	2,08	46,15	0,05	2,14	48,11	0,05	1,94	46,80	0,08	2,12	2,07
		8:48	30	47,09	0,01	2,09	46,13	0,02	2,16	48,11	0,00	1,94	46,80	0,00	2,12	**2,08**
60,78	65	8:51	0	45,92	1,17	3,26	45,07	1,06	3,22	47,10	1,01	2,95	45,64	1,16	3,28	**3,18**
		8:53	2	45,90	0,02	3,28	45,07	0,00	3,22	47,10	0,00	2,95	45,65	-0,01	3,27	3,18
		8:55	4	45,90	0,00	3,28	45,07	0,00	3,22	47,10	0,00	2,95	45,64	0,01	3,28	3,18
		8:59	8	45,90	0,00	3,28	45,07	0,00	3,22	47,10	0,00	2,95	45,64	0,00	3,28	3,18
		9:06	15	45,90	0,00	3,28	45,08	-0,01	3,21	47,10	0,00	2,95	45,65	-0,01	3,27	3,18
		9:21	30	45,87	0,03	3,31	45,07	0,01	3,22	47,10	0,00	2,95	45,61	0,04	3,31	**3,20**
79,48	85	9:24	0	44,29	1,58	4,89	43,62	1,45	4,67	45,68	1,42	4,37	44,04	1,57	4,88	**4,70**
		9:26	2	44,28	0,01	4,90	43,58	0,04	4,71	45,68	0,00	4,37	44,04	0,00	4,88	4,72
		9:28	4	44,28	0,00	4,90	43,58	0,00	4,71	45,68	0,00	4,37	44,04	0,00	4,88	4,72
		9:32	8	44,26	0,02	4,92	43,59	-0,01	4,70	45,68	0,00	4,37	44,03	0,01	4,89	4,72
		9:39	15	44,25	0,01	4,93	43,60	-0,01	4,69	45,69	-0,01	4,36	44,02	0,01	4,90	4,72

Cliente: Pernambuco Construtora Empreendimentos Ltda
Obra: Edf. Janga Prince
Local: Av. João Fonseca de Albuquerque, Janga, Paulista/PE
Prova de Carga: Estaca E-200 / Pilar P-31
Data: 09/05/13 Operador: Jeú de Souza Folha: 02

SEFE SERVIÇOS ESPECIAIS DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS LTDA

Carregamento		Tempo		Deflectômetros												Recalque Médio (mm)
				E 1			E 2			E 3			E 4			
Carga (tf)	Pressão (Kgf/cm2)	Hora	Tf - Ti	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	
79,48	85	9:54	30	44,25	0,00	4,93	43,60	0,00	4,69	45,70	-0,01	4,35	44,02	0,00	4,90	**4,72**
98,18	105	9:58	0	42,56	1,69	6,62	43,04	0,56	5,25	44,23	1,47	5,82	42,32	1,70	6,60	**6,07**
		10:00	2	42,51	0,05	6,67	43,01	0,03	5,28	44,21	0,02	5,84	42,27	0,05	6,65	6,11
		10:04	4	42,48	0,03	6,70	42,00	1,01	6,29	44,21	0,00	5,84	42,25	0,02	6,67	6,38
		10:08	8	42,48	0,00	6,70	42,00	0,00	6,29	44,21	0,00	5,84	42,25	0,00	6,67	6,38
		10:15	15	42,48	0,00	6,70	42,01	-0,01	6,28	44,21	0,00	5,84	42,25	0,00	6,67	6,37
		10:30	30	42,47	0,01	6,71	42,03	-0,02	6,26	44,21	0,00	5,84	42,25	0,00	6,67	**6,37**
121,55	130	10:33	0	40,33	2,14	8,85	40,99	1,04	7,30	42,24	1,97	7,81	40,08	2,17	8,84	**8,20**
		10:35	2	40,30	0,03	8,88	40,98	0,01	7,31	42,24	0,00	7,81	40,08	0,00	8,84	8,21
		10:37	4	40,13	0,17	9,05	39,85	1,13	8,44	42,13	0,11	7,92	39,85	0,23	9,07	8,62
		10:41	8	40,05	0,08	9,13	39,76	0,09	8,53	42,05	0,08	8,00	39,82	0,03	9,10	8,69
		10:48	15	40,04	0,01	9,14	39,76	0,00	8,53	42,05	0,00	8,00	39,82	0,00	9,10	8,69
		11:03	30	40,05	-0,01	9,13	39,80	-0,04	8,49	42,06	-0,01	7,99	39,84	-0,02	9,08	**8,67**
140,25	150	11:08	0	38,51	1,54	10,67	38,33	1,47	9,96	40,64	1,42	9,41	38,28	1,56	10,64	**10,17**
		11:10	2	38,44	0,07	10,74	38,28	0,05	10,01	40,57	0,07	9,48	38,22	0,06	10,70	10,23
		11:12	4	38,44	0,00	10,74	38,28	0,00	10,01	40,57	0,00	9,48	38,22	0,00	10,70	10,23
		11:16	8	38,44	0,00	10,74	38,28	0,00	10,01	40,57	0,00	9,48	38,21	0,01	10,71	10,24
		11:23	15	38,36	0,08	10,82	38,20	0,08	10,09	40,51	0,06	9,54	38,11	0,10	10,81	10,32
		11:38	30	38,36	0,00	10,82	38,19	0,01	10,10	40,49	0,02	9,56	38,09	0,02	10,83	**10,33**
158,95	170	11:41	0	36,58	1,78	12,60	36,47	1,72	11,82	38,84	1,65	11,21	36,31	1,78	12,61	**12,06**
		11:43	2	36,49	0,09	12,69	36,42	0,05	11,87	38,78	0,06	11,27	36,24	0,07	12,68	12,13
		11:45	4	36,49	0,00	12,69	36,41	0,01	11,88	38,78	0,00	11,27	36,25	-0,01	12,67	12,13
		11:49	8	36,49	0,00	12,69	36,41	0,00	11,88	38,78	0,00	11,27	36,25	0,00	12,67	12,13
		11:56	15	36,49	0,00	12,69	36,42	-0,01	11,87	38,78	0,00	11,27	36,27	-0,02	12,65	12,12

Cliente: Pernambuco Construtora Empreendimentos Ltda
Obra: Edf. Janga Prince
Local: Av. João Fonseca de Albuquerque, Janga, Paulista/PE
Prova de Carga: Estaca E-200 / Pilar P-31
Data: 09/05/13 Operador: Jeú de Souza Folha: 03

SEFE SERVIÇOS ESPECIAIS DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS LTDA

Carregamento		Tempo		Deflectômetros												Recalque Médio (mm)
				E 1			E 2			E 3			E 4			
Carga (tf)	Pressão (Kgf/cm2)	Hora	Tf - Ti	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	
158,95	170	12:11	30	36,48	0,01	12,70	36,48	-0,06	11,81	38,82	-0,04	11,23	36,25	0,02	12,67	**12,10**
182,33	195	12:16	0	33,96	2,52	15,22	34,05	2,43	14,24	36,44	2,38	13,61	33,64	2,61	15,28	**14,59**
		12:18	2	33,94	0,02	15,24	34,03	0,02	14,26	36,42	0,02	13,63	33,62	0,02	15,30	14,61
		12:20	4	33,73	0,21	15,45	33,86	0,17	14,43	36,27	0,15	13,78	33,44	0,18	15,48	14,79
		12:24	8	33,61	0,12	15,57	33,75	0,11	14,54	36,15	0,12	13,90	33,31	0,13	15,61	14,91
		12:31	15	33,55	0,06	15,63	33,71	0,04	14,58	36,11	0,04	13,94	33,25	0,06	15,67	14,96
		12:46	30	33,55	0,00	15,63	33,70	0,01	14,59	36,11	0,00	13,94	33,25	0,00	15,67	**14,96**
201,03	215	12:48	0	31,74	1,81	17,44	31,98	1,72	16,31	34,40	1,71	15,65	31,37	1,88	17,55	**16,74**
		12:50	2	31,73	0,01	17,45	31,98	0,00	16,31	34,40	0,00	15,65	31,36	0,01	17,56	16,74
		12:52	4	31,67	0,06	17,51	31,94	0,04	16,35	34,35	0,05	15,70	31,30	0,06	17,62	16,80
		12:56	8	31,64	0,03	17,54	31,91	0,03	16,38	34,34	0,01	15,71	31,26	0,04	17,66	16,82
		13:03	15	31,56	0,08	17,62	31,86	0,05	16,43	34,29	0,05	15,76	31,26	0,00	17,66	16,87
		13:18	30	31,53	0,03	17,65	31,86	0,00	16,43	34,25	0,04	15,80	31,13	0,13	17,79	**16,92**
219,73	235	13:24	0	29,47	2,06	19,71	29,89	1,97	18,40	32,29	1,96	17,76	28,99	2,14	19,93	**18,95**
		13:26	2	29,27	0,20	19,91	29,72	0,17	18,57	32,13	0,16	17,92	28,88	0,11	20,04	19,11
		13:28	4	29,26	0,01	19,92	29,70	0,02	18,59	32,11	0,02	17,94	28,88	0,00	20,04	19,12
		13:32	8	29,25	0,01	19,93	29,70	0,00	18,59	32,11	0,00	17,94	28,87	0,01	20,05	19,13
		13:39	15	29,13	0,12	20,05	29,62	0,08	18,67	32,03	0,08	18,02	28,65	0,22	20,27	19,25
		13:54	30	29,05	0,08	20,13	29,54	0,08	18,75	31,97	0,06	18,08	28,56	0,09	20,36	**19,33**
238,43	255	14:03	0	26,03	3,02	23,15	26,68	2,86	21,61	29,05	2,92	21,00	25,33	3,23	23,59	**22,34**
		14:05	2	25,94	0,09	23,24	26,65	0,03	21,64	29,05	0,00	21,00	25,24	0,09	23,68	22,39
		14:07	4	25,60	0,34	23,58	26,38	0,27	21,91	28,75	0,30	21,30	25,00	0,24	23,92	22,68
		14:11	8	25,50	0,10	23,68	26,26	0,12	22,03	28,62	0,13	21,43	24,87	0,13	24,05	22,80
		14:19	15	25,15	0,35	24,03	25,92	0,34	22,37	28,30	0,32	21,75	24,49	0,38	24,43	23,15

Cliente: Pernambuco Construtora Empreendimentos Ltda
Obra: Edf. Janga Prince
Local: Av. João Fonseca de Albuquerque, Janga, Paulista/PE
Prova de Carga: Estaca E-200 / Pilar P-31
Data: 09 e 10/05/13 Operador: Jeú de Souza Folha: 04

SEFE SERVIÇOS ESPECIAIS DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS LTDA

Carregamento		Tempo		Deflectômetros												Recalque Médio (mm)
				E 1			E 2			E 3			E 4			
Carga (tf)	Pressão (Kgf/cm2)	Hora	Tf - Ti	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	
238,43	255	14:34	30	25,00	0,15	24,18	25,80	0,12	22,49	28,20	0,10	21,85	24,35	0,14	24,57	**23,27**
257,13	275	14:41	0	21,29	3,71	27,89	22,31	3,49	25,98	24,63	3,57	25,42	20,46	3,89	28,46	**26,94**
257,13	275	14:43	2	21,13	0,16	28,05	22,20	0,11	26,09	24,45	0,18	25,60	20,29	0,17	28,63	27,09
257,13	275	14:45	4	20,72	0,41	28,46	21,78	0,42	26,51	24,11	0,34	25,94	19,92	0,37	29,00	27,48
257,13	275	14:49	8	20,09	0,63	29,09	21,18	0,60	27,11	23,52	0,59	26,53	19,20	0,72	29,72	28,11
257,13	275	14:56	15	20,03	0,06	29,15	21,13	0,05	27,16	23,46	0,06	26,59	19,05	0,15	29,87	28,19
257,13	275	15:11	30	19,07	0,96	30,11	20,17	0,96	28,12	22,51	0,95	27,54	18,25	0,80	30,67	**29,11**
252,45	270	15:40	60	18,19	0,88	30,99	19,32	0,85	28,97	21,65	0,86	28,40	17,32	0,93	31,60	**29,99**
252,45	270	16:40	120	17,22	0,97	31,96	18,33	0,99	29,96	20,67	0,98	29,38	16,37	0,95	32,55	**30,96**
243,10	260	18:40	240	17,12	0,10	32,06	18,24	0,09	30,05	20,56	0,11	29,49	16,27	0,10	32,65	**31,06**
229,07	245	20:40	360	17,07	0,05	32,11	18,13	0,11	30,16	20,47	0,09	29,58	16,22	0,05	32,70	**31,14**
224,40	240	21:40	480	17,05	0,02	32,13	18,10	0,03	30,19	20,45	0,02	29,60	16,20	0,02	32,72	**31,16**
224,40	240	23:40	600	17,04	0,01	32,14	18,08	0,02	30,21	20,43	0,02	29,62	16,18	0,02	32,74	**31,18**
219,72	235	1:40	720	17,03	0,01	32,15	18,06	0,02	30,23	20,40	0,03	29,65	16,16	0,02	32,76	**31,20**
219,72	235	3:40	840	17,01	0,02	32,17	18,02	0,04	30,27	20,36	0,04	29,69	16,15	0,01	32,77	**31,23**
215,05	230	5:40	960	17,01	0,00	32,17	18,02	0,00	30,27	20,36	0,00	29,69	16,13	0,02	32,79	**31,23**
210,37	225	6:40	1020	17,01	0,00	32,17	18,01	0,01	30,28	20,33	0,03	29,72	16,12	0,01	32,80	**31,24**
214,11	229	7:40	1080	16,99	0,02	32,19	18,01	0,00	30,28	20,30	0,03	29,75	16,11	0,01	32,81	**31,26**
214,11	229	8:40	1140	16,97	0,02	32,21	17,97	0,04	30,32	20,27	0,03	29,78	16,08	0,03	32,84	**31,29**
266,47	285	9:33	0	1,44	15,53	47,74	2,34	15,63	45,95	4,72	15,55	45,33	0,48	15,60	48,44	**46,87**
266,47	285	9:35	2	1,30	0,14	47,88	2,25	0,09	46,04	4,66	0,06	45,39	0,40	0,08	48,52	**46,96**
261,80	280	9:37	4	1,20	0,10	47,98	2,18	0,07	46,11	4,58	0,08	45,47	0,32	0,08	48,60	**47,04**
252,45	270	9:41	8	20,22	0,15	48,13	20,25	0,11	46,22	20,47	0,15	45,62	19,82	0,19	48,79	**47,19**
261,80	280	9:59	0	15,62	4,60	52,73	15,53	4,72	50,94	14,82	5,65	51,27	15,18	4,64	53,43	**52,09**

Cliente: Pernambuco Construtora Empreendimentos Ltda
Obra: Edf. Janga Prince
Local: Av. João Fonseca de Albuquerque, Janga, Paulista/PE
Prova de Carga: Estaca E-200 / Pilar P-31
Data: 10/05/13 Operador: Jeú de Souza Folha: 05

SEFE SERVIÇOS ESPECIAIS DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS LTDA

Carregamento		Tempo		Deflectômetros												Recalque Médio (mm)
				E 1			E 2			E 3			E 4			
Carga (tf)	Pressão (Kgf/cm2)	Hora	Tf - Ti	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	
261,80	280	10:01	2	15,49	0,13	52,86	15,40	0,13	51,07	14,66	0,16	51,43	15,08	0,10	53,53	52,22
259,00	277	10:03	4	15,45	0,04	52,90	15,37	0,03	51,10	14,64	0,02	51,45	15,08	0,00	53,53	52,25
257,13	275	10:07	8	15,38	0,07	52,97	15,29	0,08	51,18	14,57	0,07	51,52	15,01	0,07	53,60	52,32
250,58	268	10:14	15	15,21	0,17	53,14	15,13	0,16	51,34	14,42	0,15	51,67	14,82	0,19	53,79	52,49
247,78	265	10:29	30	15,13	0,08	53,22	15,09	0,04	51,38	14,38	0,04	51,71	14,76	0,06	53,85	52,54
247,78	265	10:59	60	15,09	0,04	53,26	15,04	0,05	51,43	14,33	0,05	51,76	14,73	0,03	53,88	52,58
172,98	185	11:01	0	16,04	-0,95	52,31	16,20	-1,16	50,27	15,44	-1,11	50,65	15,69	-0,96	52,92	51,54
		11:03	2	16,04	0,00	52,31	16,20	0,00	50,27	15,44	0,00	50,65	15,69	0,00	52,92	51,54
		11:05	4	16,04	0,00	52,31	16,20	0,00	50,27	15,44	0,00	50,65	15,69	0,00	52,92	51,54
		11:09	8	16,04	0,00	52,31	16,20	0,00	50,27	15,44	0,00	50,65	15,69	0,00	52,92	51,54
		11:16	15	16,04	0,00	52,31	16,20	0,00	50,27	15,44	0,00	50,65	15,69	0,00	52,92	51,54
191,68	205	11:17	0	16,04	0,00	52,31	16,20	0,00	50,27	15,44	0,00	50,65	15,69	0,00	52,92	51,54
		11:19	2	16,03	0,01	52,32	16,20	0,00	50,27	15,44	0,00	50,65	15,68	0,01	52,93	51,54
		11:21	4	16,03	0,00	52,32	16,20	0,00	50,27	15,44	0,00	50,65	15,68	0,00	52,93	51,54
		11:24	8	16,03	0,00	52,32	16,20	0,00	50,27	15,44	0,00	50,65	15,68	0,00	52,93	51,54
		11:31	15	16,03	0,00	52,32	16,20	0,00	50,27	15,44	0,00	50,65	15,68	0,00	52,93	51,54
		11:46	30	16,03	0,00	52,32	16,20	0,00	50,27	15,44	0,00	50,65	15,68	0,00	52,93	51,54
182,33	195	11:47	0	16,03	0,00	52,32	16,20	0,00	50,27	15,44	0,00	50,65	15,68	0,00	52,93	51,54
		11:49	2	16,03	0,00	52,32	16,20	0,00	50,27	15,44	0,00	50,65	15,68	0,00	52,93	51,54
		11:51	4	16,03	0,00	52,32	16,20	0,00	50,27	15,44	0,00	50,65	15,68	0,00	52,93	51,54
		11:55	8	16,03	0,00	52,32	16,20	0,00	50,27	15,44	0,00	50,65	15,68	0,00	52,93	51,54
		12:02	15	16,03	0,00	52,32	16,20	0,00	50,27	15,44	0,00	50,65	15,68	0,00	52,93	51,54
210,38	225	12:03	0	16,03	0,00	52,32	16,18	0,02	50,29	15,44	0,00	50,65	15,69	-0,01	52,92	51,55
		12:05	2	16,04	-0,01	52,31	16,18	0,00	50,29	15,44	0,00	50,65	15,69	0,00	52,92	51,54

Cliente: Pernambuco Construtora Empreendimentos Ltda
Obra: Edf. Janga Prince
Local: Av. João Fonseca de Albuquerque, Janga, Paulista/PE
Prova de Carga: Estaca E-200 / Pilar P-31
Data: 10/05/13 Operador: Jeú de Souza Folha: 06

SEFE SERVIÇOS ESPECIAIS DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS LTDA

Carregamento		Tempo		Deflectômetros												Recalque Médio (mm)
				E 1			E 2			E 3			E 4			
Carga (tf)	Pressão (Kgf/cm2)	Hora	Tf - Ti	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	
210,38	225	12:07	4	16,03	0,01	52,32	16,17	0,01	50,30	15,42	0,02	50,67	15,68	0,01	52,93	51,56
		12:11	8	16,03	0,00	52,32	16,16	0,01	50,31	15,41	0,01	50,68	15,68	0,00	52,93	51,56
		12:18	15	16,02	0,01	52,33	16,14	0,02	50,33	15,40	0,01	50,69	15,68	0,00	52,93	51,57
		12:33	30	16,02	0,00	52,33	16,13	0,01	50,34	15,38	0,02	50,71	15,68	0,00	52,93	51,58
191,68	205	12:34	0	16,02	0,00	52,33	16,13	0,00	50,34	15,39	-0,01	50,70	15,69	-0,01	52,92	51,57
		12:36	2	16,02	0,00	52,33	16,13	0,00	50,34	15,39	0,00	50,70	15,69	0,00	52,92	51,57
		12:38	4	16,02	0,00	52,33	16,13	0,00	50,34	15,39	0,00	50,70	15,69	0,00	52,92	51,57
		12:42	8	16,02	0,00	52,33	16,13	0,00	50,34	15,39	0,00	50,70	15,69	0,00	52,92	51,57
		12:49	15	16,02	0,00	52,33	16,13	0,00	50,34	15,39	0,00	50,70	15,69	0,00	52,92	51,57
219,68	235	12:51	0	15,40	0,62	52,95	15,45	0,68	51,02	14,72	0,67	51,37	15,07	0,62	53,54	52,22
		12:53	2	15,40	0,00	52,95	15,45	0,00	51,02	14,71	0,01	51,38	15,07	0,00	53,54	52,22
		12:55	4	15,40	0,00	52,95	15,45	0,00	51,02	14,71	0,00	51,38	15,07	0,00	53,54	52,22
		12:59	8	15,40	0,00	52,95	15,45	0,00	51,02	14,71	0,00	51,38	15,07	0,00	53,54	52,22
		13:06	15	15,40	0,00	52,95	15,45	0,00	51,02	14,71	0,00	51,38	15,07	0,00	53,54	52,22
		13:21	30	15,40	0,00	52,95	15,45	0,00	51,02	14,70	0,01	51,39	15,07	0,00	53,54	52,23
201,03	215	13:22	0	15,40	0,00	52,95	15,45	0,00	51,02	14,70	0,00	51,39	15,07	0,00	53,54	52,23
		13:24	2	15,40	0,00	52,95	15,45	0,00	51,02	14,70	0,00	51,39	15,07	0,00	53,54	52,23
		13:26	4	15,40	0,00	52,95	15,45	0,00	51,02	14,70	0,00	51,39	15,07	0,00	53,54	52,23
		13:30	8	15,40	0,00	52,95	15,45	0,00	51,02	14,70	0,00	51,39	15,07	0,00	53,54	52,23
		13:37	15	15,40	0,00	52,95	15,45	0,00	51,02	14,70	0,00	51,39	15,07	0,00	53,54	52,23
229,08	245	13:38	0	15,13	0,27	53,22	15,18	0,27	51,29	14,44	0,26	51,65	14,78	0,29	53,83	52,50
		13:40	2	15,13	0,00	53,22	15,18	0,00	51,29	14,43	0,01	51,66	14,78	0,00	53,83	52,50
		13:42	4	15,13	0,00	53,22	15,18	0,00	51,29	14,43	0,00	51,66	14,78	0,00	53,83	52,50
		13:46	8	15,13	0,00	53,22	15,16	0,02	51,31	14,41	0,02	51,68	14,78	0,00	53,83	52,51

Cliente: Pernambuco Construtora Empreendimentos Ltda
Obra: Edf. Janga Prince
Local: Av. João Fonseca de Albuquerque, Janga, Paulista/PE
Prova de Carga: Estaca E-200 / Pilar P-31
Data: 10/05/13 Operador: Jeú de Souza Folha: 07

SEFE SERVIÇOS ESPECIAIS DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS LTDA

Carregamento		Tempo		Deflectômetros												Recalque Médio (mm)
				E 1			E 2			E 3			E 4			
Carga (tf)	Pressão (Kgf/cm2)	Hora	Tf - Ti	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	
229,08	245	13:53	15	15,13	0,00	53,22	15,16	0,00	51,31	14,39	0,02	51,70	14,77	0,01	53,84	**52,52**
229,08	245	14:08	30	15,13	0,00	53,22	15,13	0,03	51,34	14,38	0,01	51,71	14,76	0,01	53,85	**52,53**
220,00	235	14:09	0	15,13	0,00	53,22	15,13	0,00	51,34	14,38	0,00	51,71	14,76	0,00	53,85	**52,53**
215,05	230	14:11	2	15,13	0,00	53,22	15,13	0,00	51,34	14,38	0,00	51,71	14,76	0,00	53,85	**52,53**
215,05	230	14:13	4	15,13	0,00	53,22	15,13	0,00	51,34	14,38	0,00	51,71	14,76	0,00	53,85	**52,53**
215,05	230	14:17	8	15,13	0,00	53,22	15,13	0,00	51,34	14,37	0,01	51,72	14,75	0,01	53,86	**52,54**
215,05	230	14:24	15	15,09	0,04	53,26	15,13	0,00	51,34	14,36	0,01	51,73	14,73	0,02	53,88	**52,55**
240,30	257	14:26	0	14,05	1,04	54,30	14,04	1,09	52,43	13,28	1,08	52,81	13,67	1,06	54,94	**53,62**
240,30	257	14:28	2	14,05	0,00	54,30	14,03	0,01	52,44	13,29	-0,01	52,80	13,68	-0,01	54,93	**53,62**
238,43	255	14:30	4	14,04	0,01	54,31	14,01	0,02	52,46	13,29	0,00	52,80	13,67	0,01	54,94	**53,63**
236,56	253	14:34	8	13,96	0,08	54,39	13,94	0,07	52,53	13,22	0,07	52,87	13,58	0,09	55,03	**53,71**
236,56	253	14:41	15	13,95	0,01	54,40	13,91	0,03	52,56	13,21	0,01	52,88	13,57	0,01	55,04	**53,72**
235,62	252	14:56	30	13,09	0,86	55,26	13,87	0,04	52,60	13,18	0,03	52,91	13,53	0,04	55,08	**53,96**
187,00	200	14:58	0	14,07	-0,98	54,28	14,19	-0,32	52,28	13,47	-0,29	52,62	13,71	-0,18	54,90	**53,52**
		15:00	2	14,07	0,00	54,28	14,19	0,00	52,28	13,47	0,00	52,62	13,71	0,00	54,90	53,52
		15:04	4	14,07	0,00	54,28	14,19	0,00	52,28	13,47	0,00	52,62	13,71	0,00	54,90	53,52
		15:08	8	14,07	0,00	54,28	14,19	0,00	52,28	13,47	0,00	52,62	13,71	0,00	54,90	53,52
		15:15	15	14,07	0,00	54,28	14,19	0,00	52,28	13,47	0,00	52,62	13,71	0,00	54,90	**53,52**
140,25	150	15:17	0	17,96	-3,89	50,39	17,16	-2,97	49,31	16,44	-2,97	49,65	16,63	-2,92	51,98	**50,33**
		15:18	2	17,96	0,00	50,39	17,16	0,00	49,31	16,44	0,00	49,65	16,65	-0,02	51,96	50,33
		15:20	4	17,96	0,00	50,39	17,16	0,00	49,31	16,44	0,00	49,65	16,65	0,00	51,96	50,33
		15:26	8	17,96	0,00	50,39	17,18	-0,02	49,29	16,45	-0,01	49,64	16,66	-0,01	51,95	50,32
		15:33	15	17,97	-0,01	50,38	17,18	0,00	49,29	16,45	0,00	49,64	16,67	-0,01	51,94	**50,31**
93,50	100	15:35	0	22,34	-4,37	46,01	22,58	-5,40	43,89	21,78	-5,33	44,31	22,13	-5,46	46,48	**45,17**

Cliente: Pernambuco Construtora Empreendimentos Ltda
Obra: Edf. Janga Prince
Local: Av. João Fonseca de Albuquerque, Janga, Paulista/PE
Prova de Carga: Estaca E-200 / Pilar P-31
Data: 10/05/13 Operador: Jeú de Souza Folha: 08

SEFE SERVIÇOS ESPECIAIS DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS LTDA

Carregamento		Tempo		Deflectômetros												Recalque Médio (mm)
				E 1			E 2			E 3			E 4			
Carga (tf)	Pressão (Kgf/cm2)	Hora	Tf - Ti	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	
93,50	100	15:37	2	22,34	0,00	46,01	22,58	0,00	43,89	21,78	0,00	44,31	22,13	0,00	46,48	45,17
		15:39	4	22,34	0,00	46,01	22,60	-0,02	43,87	21,78	0,00	44,31	22,13	0,00	46,48	45,17
		15:43	8	22,34	0,00	46,01	22,59	0,01	43,88	21,76	0,02	44,33	22,13	0,00	46,48	45,18
		15:50	15	22,35	-0,01	46,00	22,59	0,00	43,88	21,74	0,02	44,35	22,13	0,00	46,48	**45,18**
46,75	50	15:52	0	28,21	-5,86	40,14	28,31	-5,72	38,16	27,37	-5,63	38,72	28,08	-5,95	40,53	**39,39**
		15:54	2	28,23	-0,02	40,12	28,31	0,00	38,16	27,34	0,03	38,75	28,09	-0,01	40,52	39,39
		15:56	4	28,23	0,00	40,12	28,31	0,00	38,16	27,33	0,01	38,76	28,09	0,00	40,52	39,39
		16:00	8	28,23	0,00	40,12	28,31	0,00	38,16	27,33	0,00	38,76	28,09	0,00	40,52	39,39
		16:07	15	28,23	0,00	40,12	28,31	0,00	38,16	27,33	0,00	38,76	28,09	0,00	40,52	**39,39**
0,00	0	16:09	0	35,65	-7,42	32,70	34,32	-6,01	32,15	32,53	-5,20	33,56	34,19	-6,10	34,42	**33,21**
		16:11	2	35,83	-0,18	32,52	34,31	0,01	32,16	32,58	-0,05	33,51	34,23	-0,04	34,38	33,14
		16:13	4	35,83	0,00	32,52	34,31	0,00	32,16	32,58	0,00	33,51	34,29	-0,06	34,32	33,13
		16:17	8	35,83	0,00	32,52	34,32	-0,01	32,15	32,68	-0,10	33,41	34,32	-0,03	34,29	33,09
		16:24	15	35,85	-0,02	32,50	34,33	-0,01	32,14	32,70	-0,02	33,39	34,37	-0,05	34,24	33,07
		16:39	30	35,90	-0,05	32,45	34,36	-0,03	32,11	32,76	-0,06	33,33	34,42	-0,05	34,19	**33,02**

ANEXOS B – Metodologia para prova de carga cíclica

RECOMENDAÇÕES PARA UMA PROVA DE CARGA CÍCLICA, COM CARREGAMENTO RÁPIDO

1. Carga de trabalho da estaca - - - - - - 100 tf
2. Número de estágios - - - - - - - 5 (cinco)
3. Carga por estágio
   1º Estágio - - - - - - - - 24 tf
   2º Estágio - - - - - - - - 48 tf
   3º Estágio - - - - - - - - 72 tf
   4º Estágio - - - - - - - - 96 tf
   5º Estágio - - - - - - - - 120 tf

4. Carga total do teste - - - - - - - 120 tf

5. Procedimentos

5.1. Carregamento

Com exemplo, será comentado o procedimento do primeiro estágio de 24 tf.

O carregamento será sub-dividido em três cargas parciais de 8 tf, adotando-se o seguinte procedimento:

Aplicar a carga inicial de 8 tf. Ao ser atingida esta carga fazer as leituras de recalques no tempo instantâneo, 2, 4, 6 e 10 min.

Em seguida, independente da estabilização, aplicar a segunda carga de 8 tf e repetir a mesma contagem de tempo (instantâneo, 2, 4, 6 e 10 min).

Em seguida, aplicar a terceira carga de 8 tf e então, fazer as leituras de recalques no tempo instantâneo, 2, 4, 8 e 15 min.

Assim estará concluído o carregamento do primeiro estágio para a carga de 24 tf em um tempo total de 35min.

5.2 . Descarregamento

Ainda comentando o carregamento do primeiro estágio (tempo 35 min), o descarregamento será procedido em três etapas, retirando-se em cada uma a carga de 8 tf. Nas duas primeiras etapas, fazer as leituras para tempo instantâneo, 2, 4, 6, e 10 min.

Na última etapa fazer as leituras para tempo instantâneo, 2, 4, 8, e 15 min.

Completa-se assim, um tempo de descarregamento de mais 35 min.

5.3. Continuidade da Prova de Carga

Os 5 (cinco) estágios serão aplicados de forma sucessiva e ininterrupta.

Em cada estágio, o carregamento deverá satisfazer a carga máxima indicada, onde as cargas parciais não ultrapassem a 20% do valor da carga de trabalho da estaca.

O descarregamento em cada estágio será efetuado integralmente, onde as cargas parciais não ultrapassem a 25% do valor da carga de trabalho da estaca..

Para melhor entendimento segue abaixo a programação completa para os cinco estágios

Estágios	1º	2º	3º	4º	5º
Carga (tf)	24	48	72	96	120
Parciais (tf)	3 x 8	4 x 12	6 x 12	6 x 16	6 x 20
Tempo (min)	35	45	65	65	65
Descarga (tf)	3 x 8	4 x 12	4 x 18	5 x 19.2	5 x 24
Tempo (min)	35	45	45	55	55
Total (min)	70	90	110	120	120 = 510 min

Nota: Observar a sensibilidade do manômetro quanto a precisão das leituras, para que se controle as cargas e seus acréscimos.