

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS ESTÁTICOS E
DINÂMICOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA
EM ESTACAS ASSENTES EM SOLO TROPICAL**

**SILVANA FAVA MARCHEZINI
ORIENTADOR: RENATO PINTO DA CUNHA
COORIENTADOR: WILSON CONCIANI**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA
PUBLICAÇÃO: 234/2013**

BRASÍLIA/DF: OUTUBRO/ 2013

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS ESTÁTICOS E
DINÂMICOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA
EM ESTACAS ASSENTES EM SOLO TROPICAL**

SILVANA FAVA MARCHEZINI

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.**

APROVADA POR:

**Prof. Renato Pinto da Cunha, PhD (UnB)
(ORIENTADOR)**

**Prof. Wilson Conciani, DsC (IFB)
(CO-ORIENTADOR)**

**Prof. Hernán Eduardo Martinez Carvajal DsC (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**Prof. George de Paula Bernardes, PhD (Unesp)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**Prof. Willian Daniel Cobelo, Dsct (ISPJAE-CUBA)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

BRASÍLIA/DF, 25 de outubro de 2013

FICHA CATALOGRÁFICA

MARCHEZINI, SILVANA FAVA.

Comparação entre Métodos Estáticos e Dinâmicos de Previsão de Capacidade de Carga em Estacas Assentes em Solo Tropical (2013)

xix 171 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2013)

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Provas de carga estática 2. Provas de carga dinâmica

3. Solo tropical

I. ENC/FT/UnB II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

MARCHEZINI, S. F. (2013). Comparação entre Métodos Estáticos e Dinâmicos de Previsão de Capacidade de Carga em Estacas Assentes em Solo Tropical. Dissertação de Mestrado, Publicação Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 171p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Silvana Fava Marchezini

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Comparação entre Métodos Estáticos e Dinâmicos de Previsão de Capacidade de Carga em Estacas Assentes em Solo Tropical.

GRAU / ANO: Mestre /2013

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Silvana Fava Marchezini

Rua Comandante Costa, 295 Apto. 507

Centro Norte - 78.005-400 – Cuiabá/MT - Brasil

smarchezini@gmail.com

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho à Deus, o autor da vida e Senhor da minha história. À minha mãe Adelis, aos filhos Marcelle, Marina e Thiago, ao genro Rodrigo e a nora Juliana pelo apoio, carinho e compreensão.

HOMENAGEM PÓSTUMA

Ao meu pai, Ercídio Marchezini que cedo partiu, mas que na sua sabedoria de vida sempre incentivou a buscar o estudo, o seu aprimoramento e nunca desistir. Lembro-me das palavras ditas por ele aos seus filhos, ainda nos primeiros anos de escola: “Estudem! O estudo, ninguém tira de vocês”.

Lembro-me dele ao dizer, em um momento de quase desistência no curso técnico, “você consegue”.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Instituto Federal de Mato Grosso, particularmente aos Diretores do Campus de Cuiabá, Octayde Jorge da Silva, Nelson Ito Suzuki e Ali Veggi Atala, a Universidade de Brasília e a CAPES pela oportunidade.

Ao Professor Renato Pinto da Cunha, pelos ensinamentos transmitidos, pela firmeza, objetividade, e cobrança.

Ao Professor Wilson Conciani pelo incentivo na decisão de “encarar” o desafio junto à um grupo de DINTER.

A todos os professores da UnB, em especial Hérnan, Márcio Muniz, André Brasil pela compreensão e carinho.

A secretaria da pós graduação UnB Maria Aparecida (Cida) pela paciência, compreensão e carinho.

Ao colega e amigo de todas as horas, Luiz Carlos de Figueiredo pelo carinho, incentivo,
ensinamento e dedicação horas a fio.

Aos colegas da Geotecnia do IFMT: Luís Anselmo, Farto, Ilço, Márcio, Patrícia, Suzana pelo incentivo e colaboração.

RESUMO

Esta dissertação apresenta os estudos da comparação entre métodos estáticos e dinâmicos e de previsão de capacidade de carga em estacas pré-moldadas, baseados em dados de uma obra civil em Brasília-DF. Através da extrapolação da curva carga - recalque obtida nas provas de carga estática obteve-se os valores da carga última. Os dados da prova de carga dinâmica foram obtidos através do equipamento PDA e analisados através do programa CASE and CAPWAP. Foram comparados os resultados das provas de carga estática e dinâmica com os cálculos de previsão de capacidade de carga por fórmulas semiempíricas e dinâmicas. Duas campanhas de sondagens ocorreram em estações diferentes (seca e chuvosa) com resultados diferenciados. Foram realizadas seis provas de carga estática que foram executadas após a execução das provas de carga dinâmica. Das estacas ensaiadas apenas uma foi submetida aos dois tipos de provas de carga. A comparação entre a prova de carga estática e a prova de carga dinâmica mostrou para o estudo realizado que a PCD apresenta resultado confiável. Quanto as previsões de carga, os resultados ficaram distantes dos valores da PCE e PCD. Para aproximar esse resultado com o da PCE, foi definido um fator de correção para as fórmulas semi empíricas e fórmulas dinâmicas.

Palavras chaves: Prova de carga dinâmica, Prova de carga estática, Solo tropical

ABSTRACT

This dissertation presents studies comparing static and dynamic methods and prediction load capacity in pre-cast piles, based on data from a construction project in Brasilia. By extrapolating the curve charge - settlement obtained from the static load tests gave values of ultimate load. Data from the dynamic load test were obtained from PDA device and analyzed using the CASE and CAPWAP. The results of tests of static and dynamic load calculations with the prediction capacity by dynamic and semi empirical formulas were compared. Two campaigns soundings occurred in different seasons (dry and rainy) with different results. Six static load tests that were executed after the execution of dynamic load tests were performed. Only one of the tested piles was subjected to two types of load tests. The comparison between the static load test and dynamic load test of the study showed that the PCD presents reliable result. As the load predictions, the results were far from the values of PCE and PCD. To approximate this result with the PCE, was defined a correction factor for the semi empirical formulas and dynamic formulas.

Key words: Proof of dynamic load, static proof load, Tropical Soil

ÍNDICE

Capítulo	Página
1 INTRODUÇÃO	20
1.1 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	24
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	25
2.1 FUNDAÇÕES PROFUNDAS EM ESTACAS	25
2.1.1 BREVE HISTÓRICO	25
2.1.2 PRINCIPAIS EFEITOS NO PROCESSO DE EXECUÇÃO DE ESTACAS CRAVADAS	27
2.1.3 SISTEMA DE CRAVAÇÃO DE ESTACAS	28
2.1.4 SISTEMA DE AMORTECIMENTO	30
2.1.5 DEFINIÇÃO DO PESO DO MARTELO VERSUS ALTURA DE QUEDA	31
2.2 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA	32
2.2.1 MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS	32
2.2.1.1 Método Aoki-Velloso (1975)	33
2.2.1.2 Método Décourt-Quaresma (1978,1982)	35
2.2.2 MÉTODOS DINÂMICOS DE CONTROLE	37
2.2.2.1 Introdução	37
2.2.2.2 Fórmulas Dinâmicas	38
2.2.2.3 Teoria da Equação da Onda	42
2.2.2.4 Medida da Nega e Repique	50
2.2.2.5 Prova de Carga Dinâmica (PCD)	52
2.3 PROVAS DE CARGA ESTÁTICA	60
2.3.1 INTRODUÇÃO	60
2.3.2 EXECUÇÃO DO ENSAIO	61
2.3.2.1 Montagem e Instrumentação	63
2.3.3 EFEITO DAS CARGAS RESIDUAIS	64
2.3.4 EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA - RECALQUE	65
2.3.4.1 Método Van Der Veen	65
2.3.4.2 Método de Décourt	66
2.3.4.3 Método NBR 6122 (2010)	67
2.4 COMPARAÇÕES ENTRE PROVA DE CARGA ESTÁTICA E PROVA DE CARGA DINÂMICA	68
2.5 COMPARAÇÕES NO BRASIL	69
2.6 ENSAIO DE SPT (STANDARD PENETRTION TEST)	70
2.7 SOLOS TROPICAIS	71

3 MATERIAL E MÉTODO	76
3.1 INTRODUÇÃO	76
3.2 LOCALIZAÇÃO	78
3.3 ASPECTOS GEOTÉCNICOS DO LOCAL	78
3.3.1 CLIMA	79
3.3.2 DADOS GEOTÉCNICOS	81
3.4 SONDAÇÃO À PERCUSSÃO SPT	82
3.5 ESTAQUEAMENTO	84
3.6 PROVAS DE CARGA	88
3.6.1 PROVAS DE CARGA ESTÁTICA (PCE)	88
3.6.2 PROVAS DE CARGA DINÂMICA (PCD)	92
3.7 PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA	96
3.7.1 MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS (PROVA DE CARGA ESTÁTICA)	96
3.7.2 FÓRMULAS DINÂMICA (PROVA DE CARGA DINÂMICA)	96
4 ANÁLISES E RESULTADOS	97
4.1 SONDAÇÕES DE SIMPLES RECONHECIMENTO	97
4.2 ANÁLISE DAS CURVAS CARGA-DESLOCAMENTO	105
4.3 RESULTADOS OBTIDOS COM A PROVA DE CARGA DINÂMICA (PCD)	109
4.3.1 MÉTODO CAPWAP	111
4.4 PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA	120
4.5 CORRELAÇÕES ENTRE OS RESULTADOS OBTIDOS DAS ESTACAS	121
4.5.1 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS NA ESTACA ES01B	127
4.5.1.1 Ajustes dos métodos com o valor da PCE	134
4.6 COMPARAÇÕES DOS RESULTADOS APRESENTADOS COM OUTROS	
ENSAIOS	135
5 SUMÁRIO E CONCLUSÕES	136
5.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	139
REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA	140
APÊNDICE	147
A. RESULTADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS NO CAMPO EXPERIMENTAL	
DA UnB-BRASÍLIA	147
B. TABELA DE CONTROLE DAS ESTACAS	151
C. CÁLCULO DE EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA-RECALQUE	154
C1. MÉTODO VAN DER VEEN (1953)	154
C2. MÉTODO DÉCOURT (1999)	157
C3. MÉTODO NORMA BRASILEIRA NBR 6122 (2010)	160

D. CURVAS CARGA VERSUS RECALQUE DAS ESTACAS ENSAIADAS POR PROVA DE CARGA DINÂMICA	162
E. GRÁFICO RESISTÊNCIAS MOBILIZADAS VERSUS ENERGIA MÁXIMA POR GOLPE (CASE).....	166
F. TABELA DAS RESISTÊNCIAS LATERAL, DE PONTA E TOTAL MOBILIZADAS (PCD)	168
G. GRÁFICO DAS RESISTÊNCIAS ESTÁTICAS MOBILIZADAS (PCD)	169

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela	Página
2.1 Coeficiente K e razão de atrito α	35
2.2 Fatores de correção F_1 e F_2 Atualizados	35
2.3 Coeficiente característico do solo C.....	36
2.4 Valores para cravação	41
2.5 Valores de J_c	56
2.6 Regiões de ocorrência de solos tropicais no Brasil	73
2.7 Características das estacas da pesquisa de Menezes (1997)	74
3.1 Especificações técnicas das estacas da INCOPRE	85
3.2 Característica dos bate estacas	85
3.3 Seção das estacas ensaiadas	86
3.4 Informações das estacas cravadas e ensaiadas	87
3.5 Dados das provas de carga estática	92
3.6 Dados das Provas de Carga Dinâmica	94
3.7 Parâmetros para obtenção da previsão capacidade de carga	95
4.1 Dados da sondagem por SPT da primeira campanha- empresa A	99
4.2 Dados da sondagem por SPT da segunda campanha- empresa B	100
4.3 Variância entre os resultados médios do N_{SPT} entre as duas campanhas	101
4.2 Resultado das provas de carga estática	105
4.3 Resumo dos valores de carga de ruptura	107
4.4 Valores Método CASE $J_c=0,83$	113
4.5 Resultados resumido das análises CAPWAP e CASE	114
4.6 Resultado das resistências de ponta e de atrito lateral da análise CAPWAP (%)	117
4.7 Resumo das sondagens para estacas ensaiadas	121
4.8 Valores da capacidade de carga última por método em kN	122
4.9 Dispersão dos valores fórmula semiempírica e carga de ruptura última.....	123
4.10 Dispersão dos valores fórmula semiempírica e CAPWAP	124
4.11 Média das dispersões entre fórmulas dinâmicas, CAPWAP e CASE.....	124
4.12 Resistência lateral e total da análise CAPWAP e métodos semiempíricos	125
4.13 Valores PCE extrapoladas	130
4.14 Resumo dos valores da estaca ES01B (kN)	131
4.15 Relação com a PCE da estaca ES01B	131
4.17 Relação com a PCD da estaca ES01B.....	132
4.18 Relação entre os valores de referência dos métodos utilizados (ES01B)	133
4.19 Valores ajustados	134
4.20 Valores estatísticos com fatores ajustados	135
A.1 Caracterização geotécnica do solo da UnB	147
A.2 Parâmetros médios e resistência do solo na condição saturada	147
A.3 Resultados dos ensaios de adensamento do solo do campo experimental	148
B.1 Controle das estacas	151
C.1 Estimativa de carga de ruptura por Van der Veen (1953)	154
C.2 Estimativa de carga de ruptura por Décourt (R)	157
C.3 Estimativa de carga de ruptura e recalque pela NBR 6122 (2010)	160
F.1 Resistências lateral e de ponta estáticas mobilizadas (PCD)	168

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura	Página
1.1 Preparação da Estaca Pré-moldada de concreto à ser cravada	20
2.1 Ilustração do martelo utilizado no início da cravação de estacas	26
2.2 Acessórios de cravação	29
2.3 Sistemas de acoplamento interno e externo de martelos de queda livre às torres	30
2.4 Observação da resposta à cravação de uma estaca	38
2.5 Deformação do elemento	42
2.6 Deformação do elemento da estaca devido à propagação da onda	44
2.7 Comportamento das ondas no instante t	45
2.8 Comportamento das ondas no instante $t+dt$	45
2.9 (a) Efeito da resistência do solo (b) Registro de força e velocidade versus tempo	46
2.10 Registro típico das curvas de forças e velocidade x impedância	47
2.11 Modelo de Smith 1960	49
2.12 Tensão x deformação na ponta da estaca	49
2.13 Verificação da nega	50
2.14 Dispositivos para medição dos valores de C_2 , C_3 e nega (S)	52
2.15 Prova de carga dinâmica	53
2.16 Coleta do repique elástico durante a PCD	53
2.17 Bate estaca para altura crescente de queda	53
2.18 Sensores instalados na estaca para a realização da PCD	54
2.19 Imagens de registro de uma PCD no PDA	55
2.20 Sinais de onda do PDA	58
2.21 Representação gráfica de uma análise CAPWAP	59
2.22 Esquema de montagem de uma prova de carga estática	63
2.23 Representação da extrapolação da curva carga-recalque de Van der Veen (1953)	66
2.24 Representação ilustrativo do método Décourt	67
2.25 Carga de ruptura convencional - NBR 6122 (2010)	68
2.26 Amostrador - padrão "Raymond" (NBR 6484/80).....	70
2.27 Ilustração do ensaio SPT	71
3.1 Localização do DF no mapa do Brasil	77
3.2 Localização da área em estudo	77
3.3 Mapa Geológico do Distrito Federal escala 1: 100.000 com legenda simplificada	79
3.4 Período seco e período úmido Distrito Federal – média (1974 a 2008).....	80
3.5 Localização dos furos (SP) do ensaio tipo SPT da primeira e segunda campanha de sondagem	83
3.6 Estacas circulares INCOPRE	84
3.7 Locação dos ensaios no edifício Centro de Convenções	89
3.8 Locação dos ensaios no Edifício Sede	90
3.9 Posicionamento dos extensômetros e manômetros	91
3.10 Corte esquematizado da prova de carga	91
4.1 - Perfil primeira sondagem do índice de penetração no local da obra	98
4.2 Perfil segunda sondagem do índice de penetração no local da obra	98
4.3 Comparação da média do resultado das duas campanhas de sondagens	99
4.4 Perfil do furo SP01 da segunda campanha	101

4.5 Perfil do furo SP02 da segunda campanha	102
4.6 Perfil furo SP 03 da segunda campanha	103
4.7 Perfil do furo 11 da primeira campanha	103
4.8 Curva carga x recalque das seis estacas ensaiadas – Prova carga estática	104
4.9 Comparação da estimativa de carga de ruptura por estaca pelos métodos de extrapolação	106
4.10 Comparação dos valores estatísticos do método de extrapolação (PCE)	108
4.11 Curva carga versus recalque da estaca ES01B	108
4.12 Curva RMX versus EMX – ES01B	111
4.13 Comparação da resistência total obtida pelas análises CAPWAP e CASE (kN)	112
4.14 Comparação da resistência total, resistência lateral e a resistência de ponta obtida pelo método CAPWAP	115
4.15 Valores resistência total obtida CAPWAP e a resistência lateral e a de ponta - PCD ...	116
4.16 Resistência estáticas mobilizadas para a estaca ES01B	116
4.17 Resistências estáticas mobilizadas para a estaca CC02	119
4.18 Comparação valores dos métodos semiempírico e da carga última de ruptura e a média das estacas PCE.....	120
4.19 Valores estatístico da fórmulas semiempíricas com PCE	123
4.20 Representação gráfica da capacidade de carga lateral do CAPWAP e Semiempíricos	123
4.21 Representação gráfica da resistência de ponta do CAPWAP e Semiempíricos	126
4.22 Representação gráfica da estimativa da capacidade de carga total CAPWAP e os métodos de estimativa de carga utilizados	128
4.23 Relação das estacas ensaiadas entre as análises CAPWAP e CASE com fórmulas semiempíricas e dinâmicas (PCD)	129
4.24 Curva carga-recalque da estaca ES01B	130
4.25 Relação do valor dos métodos estáticos com o valor referência PCE (ES01B)	122
4.26 Relação do valor dos métodos estáticos com o valor referência PCE (ES01B)	133
4.27 Relação do valor dos métodos dinâmico com o valor referência PCE (ES01B)	134
A1 Perfil da estação seca calculado através de ensaio triaxial e da correlação de Lume et al. (1990)	148
A2 Perfil da estação chuvosa calculado através de ensaio triaxial e da correlação de Lume et al. (1990)	148
A.3 Variação do ângulo de atrito do ensaio estação seca com o cálculo do DMT pela proposta Marchetti (1997)	149
A.4 Variação do ângulo de atrito do ensaio estação chuvosa com o cálculo do DMT pela proposta Marchetti (1997)	149
A.5 Variação da coesão dos ensaios na estação seca	150
A.6 Variação da coesão dos ensaios na estação chuvosa	150
C1 Gráfico estaca CC01 - estimativa da carga de ruptura (R) por Van der Veen (1953)	155
C2 Curva carga x recalque da estaca CC01 – Prova carga dinâmica	155
C3 Gráfico estaca CC05 para estimativa da carga de ruptura (R) por Van der Veen (1953)	155
C4 Curva carga x recalque da estaca CC05	155
C5 Gráfico estaca ES01B para estimativa da carga de ruptura (R) por Van der Veen (1953)	156
C6 Curva carga x recalque da estaca ES01B	156
C7 Gráfico estaca ES05 para estimativa da carga de ruptura (R) por Van der Veen (1953).	156
C8 Curva carga x recalque da estaca ES05	156
C9 Gráfico estaca ES06 para estimativa da carga de ruptura (R) por Van der Veen (1953 ..	157

C10 Curva carga x recalque da estaca ES06	157
C11 Método de Décourt (1999) Estaca CC01.....	157
C12 Curva carga x recalque da estaca CC01 (Décourt 1999).....	157
C13 Método de Décourt (1999) Estaca CC05.....	158
C14 Curva carga x recalque da estaca CC05 (Décourt 1999).....	158
C15 Método de Décourt (1999) Estaca -ES01B	158
C16 Curva carga x recalque da estaca ES01B (Décourt 1999).....	158
C17 Método de Décourt (1999) Estaca ES05	159
C18 Curva carga x recalque da estaca ES05 (Décourt 1999)	159
C19 Método de Décourt (1999) Estaca ES06	159
C20 Curva carga x recalque da estaca ES06 (Décourt 1999)	159
C21 Curva carga x recalque da estaca CC01 (NBR 6122:2010)	160
C22 Curva carga x recalque da estaca CC05(NBR 6122:2010)	160
C23 Curva carga x recalque da estaca ES01B (NBR 6122:2010)	161
C24 Curva carga x recalque da estaca ES05 (NBR 6122:2010).....	161
C25 Curva carga x recalque da estaca ES06 (NBR 6122:2010).....	161
D1 Curva carga x recalque da estaca CC02(PCD).....	162
D2 Curva carga x recalque da estaca CC03 (PCD).....	162
D3 Curva carga x recalque da estaca CC04(PCD).....	162
D4 Curva carga x recalque da estaca CC06 (PCD).....	163
D5 Curva carga x recalque da estaca CC07 (PCD).....	163
D6 Curva carga x recalque da estaca CC08(PCD).....	163
D7 Curva carga x recalque da estaca ES02 (PCD)	164
D8 Curva carga x recalque da estaca ES03 (PCD)	164
D9 Curva carga x recalque da estaca ES04 (PCD)	165
D10 Curva carga x recalque da estaca ES05 (PCD)	165
E1 Curva RMX versus EMX CC02	166
E2 Curva RMX versus EMX CC03	166
E3 Curva RMX versus EMX CC04	166
E4 Curva RMX versus EMX CC06	166
E5 Curva RMX versus EMX CC07	166
E6 Curva RMX versus EMX CC08	166
E7 Curva RMX versus EMX ES02.....	167
E8 Curva RMX versus EMX ES03.....	167
E9 Curva RMX versus EMX ES05	167
G1 Gráfico resistência mobilizada estaca CC03	169
G2 Gráfico resistência mobilizada estaca CC04	169
G3 Gráfico resistência mobilizada estaca CC06	169
G4 Gráfico resistência mobilizada estaca CC07	170
G5 Gráfico resistência mobilizada estaca CC08	170
G6 Gráfico resistência mobilizada estaca ES02.....	170
G7 Gráfico resistência mobilizada estaca ES03.....	171
G8 Gráfico resistência mobilizada estaca ES04	171
G9 Gráfico resistência mobilizada estaca ES05	171

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIATURAS

A = Área da seção transversal da estaca
a = Coeficiente de forma da curva
ABNT = Associação Brasileira de Normas Técnicas
 A_L = Área da superfície lateral da estaca
 A_p = Área da seção transversal da ponta ou base da estaca
ASTM = American Society for Testing and Materials
AV = Aoki-Velloso
b = Intercepto
C = Fator característico do solo
c = Velocidade de propagação da onda,
°C = Graus centígrados
CAPWAP = Case Pile Wave Analysis Program
CASE = Case Institute of Technology
CC = Centro de convenções
 C_i = Coeficiente de impacto
 C_1 = Repique do capacete
 C_2 = Deformação elástica ou repique da estaca
 C_3 = Deformação elástica ou repique do solo
CFM = Manual de Fundação da Califórnia
cm = Centímetro
 cm^2 = Centímetros quadrado
CODEPLAN = Companhia de Desenvolvimento e Planejamento
CP = Cordoalha de protensão
CPT = Cone Penetration Test
CRP = Carga de carregamento contínuo
 C_s = Coeficiente de correção a adotar
CV = Coeficiente de variância
D = Diâmetro
dd = Deformação
Desvp = Desvio padrão
DF = Distrito Federal
DFN = Deslocamento final
DMX = Deslocamento máximo
DPRF = Departamento de Polícia Rodoviária Federal
DQ = Décourt-Quaresma
dv = Velocidade da partícula
Ed = Edifício
 e_F = Fator de eficiência do martelo
EESC = Escola de Engenharia de São Carlos

EMX = Energia máxima transferida para a estaca
 E_p = Módulo de Young do material da estaca.
Eq. = Equação
 e_s = Fator de eficiência devido ao impacto,
ES = Edifício sede
Esc = Escala
et al. = Entre outros
E.U.A = Estados Unidos da América
F = Força aplicada
 F_1 e F_2 = Fatores de correção entre a estaca e o cone do CPT
 $F1\downarrow$ = Força da onda de impacto
 $F1\uparrow$ = Força da onda refletida
 $F2\downarrow$ = Força da onda transmitida
f e g = Forças arbitradas
 F_{ck} = Resistência característica do concreto
 F_e = Força externa
 F_i = Forças internas
Fig. = Figura
For. Cpt = Força calculada
For.Msd = Força medida
fs = Atrito lateral
g = Grama
h = Altura de queda do martelo,
INMET = Instituto Nacional de Meteorologia
IPT = Instituto de pesquisa tecnológica
 J = *Damping*
 J_c = Fator de amortecimento de Case
 J_s = Fator de amortecimento de Smith
 J_v = Fator de *damping* viscoso
K – coeficiente que depende do tipo do solo
kg = Quilo
kg/m = Quilo por metro
kj = Quilo joule
km² = Quilometro ao quadrado
kPa = Mil pascal (quilopascal)
kN = Mil newton (quilonewton)
kN-m = Quilonewton metro (quilonewton metro)
L = Comprimento da estaca
ln = Logaritmo neperiano
m = Metro
m² = Metro quadrado

M= Massa da partícula
 Max = Máximo
 MB = Método brasileiro
 m/s = Metro por segundo
 Match = Fator de ajuste da curva da onda
 mm = Milímetro
 MPa = 1000 000 Pascal (megapascal)
 ms = 1000 segundos (milisegundos)
 NBR = Norma Brasileira Registrada
 Ni = Não informado
 \overline{N}_L = O valor médio dos N_{SPT} ao longo do fuste
 \overline{N}_p = Média entre os valores dos N_{SPT} , ao nível da ponta da estaca
 N_{SPT} = Número de golpes para penetração de 30 cm no ensaio SPT
 P = Precipitação
 P_{adm} = Carga admissível
 PCD = Prova de carga dinâmica
 PCE = Prova de carga estática
 PDA = *Pile Driving Analyser*
 PRF = Polícia Rodoviária Federal
 Q = Carga
 q_c = Resistência de ponta do cone
 Q_d = Resistência dinâmica
 Q_p = Capacidade de carga de ponta
 Q_l = Capacidade de carga lateral
 QML = *Quick maintained load*
 Q_r = Carga de ruptura
 Q_u = Capacidade de carga
 Q_{ult} = Carga última
 R = Resistência do solo à penetração da estaca,
 RB = Relaxação baixa
 R_d = Resistência dinâmica.
 R_{di} = Resistência dinâmica do segmento (amortecedor)
 R_i = Resistência total para um segmento de massa da estaca;
 R_L = Resistência lateral
 r_L = Força resistente por atrito lateral
 RMX = Resistência máxima mobilizada
 R_p = Resistência de ponta
 r_p = Unidades de tensão
 R_s = Resistência estática,
 R_u = Resistência resultante da soma da resistência lateral e resistência de ponta

Rui = Resistência estática última para o mesmo segmento (mola);
 S = Nega ou penetração da estaca,
 s = Segundos
 s/m = Segundos por metro
 Semiemp = Semiempírico
 SML = Carregamento Lento (*Slow mainted load*)
 SP = Furo de sondagem
 SPT = Ensaio de sondagem a percussão (*Standartion Penetration Test*)
 T = Temperatura
 Tab. = Tabela
 tf = Tonelada força
 tf.m = Tonelada força metro
 UFPE = Universidade Federal de Pernambuco
 UFRJ = Universidade Federal do Rio de Janeiro
 USP = Universidade de São Paulo
 UnB = Universidade de Brasília
 v = Velocidade
 Vel.Msd = Velocidade medida
 VMX = Velocidade máxima de deslocamento
 W = Peso do martelo
 W_{est} = Peso da estaca quando da retirada do sinal de nega
 U = Perímetro
 X = Perdas de energia no choque e nas deformações elásticas
 Yf = Coeficiente da ponderação das ações (esforços)
 Z = Impedância
 Δr = Recalque
 ΔS_{pp} = Deformação plástica da estaca,
 ΔS_{ep} = Deformação elástica da estaca, (repique)
 ΔS_{es} = Deformação elástica do solo (*quake*),
 ξ e β = Fatores de redução de deslocamento
 Δ_L = Segmentos do solo ou estaca
 α = Depende do tipo do solo
 η = Fator de eficiência do sistema de cravação
 ρ = Massa específica da estaca.
 α e β = Alfa e Beta (fator de redução dos deslocamentos)
 σ = Tensão
 Σ = Somatório
 \leq = menor ou igual
 $>$ = Maior
 $<$ = Menor

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

A fundação é um dos elementos essenciais de qualquer estrutura. Avaliar a qualidade e o desempenho deste elemento não é tarefa fácil. Determinar a capacidade de carga das fundações é uma das maiores preocupações da engenharia geotécnica.

As fundações profundas em estacas cravadas se constituem na solução clássica, mais econômica, mais versátil e mais rápida de transmitir as cargas de uma estrutura ao solo.

A NBR 6122 (2010) define fundação profunda como o elemento que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo três metros. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas, os tubulões e os caixões. A Fig. 1.1 ilustra a cravação de uma fundação profunda tipo pré-fabricada de concreto.



Figura 1.1Preparação da Estaca Pré-moldada de concreto à ser cravada

http://geotecnia.ufsc.br/portugues/graduacao/ECV5135/fotos.jpg/fotoseditadas/concreto/04concreto_capac_ete.jpg

Segundo a NBR 6122 (2010), as estacas são elementos de fundação profunda executadas inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja necessidade do operário descer ao interior da escavação. Os materiais empregados podem ser de madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado in situ ou misto.

Em se tratando de uma fundação profunda precisa-se examinar a segurança em relação à ruptura e, dependendo das condições particulares da obra, avaliar os recalques sob as cargas de serviço. Para os métodos de controle do estaqueamento precisa-se verificar a capacidade de carga das estacas já cravadas.

O controle de qualidade está relacionado à comprovação da capacidade de carga adotada na fase de projeto. Esta capacidade, durante a execução, pode ser avaliada por meio de métodos estáticos (Prova de Carga Estática) ou métodos dinâmicos como os dados da instrumentação de uma seção da estaca (a força aplicada e a velocidade de propagação da onda), em uma Prova de Carga Dinâmica (usando o equipamento PDA - *Pile Driving Analyser*).

Determinar a capacidade de carga de estacas pré-moldadas, utilizando-se as chamadas fórmulas dinâmicas de cravação, é uma tentativa que sempre envolve uma série de incertezas, tanto em relação à validade das teorias empregadas no desenvolvimento, quanto em relação à segurança dos resultados obtidos. Essas incertezas normalmente implicam a utilização de elevados coeficientes de segurança para cada fórmula, visando, principalmente, garantir a capacidade de carga diante de diversas situações de cravação e, por conta disso, deixa-se de lado os aspectos econômicos.

O controle do estaqueamento de fundações obteve ganho significativo nos últimos 20 anos com o surgimento das provas de carga dinâmica, devido à facilidade na execução desses ensaios e seu relativo baixo custo.

Esta pesquisa utiliza os resultados de ensaios de campo tipo *Standard Penetration Test* (SPT) na avaliação da capacidade de suporte de fundações, os resultados de ensaio de campo de provas de carga estática e os resultados de ensaio de campo de Prova de Carga Dinâmica realizado com as estacas cravadas pré-moldadas em concreto protendido em solos não saturados tropicais do Distrito Federal.

No Distrito Federal, pode-se dizer que a grande maioria das fundações executadas envolvem estacas escavadas, tubulões e, recentemente, estacas do tipo hélice contínua. Assim, o desenvolvimento de pesquisas envolvendo estacas cravadas pré-moldadas de concreto contribuirá em muito para consolidar a engenharia de fundações na região.

Os Programas de Pós Graduação em Geotecnia das universidades brasileiras têm contribuído neste sentido com trabalhos envolvendo, os mais diversos tipos de estacas incluindo as estacas pré-moldadas de concreto, donde citam-se: Cunha (1998), Foá (2001), Avelino (2006), Vieira (2006), Soares (2006), Cabral (2008), Rojas Saldivar (2008), Ribeiro Jr. et al. (2009), Santos Filho e Sandalla Neto (acessado 2010), Stephan (acessado 2009), Albuquerque (2008), Baggio (2008).

A motivação deste trabalho se deve a fatores descritos em relatórios ocorridos durante a execução da cravação das estacas na obra em estudo, tais como:

- problemas técnicos de execução das fundações dessa obra, basicamente decorrentes da incompatibilidade surgida entre o perfil geotécnico local e a solução de fundações adotada no projeto executivo. Essa incompatibilidade apresentou como consequência, de forma sistemática, a inviabilidade de se atingir a profundidade de cravação necessária para que as estacas pré-moldadas de concreto possam receber as cargas de projeto. Quase sempre em que se forçava a cravação das estacas para que as profundidades necessárias fossem atingidas ocorria quebra das mesmas. Já nesta etapa foram constatadas quebras em 3 das 123 estacas cravadas.
- as profundidades alcançadas até então, variaram entre 10 e 17 m. Estes valores estavam muito abaixo do especificado, de aproximadamente 24 a 29 m, no relatório técnico de consultoria disponibilizado pelo DPRF, muito embora as negas especificadas estivessem sendo alcançadas.
- confirmou-se que a capacidade de carga das estacas na profundidade em que foram assentadas, com nega adequada, era insuficiente para as cargas de projeto.
- novas sondagens do solo indicaram que, embora os perfis do subsolo, tipo e variedade das camadas fossem semelhantes aos das sondagens anteriores, os valores N_{SPT} das respectivas camadas eram consideravelmente maiores. Entretanto, o nível impenetrável do solo foi determinado como ainda mais profundo.
- durante a execução das provas de carga dinâmicas, observou-se que algumas das estacas que estavam cravadas, quando da execução do ensaio, acabavam por sofrer deslocamentos maiores que as negas alcançadas durante o processo normal de cravação.
- na recravação realizada de algumas estacas, das 12 estacas que foram recravadas, 8 quebraram-se e apenas 4 mantiveram-se íntegras. Nenhuma delas alcançou a profundidade especificada.

- 12 testes de cargas dinâmicas em estacas, com todos os diâmetros utilizados na obra não foram satisfatórios, apesar de apresentarem valores um pouco melhores do que os esperados.
- observou-se que a parcela devida ao atrito lateral é a maior contribuinte para a resistência dessas estacas, uma vez que, na profundidade em que foram assentadas, a resistência de ponta é pequena devido à baixa capacidade de suporte do solo.
- percebeu-se ainda que, as resistências máximas mobilizadas quando minoradas pelo fator de segurança aplicável pela norma, ficam na maioria das estacas ensaiadas, abaixo dos valores previstos em projeto.
- as provas de carga estáticas realizadas sofreram ruptura com carregamentos coerentes aos teoricamente calculados por métodos consagrados, de acordo com os comprimentos de cravação alcançados para cada estaca.

Diante desse contexto esta dissertação tem como propósito comparar os métodos estático e dinâmico de previsão de capacidade de carga, assente em solo tropical, poroso, não saturado e sua correlação na capacidade de carga. De modo específico os seguintes pontos serão analisados:

- Verificar a capacidade de carga de estacas pré-moldadas de concreto cravadas através de provas de carga dinâmicas e provas de carga estática;
- Fazer previsões da capacidade de carga através de métodos semiempíricos;
- Comparar resultados da capacidade de carga obtida através de provas de carga estática e dinâmicas realizadas após a cravação, com previsões da capacidade de carga através de métodos semiempíricos
- Fazer previsões da capacidade de carga através das fórmulas dinâmicas ;
- Comparar resultados da capacidade de carga obtida através de provas de carga realizadas após a cravação, com previsões da capacidade de carga através das fórmulas dinâmicas.
- Verificar a carga de ruptura das estacas através de métodos de extrapolação da curva carga – recalque
- Comparar resultados da prova de carga dinâmica com a carga de ruptura obtido pelos métodos de extrapolação da curva carga-recalque.

1.1 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho está dividido em cinco capítulos. O primeiro capítulo apresenta ao leitor uma introdução a respeito de estacas cravadas, bem como os objetivos do trabalho, a estrutura da dissertação e características dos solos tropicais.

O capítulo 2 compreende a revisão bibliográfica. Este capítulo contém todas as informações onde procura-se resumir os métodos usualmente empregados na estimativa da resistência do solo durante a cravação, e as ferramentas utilizadas no controle de sua execução. A Prova de Carga Dinâmica também é apresentado neste capítulo. São abordados os principais conceitos relacionados ao ensaio, tais como a aplicação da teoria da equação da onda às estacas, e a aquisição, registro e processamento de dados de instrumentação, entre outros.

No capítulo 3 é apresentada a descrição da obra caracterizando o subsolo, o tipo de estaca empregada e o controle do estaqueamento. Descrevem-se as principais características das provas de carga estática e dinâmica estudados, bem como as metodologias empregadas.

As principais análises desenvolvidas na pesquisa, bem como seus resultados e interpretações, são expostas no capítulo 4. O sumário, as conclusões obtidas através deste estudo e sugestões para trabalhos futuros estão presentes no capítulo 5.

As referências bibliográficas apresentam as principais fontes de informação utilizadas na composição da dissertação. Nos Apêndices foram disponibilizadas planilhas contendo as principais informações obtidas nas simulações, gráficos e cálculos utilizados para as análises.

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 FUNDAÇÕES PROFUNDAS EM ESTACAS

2.1.1 BREVE HISTÓRICO

A origem da cravação de estacas como elemento de fundação é tão antiga quanto o homem e, sem dúvida, uma das maiores incógnitas que ainda persistem e se faz objeto de muita polêmica está relacionada à avaliação da capacidade de carga de estacas cravadas, (Gonçalves et al., 2007).

O autor Miranda (2002), relata em seu trabalho que na pré-história os homens das cavernas habitavam as zonas montanhosas e, utilizavam dos abrigos naturais existentes para sua proteção e refúgio. Os habitantes das planícies tiveram de construir cabanas sobre as águas dos lagos e margens dos rios, dificultando assim, o acesso aos seus inimigos. Denominadas de palafitas, estas construções, constituídas por troncos cravados no terreno, resultaram o desenvolvimento da tecnologia de construção sobre estacas. Ainda hoje, este processo continua a ser aplicado por povos mais desfavorecidos, como, por exemplo, em áreas do Pantanal do Brasil ou mesmo em cidades com grande índice populacional, formando as favelas próximas as margens dos rios e mangues. Os construtores das palafitas, foram os primeiros a adaptarem a técnica da Estaca-Pilar muito comum em obras correntes.

Segundo o *Califórnia Foundation Manual* (C.F.M., 1997), durante séculos, a madeira era normalmente usada para estacas. As primeiras estacas de concreto foram introduzidas na Europa em 1897, e a primeira estaca de concreto cravada na América foi em 1904 pela Companhia de Estaca Raymond. As estacas de madeira eram projetadas para capacidade de 25 toneladas e as estacas de concreto para 30 toneladas ou mais.

Os avanços tecnológicos nos setores de cimento e concreto tornaram as estacas de concreto com custo competitivo e, por isso, seu uso tornou-se predominante.

Historicamente, o método mais antigo de cravação de uma estaca, Fig. 2.1, assemelha-se ao método utilizado nos dias de hoje, fazendo-se uso de um martelo. Sem dúvida, as primeiras estacas foram cravadas à mão usando um martelo de madeira, *Califórnia Foundation Manual* (C.F.M.,1997).

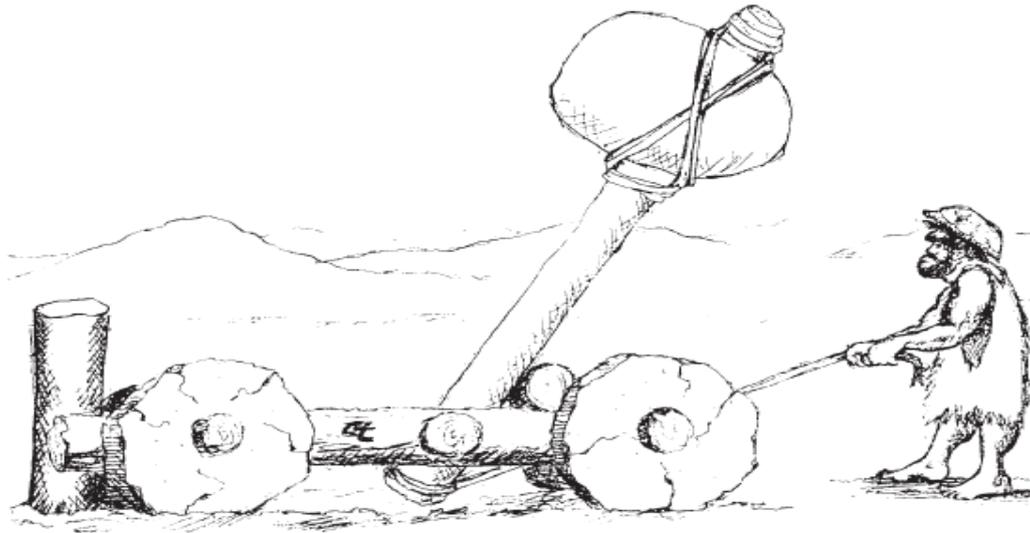


Figura 2.1 Ilustração do martelo utilizado no início da cravação de estacas - (C.F.M 1997)

Grandes cidades antigas, como Veneza e Lisboa, mantêm as fundações sobre estacas de madeira há anos. Atualmente o processo é bem diferente, mas com o mesmo objetivo, obtendo-se maiores rendimentos e profundidades de furação.

Com o surgimento de construções de maior porte, surgiram processos tecnologicamente mais avançados na execução de estacas, empregando-se materiais para garantir uma maior durabilidade das estruturas e, uma maior resistência, atentando-se ainda para a atividade sísmica.

Segundo Martins (2002), as estacas podem ser de madeira, aço, concreto armado ou concreto protendido. Podem ser maciças ou tubulares, de seção reta circular ou quadrada, com arestas quebradas ou octogonal. Quanto à forma da sua instalação podem ser pré-moldadas e cravadas ou moldadas “in situ”, podendo estas últimas serem ainda de tubo cravado, de tubo descido com extração de solo ou de furo sem revestimento (furação direta ou por lamas). Outro tipo de estacas muito usadas são estacas de perfuração contínua com trado oco até à profundidade desejada ou possível.

As estacas pré-moldadas e cravadas têm de ter armadura reforçada na cabeça e na ponteira, além de terem um protetor na cabeça durante a cravação. As estacas pré-moldadas nunca têm grande diâmetro (até 0,60 m) devido as dificuldades de cravação. Dá-se sua utilização quando o solo é mole seguindo-se de uma camada compacta, não necessariamente o “bed rock”. Pode até ser inconveniente a existência de uma camada de rocha, pois na cravação a estaca poderá ser danificada, (Martins 2002).

Além da forma e constituição do material, a diferença entre a estaca pré-moldada de concreto e a estaca de madeira, reside na utilização do equipamento de cravação para cravar a estaca de concreto armado pré-fabricado. Trata-se de equipamento mecânico, moderno, sendo possível aplicar uma maior força de cravação para se atingir maiores profundidades.

2.1.2 PRINCIPAIS EFEITOS NO PROCESSO DE EXECUÇÃO DE ESTACAS CRAVADAS

Segundo Poulos e Davis (1980), o método de instalação de uma estaca pode ter profundos efeitos sobre o comportamento de carregamento. Pode também determinar o efeito sobre a gravidade de estruturas vizinhas, incluindo movimentos indesejáveis, vibrações, ou até mesmo danos estruturais. As estacas cravadas criam mais perturbação que os demais métodos.

Mandolini et al. (2005), citam que os efeitos de instalação são particularmente importantes para as estacas sob carga vertical, que é também a condição de carga mais comum. Na verdade, a capacidade de carga última de uma carga vertical na estaca depende essencialmente das características do solo imediatamente adjacente ao eixo e abaixo da base da estaca - nestas zonas a instalação produz variações significativas do estado de estresse e nas propriedades do solo. A técnica de instalação afeta a capacidade de carga final, a resposta da carga-recalque ou a rigidez axial da estaca. Nos últimos anos, o foco está voltando-se para a capacidade de carga última da estaca.

Quando uma estaca é cravada em areia e solos coesivos, o solo é geralmente compactado por deslocamento e vibração, resultando em algum rearranjo permanente e quebra de partículas do solo; assim, em solos moles, a capacidade de carga de uma estaca é aumentada com o resultado do aumento da densidade relativa provocada pela cravação e instalação e tem distintas vantagens demonstrada por (Meyerhof 1959) citado por Branco (2006) e (Robinsky e Morrison 1964).

Robinsky e Morrison (1964) verificaram que em uma areia muito fofa, densidade relativa de 17%, o solo se movimenta nas laterais de 3 a 4 diâmetros da estaca e, abaixo da ponta da estaca de 2,5 a 3,5 diâmetros da estaca. Em uma areia densa, densidade relativa de 35 %, o movimento do solo é de 4,5 a 5,5 de diâmetro da estaca na lateral e de 3 a 4,5 do diâmetro da estaca abaixo da ponta da estaca.

Os autores Poulos e Davis (1980) relatam que a cravação de estacas em argilas geralmente causa levantamento do solo em torno da estaca, seguido de consolidação da argila. Este movimento, causado pela cravação de estacas pode ter efeito significativo sobre as estruturas

adjacentes e, pode também, fazer com que a resistência das estacas cravadas no início de uma instalação de multiplas estacas aumente após a cravação.

Os efeitos da cravação de estaca em argilas foi classificada em quatro categorias por (Mello 1969), citado por (Poulos e Davis 1980):

- alteração estrutural parcial do solo em torno da estaca,
- alteração do estado de tensão no solo vizinho da estaca,
- dissipação do excesso da poropressão desenvolvida ao redor da estaca,
- demora na recuperação da resistência do solo.

Os movimentos das areias nas laterais e abaixo da ponta da estaca, tendem diminuir a densidade da areia na vizinhança adjacente aos lados e, anular os benefícios obtidos pela compactação primária.

Segundo Velloso e Lopes (2010), em solos granulares pouco ou mediantemente compactos, a cravação das estacas provoca uma densificação ou, aumento em sua compacidade devido a redução dos índices de vazios do solo, na medida que a estaca é introduzida no terreno. Esse efeito aumenta a capacidade de carga das estacas e reduz os recalques em relação ao solo em seu estado original. Já em solo muito compacto, o efeito causado se refere ao deslocamento do solo que poderá causar danos a outras estacas ou as estruturas existentes. Durante a cravação das estacas em areias finas ou solos arenosos siltosos ou argilosos algum excesso de poropressão e a dissipação desse excesso poderá ocorrer após a execução da estaca completando a densificação do solo.

Os efeitos da cravação das estacas em solos tropicais podem ser comparados aos efeitos que ocorrem em solos constituídos por areias finas ou solos arenosos siltosos ou argilosos.

2.1.3 SISTEMA DE CRAVAÇÃO DE ESTACAS

A NBR 6122 (2010) em seu anexo D, diz que a cravação de estacas pode ser feita por percussão, prensagem ou vibração. A escolha do equipamento deve ser feita de acordo com o tipo, dimensão da estaca, características do solo, condições de vizinhança, características do projeto e peculiaridades do local.

O mecanismo de cravação por percussão é o mais tradicional de todos os citados pela norma. Este mecanismo foi utilizado na obra em estudo e, será abordado neste trabalho. Neste caso a cravação é executada através de sucessivos impactos por um martelo ou pilão de massa definida, que se desloca para cima e para baixo à medida que os golpes são transferidos sobre

a cabeça da estaca. Entre o martelo e a estaca são utilizados os acessórios de cravação: capacete, para guiar a estaca e acomodar os amortecedores, e os amortecedores cepo, colocado em cima do capacete visando proteger o martelo de tensões elevadas; e a almofada ou coxim, colocado entre o capacete e a estaca visando proteger a estaca, conforme apresentado na Fig. 2.2.

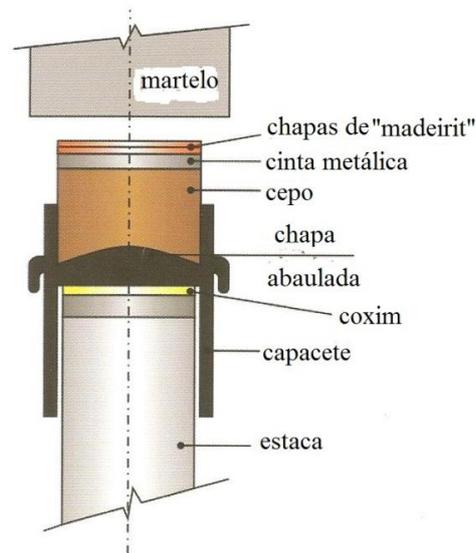


Figura 2.2 Acessórios de cravação (Gonçalves et al. 2007).

Há três tipos de martelos usados em geral: queda livre, a diesel e hidráulico. O mais utilizado é do tipo queda livre utilizado na obra em estudo.

A queda do martelo é uma forma de energia para gerar um pulso de força na estaca, capaz de vencer a resistência imposta pelo solo e, conseqüentemente provocar o deslocamento da estaca no solo.

O martelo tipo queda livre é um sistema composto por uma massa pré-determinada, que se encontra suspensa à torre do bate estacas por um cabo de aço, que se enrola, por sua vez, em um guincho acionado por motor elétrico.

Através da altura de queda em cada golpe desferido e a massa do martelo, temos a energia potencial de cravação pré-estabelecida. A ausência de uma boa manutenção de todas as peças pode acarretar uma expressiva perda de energia no sistema.

O martelo pode ser acoplado à torre do bate estacas de duas formas distintas: internamente à torre ou externamente a esta, conforme mostra a Fig. 2.3. Os martelos posicionados internamente à torre apresentam maior segurança ao operário durante o acoplamento das estacas no interior do capacete, pois permanecem travadas no interior da torre mesmo que haja

possibilidade de escape. Os golpes também são mais centralizados à estaca durante a cravação, reduzindo as quebras de cabeças das estacas.



Figura 2.3 Sistemas de acoplamento interno e externo de martelos de queda livre às torres (Gonçalves et al. 2007)

A intensidade e a forma da onda de compressão inicial estão diretamente relacionadas às propriedades do martelo, altura de queda, características das estacas e do capacete de proteção da cabeça da estaca. O sistema martelo – capacete - estaca influencia na onda de compressão transmitida à estaca. Gonçalves et al. (2007) apresentam exemplos que ilustram os sistemas e sua influência.

2.1.4 SISTEMA DE AMORTECIMENTO

O Sistema de Amortecimento é formado pelo capacete, cepo e coxim. O capacete é normalmente constituído por uma peça metálica de forma que se encaixe entre os trilhos da torre do equipamento do bate estacas. O ajuste é feito de tal forma a inserir em sua parte superior um cepo de madeira dura, sobre o qual os golpes do martelo serão desferidos e, na sua parte inferior, antes do posicionamento da cabeça da estaca, de um coxim (amortecedor), constituído de madeira mole, (Gonçalves et al. 2007). As dimensões dos elementos devem ajustar-se geometricamente as estacas que serão cravadas. No item D3 do anexo D da NBR 6122 (2010) discorre que: “O formato do capacete deve ser adequado à seção da estaca e possuir superfície de contato plana, com encaixes com folga inferior a 3,0 cm, sendo periodicamente verificadas e corrigidas eventuais irregularidades. Suas dimensões externas devem ser compatíveis com as do martelo, de forma que a carga transmitida seja centrada”. Em Gonçalves et al. (2007), pode-se deparar com mais detalhes a respeito do sistema de amortecimento.

2.1.5 DEFINIÇÃO DO PESO DO MARTELO VERSUS ALTURA DE QUEDA

Como dito anteriormente, o martelo utilizado para a cravação da estaca é considerado como uma fonte de energia, que gera um pulso de força na estaca, capaz de vencer a resistência imposta pelo solo e, provocar o deslocamento da estaca no solo, Gonçalves et al., 2007.

Os mesmos autores citam que, o grande número de variáveis envolvidas em um processo de cravação por percussão (propriedades do martelo, altura de queda, características da estaca e do capacete de proteção da cabeça da estaca), torna complexo analisar o fenômeno através de um conjunto de equações diferenciais que apresentam soluções fechadas. O pulso de força gerado pelo impacto do martelo produz uma onda de compressão instantânea na cabeça da estaca que se propaga ao longo do seu comprimento. Esta onda de compressão inicial pode, em alguns casos, comprometer a integridade física da estaca através de ruptura da cabeça ou fissura ao longo do fuste, o que gera em consequência falha na função.

Uma importante relação entre as variáveis envolvidas no processo de cravação e a distribuição da onda de compressão ao longo da estaca, destaca-se a altura de queda e o peso do martelo utilizado. Na NBR 6122 (2010) diz que “O sistema de cravação deve estar sempre bem ajustado e com todas as suas partes constituintes, tanto estruturais quanto acessórias, em perfeito estado, a fim de evitar quaisquer danos às estacas durante a cravação, e deve ser dimensionado de modo a levar à estaca até a profundidade prevista sem danificá-la. Para essa finalidade, o uso de martelos mais pesados e com menor altura de queda, é mais eficiente do que o uso de martelos mais leves e com grande altura de queda”.

Segundo Gonçalves et al. (2007), “A energia de cravação a ser utilizada é pré-estabelecida através da altura de queda a ser utilizada em cada golpe desferido e pela massa do martelo”, mostrada na Eq. 2.1. Uma altura de queda excessiva provoca vibrações consideráveis na estaca, as quais são responsáveis por gerar fissuras horizontais, geralmente nos pontos nos quais há armadura transversal (estribos), pois nestes pontos há descontinuidade do material da estaca.

$$E_{pot} = W.g.h \quad (2.1)$$

sendo:

E_{pot} = energia potencial

W = peso do martelo

g = aceleração da gravidade

h = altura de queda do martelo

Algumas fórmulas dinâmicas, como a de Brix, Eq. 2.2 e, a Holandesa Eq. 2.3, dão uma estimativa para a penetração efetiva da estaca:

$$S = \frac{W^2 \times W_{est} \times h}{R_d \times (W + W_{est})^2} \quad (2.2)$$

$$S = \frac{W^2 \times h}{R_d \times (W + W_{est})} \quad (2.3)$$

sendo:

W = peso do martelo

West = peso da estaca

Rd = resistência dinâmica

S = penetração

A energia de cravação adotada para estas formulações é o resultado do produto entre o peso do martelo de cravação e a altura de queda. O peso do martelo de cravação deve variar na faixa de 70 a 120 % do peso da estaca e altura de queda do martelo é de 0,7 % West/W. A altura de queda do martelo deve ser determinada de forma que não ocorra excesso de tensões de cravação.

Nas formulações apresentadas, considera que a forma e a intensidade da onda de compressão ao longo da estaca, promovida pelo impacto do martelo, estão diretamente associadas às características do sistema martelo, rigidez do amortecedor (capacete, cepo e coxim) e características da estaca (comprimento e impedância).

Segundo Gonçalves et al. (2007), a eficácia da cravação também depende das características do solo. A resistência lateral tem influência direta na propagação da onda que chegará até a ponta da estaca, sendo assim, para solos com compressibilidade elástica elevada, a onda de compressão necessita ser longa para que o deslocamento da ponta da estaca seja maior do que o deslocamento elástico do solo. Para solos resistentes é conveniente utilizar martelo leve, com altura de queda alta e amortecedor rígido. Por outro lado, para solos com baixa resistência, será ideal o uso de martelos pesados, com altura de queda baixa e amortecedor flexível.

2.2 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

2.2.1 MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

A utilização de fórmulas baseadas em ensaios de penetração contínua e resultados de sondagem à percussão, tem sido constantemente empregada na previsão da carga última de estacas.

Em geral, nos solos não saturados, métodos semiempíricos para o cálculo da capacidade de carga têm sido comumente adotados, para fins de carga admissível. Estes métodos são baseados em resultados de SPT, levando em consideração o tipo de estaca, geometria e método executivo. Em solos lateríticos e saprolíticos, as feições dos finos dificilmente estão retratadas nos ensaios SPT, sendo comum o erro de precisão em comprimento e de carga admissível de estacas cravadas e escavadas. Em fundações profundas, mudanças significativas de umidade podem resultar em alteração na capacidade de carga das estacas.

Os principais métodos semiempíricos que utilizam o SPT são Meyerhof (1956), Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978), Velloso (1981), Teixeira (1996), Vorcaro & Velloso (2000), citados por Velloso & Lopes (2002).

Neste trabalho para determinar a carga última utilizará os métodos semiempíricos de Aoki-Velloso (1975) e o método de Décourt-Quaresma (1975, 1982).

2.2.1.1 MÉTODO AOKI-VELLOSO (1975)

Em 1975 os autores desenvolveram um estudo comparativo entre resultados de provas de carga em estacas e de SPT e, pode ser usado tanto com dados de SPT como com os dados do ensaio CPT.

Equilibrando as forças temos a Eq. 2.4

$$R = R_L + R_p \quad (2.4)$$

sendo:

R_L = resistência lateral

R_p = resistência de ponta

R = resistência do solo

A resistência lateral pode ser escrita pela Eq. 2.5:

$$R_L = U \sum (r_L \Delta_L) \quad (2.5)$$

onde:

U = perímetro do fuste

r_L = força resistente por atrito lateral

Δ_L = segmentos da estaca

A resistência de ponta é dada pela Eq. 2.6:

$$R_p = r_p A_p \quad (2.6)$$

onde:

r_p = unidades de tensão

A_p = área da seção transversal da ponta ou base da estaca

A expressão da capacidade de carga do elemento de fundação por estaca é dada pela Eq. 2.7:

$$R = U\Sigma(r_L \Delta_L) + r_p A_p \quad (2.7)$$

Em que r_p e r_L são incógnitas geotécnicas, essas incógnitas são inicialmente obtidas com ensaios de CPT, por meio dos valores da resistência de ponta do cone (q_c) e do atrito unitário na luva (f_s), a incógnita r_p está descrita na Eq. 2.8 e a incógnita r_L , na Eq. 2.9:

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (2.8)$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad (2.9)$$

F_1 e F_2 são fatores de correção que levam em conta a diferença de comportamento entre a estaca e o cone do CPT, e a influência do método executivo de cada tipo de estaca.

Como no Brasil utilizamos mais o SPT que o CPT, Cintra e Aoki (2010), substituíram o valor da resistência de ponta por uma correlação com o índice de resistência à penetração (N_{SPT}) representada na Eq. 2.10:

$$q_c = KN_{SPT} \quad (2.10)$$

sendo:

K = coeficiente que depende do tipo do solo

O atrito lateral (f_s) em função de N_{SPT} , utilizando a razão de atrito (α) dada na Eq.2.11:

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \text{ então } f_s = \alpha KN_{SPT} \quad (2.11)$$

α = depende do tipo do solo

Aoki e Velloso em seu método procedem a partir do tipo do solo, conhecido pela sondagem SPT, inferem o valor da razão de atrito na Eq. 2.12 para r_p e na Eq. 2.13 para r_L :

$$r_p = \frac{KN_p}{F_1} \quad (2.12)$$

$$r_L = \frac{\alpha KN_L}{F_2} \quad (2.13)$$

N_p e N_L respectivamente é o índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca e o índice de resistência à penetração médio no segmento do solo Δ_L .

A capacidade de carga pela fórmula empírica pode ser escrita como segue na Eq. 2.14:

$$R = \frac{KN_p}{F_1} A_p + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha KN_L \Delta_L) \quad (2.14)$$

Na Tab. 2.1 apresenta os valores de K e α e, na Tab. 2.2. os valores de F_1 e F_2 atualizados.

Tabela 2.1 Coeficiente K e razão de atrito α (Velloso e Lopes, 2010)

Solo	K(MP _a)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Tabela 2.2 Fatores de correção F_1 e F_2 Atualizados (Velloso e Lopes, 2010)

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	2 F_1
Metálica	1,75	2 F_1
Pré-moldada	1+D/0,80	2 F_1
Escavada	3,0	2 F_1

Não havendo ruptura os autores utilizam o método Van der Venn (1953) para estimar a capacidade de carga, o qual ajusta aos pontos obtidos na Prova de Carga Estática uma forma de curva que caracteriza uma assíntota ao eixo das cargas, definindo assim, um valor de capacidade de carga, classificado como ruptura física, Cintra e Aoki (2010).

2.2.1.2 MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA (1978, 1982)

Em 1978 os autores apresentaram um método similar ao de Aoki-Velloso (1975). Desenvolveram suas correlações para resultados do SPT, eliminando a correlação com valores de cone o qual deveria conduzir a resultados mais confiáveis. Entretanto, os ajustes deste

método com os resultados de provas de carga indicam a mesma eficiência do método Aoki-Velloso (1975).

A capacidade de carga do solo junto à ponta ou base do elemento estrutural de fundação é estimada pela Eq. 2.15:

$$r_p = C\bar{N}_p \quad (2.15)$$

sendo:

C = fator característico do solo, apresentado na Tab. 2.3.

\bar{N}_p = é a média entre os valores dos N_{SPT} , correspondentes ao nível da ponta ou base da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior.

Tabela 2.3 Coeficiente característico do solo C (Cintra e Aoki, 2010)

Tipo de solo	C(kPa)
Argila	120
Silte argiloso-alteração de rocha (solos residuais)	200
Silte arenoso – alteração de rocha (solos residuais)	250
Areia	400

Através do valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste, em uma tabela elaborada pelos autores, sem considerar o tipo de solo, estimava a tensão de adesão ou atrito lateral (r_l). Na determinação da média, os valores do N_{SPT} utilizados para a estimativa da resistência de ponta eram desprezados.

Para aperfeiçoar o método, Décourt-Quaresma (1982), transformou os valores tabelados na Eq. 2.16, que trata do confinamento devido ao deslocamento do solo:

$$r_l = 10 \left(\frac{\bar{N}_L}{3} + 1 \right) \text{ em } kPa_a \quad (2.16)$$

sendo:

\bar{N}_L = o valor médio dos N_{SPT} ao longo do fuste, tomando-se como 3 os valores do N_{SPT} menores que 3 e como 50 os valores do N_{SPT} maiores que 50.

Assim, tem-se:

a) Resistência de ponta na Eq. 2.17

$$R_p = r_p A_p = C\bar{N}_p A_p \quad (2.17)$$

b) Resistência lateral por atrito ou adesão ao longo do fuste na Eq. 2.18

$$R_L = r_l A_l = 10 \left(\frac{\bar{N}_L}{3} + 1 \right) A_l \quad (2.18)$$

sendo:

$A_L =$ Área da superfície lateral da estaca (m^2)

c) Capacidade de carga de um elemento isolado de fundação, Eq. 2.19

$$R_u = R_p + R_l \quad (2.19)$$

onde:

Q_p = capacidade de carga de ponta

Q_l = capacidade de carga lateral

A carga admissível P_{adm} é calculada com o valor médio da capacidade de carga dos elementos isolados de fundação e um coeficiente de segurança global igual a 2.

2.2.2 MÉTODOS DINÂMICOS DE CONTROLE

2.2.2.1 INTRODUÇÃO

Nos métodos dinâmicos a previsão da capacidade de carga de estacas é feita observando a resposta da estaca à cravação ou uma dada resposta à cravação é especificada para o seu controle, de forma a garantir uma dada capacidade de carga, (Velloso e Lopes, 2002).

Os métodos dinâmicos se dividem em:

- Fórmulas dinâmicas,
- Soluções da Equação da Onda.

As fórmulas dinâmicas utilizam as leis da física, umas enfocando a conservação de energia e outras, à lei de choque Newtoniana e a lei de Hooke e, relacionam grandezas medidas durante a cravação com a resistência do conjunto solo-estaca.

Pelas soluções da Equação da Onda, as quais utilizam as equações de propagação unidimensional de onda de tensões, o estudo da estaca a considera como uma barra, ao longo da qual, se propaga uma onda de tensão ou força gerada pelo golpe e, que, poderá ser atenuada pela ação do solo que envolve o elemento estrutural.

A resposta à cravação pode ser observada de diferentes maneiras. A mais simples consiste em riscar a lápis uma linha, representada na Fig. 2.4a, horizontal na estaca com uma régua apoiada em dois pontos da torre do bate-estaca, aplicar 10 golpes, riscar novamente, medir a distância entre os dois riscos e dividi-la por 10. Obtém-se dessa forma, a penetração média por golpe, chamada nega. Outra maneira consiste em prender uma folha de papel ao fuste da estaca e no momento do golpe passar um lápis na horizontal, com o auxílio de uma régua apoiada em

pontos fora da estaca, Fig. 2.4b, obtém-se dessa maneira a nega e o repique elástico, (Velloso e Lopes, 2002).

Há um procedimento que consiste na monitoração da cravação com instrumentos eletrônicos que registram os deslocamentos e as forças no topo da estaca ao longo do tempo. É realizada através de acelerômetros e extensômetros, Fig. 2.4c. Os resultados desta monitoração são analisados pela teoria da Equação da Onda, (Velloso e Lopes, 2002).

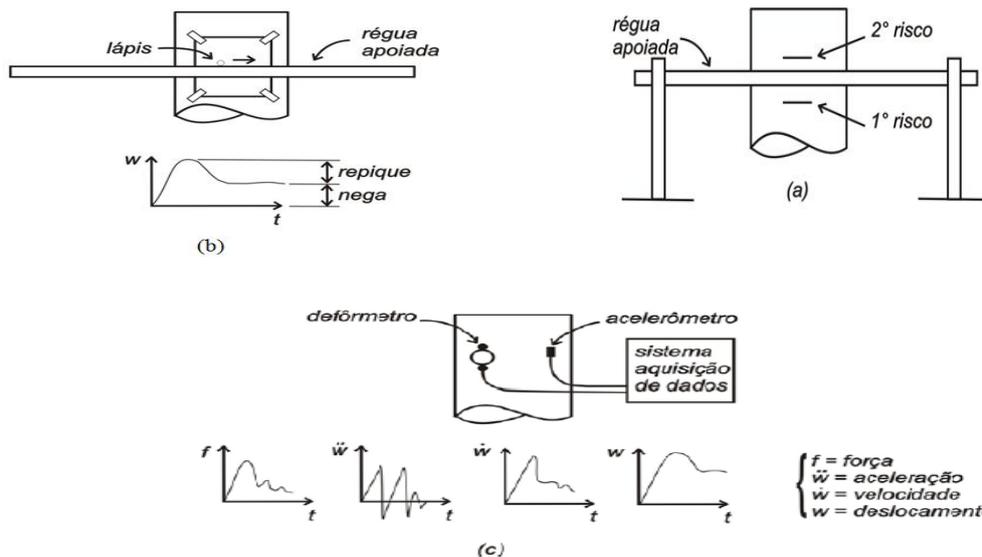


Figura 2.4 Observação da resposta à cravação de uma estaca: a) medida simples da nega, b) medida da nega e repique e c) monitoração da cravação com instrumentos eletrônicos (Velloso e Lopes, 2002)

2.2.2.2 FÓRMULAS DINÂMICAS

A primeira fórmula dinâmica para determinar a capacidade de carga última de uma estaca cravada, que a literatura cita, foi desenvolvida por Weisback (1820). Até 1955 outras centenas haviam sido cadastradas, mas o avanço tecnológico ocorreu a partir de 1960 com Smith através da Teoria de Propagação de Ondas. No final do século XX, o uso da teoria da equação da onda substituiu essas fórmulas, com medidas em campo pelo sistema PDA (*Pile Driving Analyser*). Com a teoria da equação da onda, outros parâmetros passaram a ser viáveis e novas fórmulas dinâmicas surgiram e, as existentes puderam ser avaliadas e aferidas, (Gonçalves et al., 2007). Vale ressaltar que a definição da capacidade de carga última, tanto no uso de formulações dinâmicas ou na Prova de Carga Dinâmica tradicional, utiliza-se de *um impacto representativo* de uma série de impactos de energia constante.

Os métodos mais difundidos no Brasil são os de Hiley (1925) e de Uto et al. (1985) para estimar a capacidade de carga estática e controlar a nega. Já, para o critério de interrupção da cravação, os métodos mais utilizados são o do Velloso (1987) e Aoki (1989), (Gonçalves et al., 2007).

Na Eq. 2.20 apresenta-se o princípio básico das fórmulas dinâmicas, a energia efetiva transmitida e o trabalho realizado no impacto do martelo na cabeça da estaca.

$$e_F \cdot e_s \cdot W \cdot h = Q_d (S + \Delta S_{pp}) + \xi Q_d \cdot \Delta S_{ep} + \beta \cdot Q_d \cdot \Delta S_{es} \quad (2.20)$$

onde:

S = nega ou penetração da estaca,

W = peso do martelo,

h = altura de queda do martelo,

ΔS_{pp} = deformação plástica da estaca,

ΔS_{ep} = deformação elástica da estaca, (repique)

ΔS_{es} = deformação elástica do solo (*quake*),

e_F = fator de eficiência do martelo,

e_s = fator de eficiência devido ao impacto,

Q_d = resistência dinâmica,

ξ e β = fatores de redução de deslocamento

Como as fórmulas dinâmicas resultam de diversas hipóteses ocasionam resultados diferentes e, o uso do coeficiente de segurança segue o adotado pela hipótese utilizada. Dentre as fórmulas dinâmicas fundamentadas na teoria de choque Newtoniana apresentam-se as mais utilizadas no meio geotécnico.

FÓRMULA DE BRIX

A formulação de Brix, Eq. 2.21, despreza a elasticidade que possa ocorrer individualmente à estaca e ao martelo (Gonçalves et al 2007):

$$R = \frac{\left[\frac{W^2 \cdot W_{est} \cdot h}{S(W + W_{est})^2} \right]}{C_s} \quad (2.21)$$

onde:

R = resistência do solo à penetração da estaca,

W = peso do martelo,

W_{est} = peso da estaca quando da retirada do sinal de nega,

h = altura de queda do martelo,

S = nega ou penetração final da estaca para o último golpe do martelo,

Cs = coeficiente de correção a adotar (conforme proposto pelo autor, entre 4 e 5).

FÓRMULA HOLANDESA

Segundo Velloso e Lopes (2010), a Eq. 2.22, admite choque inelástico no impacto entre o martelo e a estaca e, recomenda-se Cs=10 para martelos de queda livre.

$$R = \frac{(W^2 \cdot h)}{C_s \cdot S \cdot (W + W_{est})} \quad (2.22)$$

onde:

R = resistência oferecida pelo solo à penetração da estaca

W = peso do martelo (kg),

W_{est} = peso da estaca quando da retirada do sinal da nega (kg),

h = altura de queda do martelo(cm),

S = nega ou penetração final da estaca (cm/golpe),

Cs = coeficiente de correção a adotar.

FÓRMULA DOS DINAMARQUESES (1957)

Esta fórmula foi desenvolvida por Sorensen e Hansen (1957), e considera a eficiência do martelo η , e a perda de energia na compressão elástica da estaca. Recomenda-se um fator de correção igual a 2.

A fórmula dos autores tem como ponto de partida a Eq. 2.23:

$$\eta \cdot W \cdot h = R \cdot S + X \quad (2.23)$$

onde:

W = peso do martelo,

h = altura de queda do martelo,

X = perdas de energia no choque e nas deformações elásticas da estaca, Eq. 2.24,

R = resistência oferecida pelo solo à cravação da estaca dada pela Eq. 2.25,

S = nega ou penetração,

η = fator de eficiência do sistema de cravação, representa as perdas de energia no bate estaca.

$$X = \frac{R}{2} \sqrt{\frac{2 \cdot \eta \cdot W \cdot h \cdot L}{A \cdot E_p}} \quad (2.24)$$

onde:

L = comprimento da estaca,

A = área da seção transversal da estaca,

E_p = módulo de Young do material da estaca.

C_s = coeficiente de correção a adotar (conforme proposto pelo autor, 2).

$$R = \left(\frac{\eta \cdot W \cdot h}{S + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2 \cdot \eta \cdot W \cdot h \cdot L}{A \cdot E_p}}} \right) \cdot \frac{1}{C_s} \quad (2.25)$$

Sorensen e Hansen (1957), sugerem como orientação para cravação valores da Tab. 2.4:

Tabela 2.4 Valores para cravação (Velloso e Lopes, 2010- Modificada)

Estaca	$(\eta h)_{Max}$	$(W/West)_{min}$
Pré-moldada de concreto	1 m	0,5
Aço	2 m	1,5
Madeira	4 m	0,75

FÓRMULA DO ENGINEERING NEWS RECORD (1888)

As hipóteses desta formulação, estão apresentadas em Gonçalves et al., (2007), uma das quais admite a ocorrência de choque perfeitamente elástico no impacto entre o martelo e a estaca, e despreza a elasticidade que possa ocorrer individualmente à estaca e o martelo. A Eq. 2.26, sugere que o coeficiente de segurança adotado seja igual a 6 (C_s).

$$R = \frac{\left[\frac{W \cdot h}{S + C_i} \right]}{C_s} \quad (2.26)$$

onde:

R = resistência oferecida pelo solo à penetração da estaca,

W = peso do martelo,

h = altura de queda do martelo,

S = penetração final da estaca (nega),

C_i = coeficiente de impacto igual a 2,5 cm para martelos do tipo queda livre,

C_s = coeficiente de segurança a adotar conforme proposto pelos autores.

Outras fórmulas foram definidas baseadas integralmente na teoria do choque Newtoniana, como a de Benabencq (1911), Eytelwein (1920), Vierendel (1920), Redtenbacher (1852), Danish.

Reese et al., (2005), apresentam os problemas associados com as fórmulas dinâmicas e os bate-estacas as quais não apresentam tratamento realista quando de sua aplicação.

2.2.2.3 TEORIA DA EQUAÇÃO DA ONDA

Gonçalves et al., (1996), apresentam o fenômeno da propagação de onda de forma simplificada. Inicialmente os autores supondo uma estaca carregada em uma extremidade, por uma força aplicada F , decorrente do impacto do martelo no topo da estaca, no instante t (tempo).

Após o impacto as partículas saíram do instante $t = 0$ para o tempo dt , onde o primeiro elemento dL é deformado pela compressão do impacto. Com o tempo, essa deformação gera força de compressão que age no elemento seguinte, que é comprimido e se deforma, deformando subsequentemente os demais elementos, apresentado na Fig. 2.5, o que gera pela ação de uma força aplicada F , uma onda de compressão que se propaga com uma velocidade c .

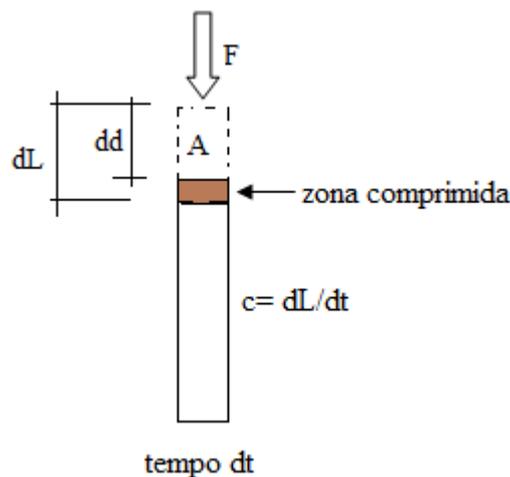


Figura 2.5 Deformação do elemento

Com a compressão da estaca, a deformação do elemento dd pode ser calculada pela Eq. 2.27:

$$dd = \frac{F \cdot dL}{E_p \cdot A} \quad \text{Lei de Hooke} \quad (2.27)$$

A velocidade da partícula (dv) muda com o seu deslocamento, e passa a ser escrita pela Eq. 2.28:

$$dv = \frac{dd}{dt} = \frac{F \cdot dL}{E_p \cdot A \cdot dt} = \frac{F \cdot c}{E_p \cdot A} \Rightarrow c = \frac{dL}{dt} \quad (2.28)$$

$$\text{pois } c = \frac{dl}{dt} \quad \text{e } E_p = \text{módulo de Young do material da estaca}$$

A aceleração é dada pelas Eq. 2.29 e 2.30

$$a = \frac{dv}{dt} = \frac{F.c}{Ep.A.dt} \quad (2.29)$$

$$a = \frac{F}{M} = \frac{F}{\rho.dL.A} \quad (2.30)$$

onde:

M= massa da partícula,

Ep = módulo de Young (elasticidade) do material

c = velocidade de propagação da onda,

A = área da seção transversal da estaca,

F = força aplicada,

ρ = massa específica da estaca.

Igualando-se as equações 2.29 e 2.30 e simplificando-as tem-se a Eq. 2.31:

$$\frac{c}{Ep.dt} = \frac{1}{\rho.dl} \therefore \frac{dl}{dt}.c = \frac{E}{\rho} \Rightarrow c^2 = \frac{E}{\rho} \quad (2.31)$$

Da equação 2.29 sabe-se que a força dividida pela área é a tensão (σ) e, que, sua divisão pelo módulo de elasticidade resulta na deformação. Assim temos a Eq. 2.32 e Eq. 2.33:

$$dv = \frac{\sigma.c}{Ep} \text{ (tensão)} \quad (2.32)$$

$$dv = \varepsilon.c \text{ (deformação)} \quad (2.33)$$

A resistência imposta pela estaca à mudança de velocidade de suas partículas, conhecida como impedância (Z), é dada pela Eq. 2.34:

$$Z = \rho.c.A = \frac{M.c}{l} = \frac{Ep.A}{c} \quad (2.34)$$

O parâmetro da impedância é função da geometria e da densidade do material do fuste o que significa que havendo alterações na seção ou na densidade gera-se mudanças na impedância da estaca e altera-se a velocidade de propagação da onda pelo fuste.

Ordenando as equações obtemos a solução geral da equação unidimensional da onda, idêntica a obtida pelo equilíbrio dinâmico de um segmento da estaca em qualquer instante, Fig.2.6.

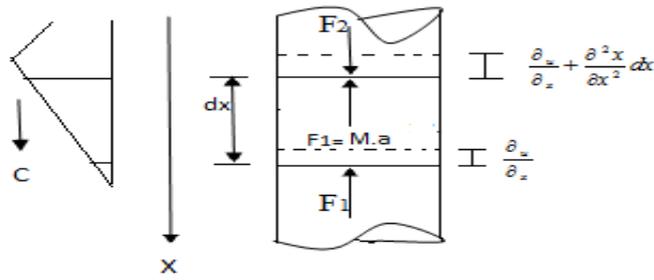


Figura 2.6 Deformação do elemento da estaca devido à propagação da onda

Forças externas, dada pela Eq. 2.35:

$$F = Ep.A. \frac{\partial u}{\partial x} \text{ (Hooke)} \quad (2.35)$$

Forças internas, dada pela Eq.2.36:

$$Fi = M.a = \rho.A.dx. \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \text{ (Lei Newton)} \quad (2.36)$$

O equilíbrio das forças dará a Eq. 2.37:

$$Ep.A. \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} (A.Ep. \frac{\partial u}{\partial x}) - Ep.A. \frac{\partial u}{\partial x} - \rho.A.dx. \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0 \quad (2.37)$$

Como $\rho = \frac{Ep}{c^2}$, a equação básica unidimensional da onda é escrita como a Eq. 2.38:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - \frac{1}{c^2} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0 \quad (2.38)$$

Pelo método de D'Alembert a solução geral da equação diferencial parcial de 2ª ordem é escrita pela Eq. 2.39:

$$u(x,t) = f(x - c.t) + g(x + c.t) \quad (2.39)$$

As duas forças arbitradas f e g correspondem as duas ondas se propagando com a mesma velocidade c, em direções contrárias, apresentada na Fig. 2.7 e 2.8 e representada pelas Eq. 2.40 e Eq. 2.41:

$$u(x,t) = f(x_1 - c.t) + g(x_2 + c.t) \quad (2.40)$$

$$u(x,t+dt) = f(x_1 - c.t) + g(x_2 + c.t) \quad (2.41)$$

As ondas f e g se deslocam em direções opostas no tempo sem mudar de forma.

Diversos autores sugerem a utilização de notações de flechas para representar a solução da propagação, referenciando seu sentido ao longo do fuste (ascendente ou descendente). Então, a equação 2.38 passa a ser escrita pela Eq. 2.42:

$$u(x,t) = f(x - ct) + g(x_2 + ct) = u \downarrow + u \uparrow \quad (2.42)$$

No tempo t:

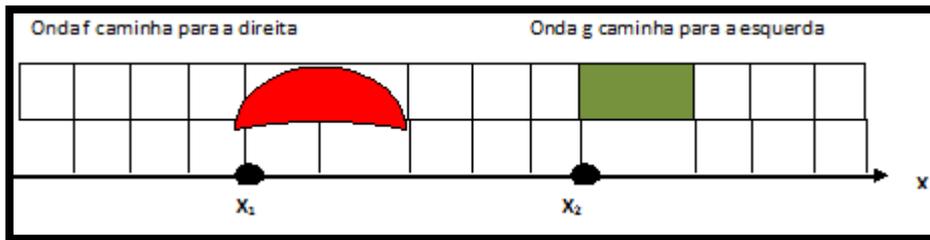


Figura 2.7 – Comportamento das ondas no instante t (Gonçalves et al., 2007, modificado)

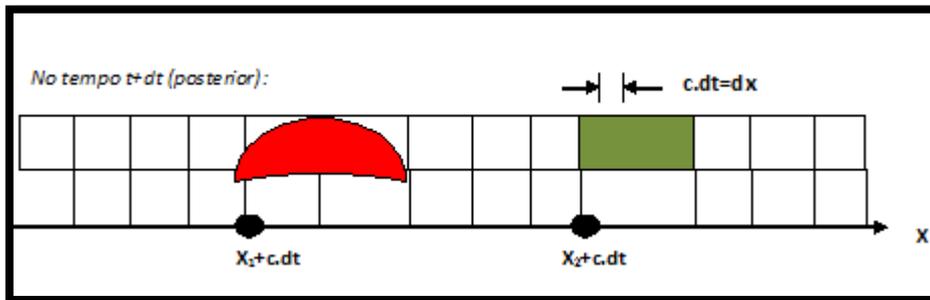


Figura 2.8 – Comportamento das ondas no instante t+dt (Gonçalves et al., 2007, modificado)

A partir da equação 2.39 obtemos as equações de força (F) e de velocidade de partícula (V) as quais podem ser escritas de forma simplificada apresentadas nas Eq. 2.43 e 2.44:

$$F = F \downarrow + F \uparrow \quad (2.43)$$

$$V = V \downarrow + V \uparrow = \frac{F \downarrow}{Z + \left(\frac{-F \uparrow}{Z}\right)} \quad (2.44)$$

Se considerarmos uma certa descontinuidade no fuste, a uma profundidade z, onde a impedância se altere de Z_1 para Z_2 , quando ocorre o impacto, a primeira onda ($F_1 \downarrow, V_1 \downarrow$) chega à profundidade X e, devido à variação de seção, ela será parcialmente transmitida ($F_2 \downarrow, V_2 \downarrow$) e parcialmente refletida ($F_1 \downarrow, V_1 \uparrow$). As forças e as velocidades estão em equilíbrio acima e abaixo da descontinuidade, logo se tem a condição de equilíbrio, Eq. 2.45 e compatibilidade, Eq. 2.46:

$$F = F_1 \downarrow + F_1 \uparrow = F_2 \downarrow \quad (2.45)$$

$$V = V_1 \downarrow + V_1 \uparrow = V_2 \downarrow \quad (2.46)$$

A descontinuidade na seção da estaca depende da relação entre as impedâncias nas seções da estaca que caracterizam o tipo de onda refletida.

Após determinado tempo a onda de impacto atinge a ponta da estaca e a condição de contorno abaixo da sua ponta caracteriza o tipo de onda. Como há resistência do solo antes da ponta da estaca, as duas curvas (força e velocidade) não se superpõem.

O atrito lateral causa ondas de compressão deslocando-se para cima, a força aumenta na cabeça da estaca e a velocidade diminui. A Fig. 2.9a mostra que na profundidade z ao ocorrer uma resistência A haverá um acréscimo de $A/2$ na amplitude da força ascendente, registrada pela instrumentação no tempo $2z/C$, registrando-se posteriormente uma redução de $A/2$ na amplitude da força descendente. Vê-se na Fig. 2.9b que as curvas começam a se afastar e a distância entre elas é o somatório dos atritos laterais, medida na vertical até uma determinada posição z (Velloso e Lopes, 2002).

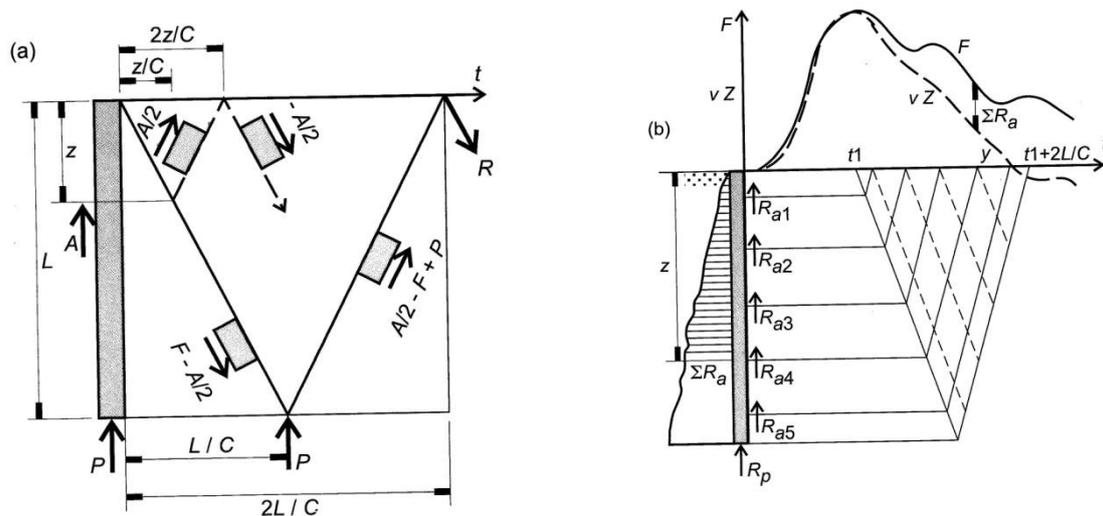


Figura 2.9 (a) Efeito da resistência do solo (b) Registro de força e velocidade versus tempo (Velloso e Lopes, 2002)

Ao cravar uma estaca, ocorre uma força de resistência à penetração no solo, como reação, constituída em uma parcela de atrito lateral e outra de resistência de ponta. Qualquer variação nas propriedades do material ou na seção da estaca pode ser observada na análise do sinal de força e velocidade. Ao utilizar da mesma analogia, percebe-se a atuação do atrito lateral e da resistência de ponta, com a aplicação do impacto, durante o ensaio dinâmico.

No instante $t = L/c$ começa a atuar a resistência de ponta R_p , na base da estaca. Uma onda refletida chega ao topo da estaca com uma força de intensidade F , conforme a Fig. 2.9b com os sinais contrários para as ondas descendentes.

Obtém-se as curvas representadas na Fig. 2.10 com o registro contínuo das grandezas de força e velocidade em um ponto da estaca junto à cabeça. Para cada força de atrito existente, a onda descendente gera novas ondas de intensidade $W/2$.

A onda de impacto para se propagar por todo o fuste e retornar ao topo é $t = 2L/c$. A diferença entre as curvas F e a impedância (Z) multiplicada pela velocidade (V), antes da chegada da onda refletida na ponta, representa o atrito lateral total atuante na estaca e, pode-se calcular por meio de programas numéricos.

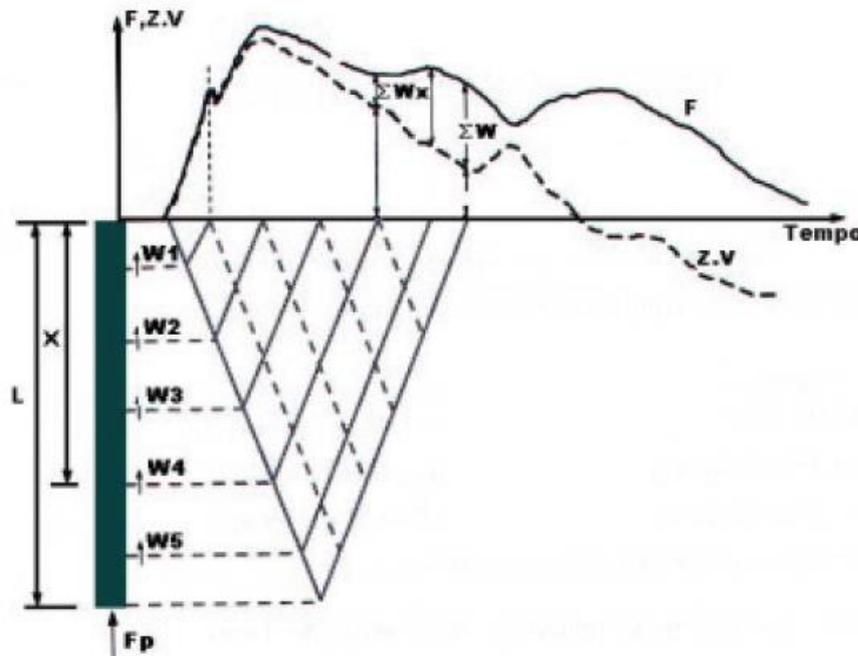


Figura 2.10 Registro típico das curvas de forças e velocidade x impedância (Gonçalves et al., 2007)

Observa-se que a proporção entre força e velocidade é mantida através da impedância Z até que começa a chegar as ondas refletidas de cada uma, atritos laterais (W_i). As duas curvas começam a se afastar, e a distância entre elas na vertical será a soma dos atritos laterais em uma posição x qualquer.

MODELO DE SMITH (1960)

O emprego da Teoria da Equação da Onda teve avanços significativos com a publicação de Smith (1960). Ele propôs um modelo baseado na equação da onda, que simula o efeito de

propagação da onda ao longo da estaca durante o processo de cravação. É uma solução de diferenças finitas que pode ser resolvida analiticamente, mas, que só ganhou interesse prático com o uso do computador digital quando, rotinas de trabalho puderam ser implementadas e, a determinação da capacidade de carga pode ser expeditamente determinada, (Bowles, 1988).

O método permite avaliar, além da resistência última, as tensões, as velocidades, as acelerações e os deslocamentos nas diversas seções da estaca, em cada intervalo de tempo considerado.

No artigo original Smith (1960) e em Velloso e Lopes (2002) encontra-se o conjunto de equações utilizadas pelo autor.

A Fig. 2.11 mostra o modelo de Smith, um dispositivo no qual a estaca e o sistema de cravação são representados por um conjunto de massas e molas, capaz de simular o deslocamento de tensão longitudinal causada pelo impacto do martelo e, a reação oposta pelo solo por um conjunto de molas e amortecedores. O peso do martelo funciona como o sistema de acionamento, simulado como uma massa. O cepo, capacete e coxim - sistema de amortecimento – e, a estaca são representados como uma série de massa e molas interligadas, as quais se aplicam as forças resistentes. As molas e amortecedores modelam a reação do solo.

A estaca é dividida em diversos segmentos de massa e a resistência é calculada no nível de cada segmento. Os amortecedores são descritos por meio de três parâmetros: resistência última (R_{ui}), “quake”¹ (q_i) e fator de amortecimento viscoso (J_i), onde i representa cada segmento da estaca. A capacidade de carga estática total é o somatório de R_{ui} ao longo de todo o fuste. A força de resistência total (estática e dinâmica), em cada segmento é definida pela Eq. 2.47:

$$R_i = R_{ui} + R_{di} \quad (2.47)$$

onde:

R_i = resistência total para um segmento de massa da estaca;

R_{ui} = resistência estática última para o mesmo segmento (mola);

R_{di} = resistência dinâmica do segmento (amortecedor)

Smith (1960) considerou a resistência dinâmica oferecida pelo solo ao deslocamento rápido da estaca, função da resistência estática, do fator de amortecimento do solo J_c e da velocidade (v), dada pelo deslocamento do ponto da estaca considerada, apresentada na Eq. 2.48:

¹ *quake* é o máximo deslocamento elástico do solo, antes de mobilizar a máxima resistência estática. Podendo mobilizar tanto a resistência estática de fuste, para os trechos ao longo da estaca, ou da ponta, respectivamente.

$$R_{di} = Jc.v \quad (2.48)$$

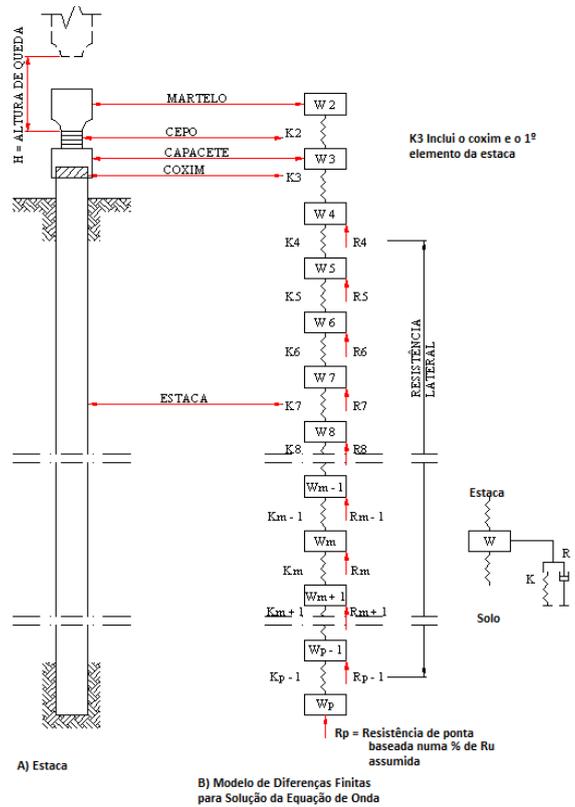


Figura 2.11 – Modelo de Smith 1960– (Rojas Saldivar, 2008)

O modelo elasto-plástico, de Smith (1960), considera que o solo comprime-se elasticamente até um valor máximo, *quake*, a partir desse valor o solo rompe-se plasticamente com resistência constante, apresentado na Fig. 2.12. Para a ponta e para o atrito, independente do solo, Smith sugeriu o valor de *quake* igual a 2,54 mm. Partindo da origem O, a ponta da estaca se move até uma distância Q, comprimindo o solo elasticamente até o ponto A, mobilizando a resistência última R_u . Uma ruptura plástica ocorre e a resistência permanece igual a R_u até que a ponta da estaca alcance o ponto B, quando uma recuperação elástica de valor igual a Q ocorre, cessando a movimentação no ponto C. A deformação permanente é dada por S, (Smith, 1960).

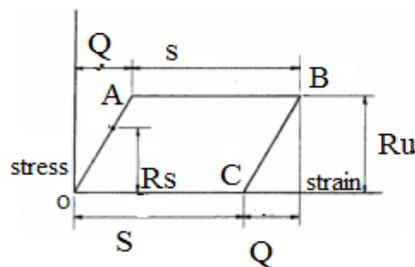


Figura 2.12 Tensão x deformação na ponta da estaca (Velloso e Lopes, 2002)

O solo quando submetido a movimentos apresenta uma resistência instantânea, denominada de resistência dinâmica. Para computá-la, introduz-se o conceito de *damping*² viscoso (J_c), ou coeficiente de amortecimento. Os valores sugeridos por Smith foram de 0,48 s/m para a ponta e 0,16 s/m para o atrito lateral. A resistência mobilizada por *damping* é temporária e não contribui para a capacidade de carga.

2.2.2.4 MEDIDA DA NEGA E REPIQUE ELÁSTICO

Em estacas cravadas o controle mais tradicional é realizado através da nega. Ela corresponde a medida da penetração permanente da estaca causada pela aplicação de uma série de golpes.

Segundo Gonçalves et al., (2007), as fundações profundas executadas por estacas pré-fabricadas de concreto apresentam uma característica diferenciada das demais. O ato de cravação funciona como elemento de controle da resistência do solo, permitindo em campo a imediata correção para readequar o projeto. Um dos métodos de verificação ocorre com o uso do repique elástico. É um método muito simples e, com o auxílio de um lápis, avalia o comportamento da estaca de forma bastante confiável, apresentado na Fig. 2.13.



Figura 2.13 Verificação da nega - <http://www.geocities.ws/fundacoesufsc20082/f6.JPG>

Logo que cada golpe é aplicado sobre o topo da estaca, obtém-se os sinais, de forma gráfica, que representa a deformação do conjunto estaca-solo quando submetido a um carregamento dinâmico. O registro mostra o deslocamento máximo e mínimo, ocorrido no topo da estaca sem, contudo, determinar o tempo decorrido entre eles, o que caracteriza uma deficiência na tentativa de interpretação do sinal fundamentada na Teoria da Equação de Onda, Gonçalves et al., (2007).

² *Damping* ou fator de amortecimento define a forma como a energia é dissipada pelo solo, correspondendo a uma diminuição da energia efetiva transmitida aos restantes elementos da estaca.

O Brasil adota o repique elástico e a nega para o controle de cravação das estacas pré-fabricadas de concreto, fundamentada do ponto de vista físico na Lei de Hooke: “a uma dada força está associada uma deformação”.

Sob o prisma da teoria da equação da onda, o repique elástico é o deslocamento temporário de um determinado ponto da estaca em função do tempo, em que, a onda de tensão provocada por uma solicitação dinâmica, propaga-se axialmente através da estaca. Sendo assim, os deslocamentos máximos em qualquer ponto ocorrerão em instantes diversos, por conta da resultante da superposição das ondas que atuam ao longo da estaca, durante o tempo de propagação. Admitindo que os deslocamentos máximos em todos os pontos do eixo da estaca ocorram simultaneamente, o repique representa o deslocamento elástico máximo no topo da estaca, independentemente do fator tempo.

Gonçalves et al. (1996) sugerem uma metodologia de controle da cravação de estacas baseada no repique elástico aferido. Os autores procuraram demonstrar que o controle de cravação de estacas de concreto por meio do repique pode ser considerado confiável, desde que as variáveis existentes na formulação matemática do método sejam preliminarmente aferidas. A resistência dinâmica da estaca é determinada medindo-se o valor da deformação elástica da estaca durante a cravação, e considera-se que o valor da parcela da deformação elástica do solo devido ao carregamento aplicado (“quake”, inicialmente estimado em 0,025 m) possa ser aferido através da execução de ensaios de carregamentos dinâmicos com PDA (*Pile Driving Analyser*). Estes ensaios correspondem as análises CAPWAPC, onde se determina um parâmetro α específico para a obra, e se afere o repique determinando a resistência dinâmica da estaca, para todas as estacas da obra.

Na prática tem-se observado que os deslocamentos máximos (DMX) obtidos nas provas de carga dinâmicas (PCD) com PDA® (*Pile Driving Analyser*) são comparáveis aos valores dos repiques elásticos somados as negas (deslocamentos permanentes), medidos simultaneamente.

O repique (K) é composto de duas parcelas: a deformação elástica do fuste da estaca (C_2) e o deslocamento elástico do solo sob a ponta da estaca (C_3). O deslocamento máximo (DMX) é dado pela soma das parcelas de nega e repique, como pode ser visualizado na Fig. 2.14.

Neste trabalho não será realizado o controle pelo repique de cravação, pois os mesmos não foram disponibilizados. A análise ocorrerá pela nega de cravação, nega e repique obtidos pela Prova de Carga Dinâmica.

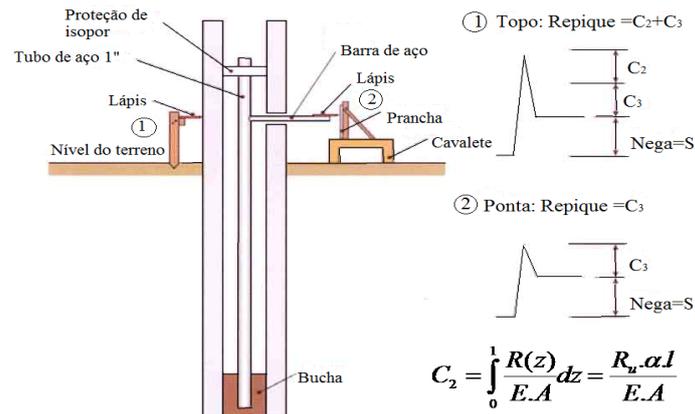


Figura 2.14 Dispositivos para medição dos valores de C_2 , C_3 e nega (S) - Gonçalves et al., 2007

2.2.2.5 PROVA DE CARGA DINÂMICA (PCD)

Denominado também de ensaio dinâmico ou Prova de Carga Dinâmica foi desenvolvido em 1964, na Universidade Case, Cleveland, Ohio – EUA. O pioneiro das pesquisas de carregamento dinâmico foi o professor Goble, através de testes e medições de efeitos dinâmicos em estacas, originados através de martelo de alto impacto. Com a análise dinâmica das pesquisas desenvolvidas foi criado o Método CASE, com aferição e calibração através da análise numérica CAPWAP (*Case Pile Wave Analysis Program*). A partir de 1972, a empresa Pile Dynamics, sob a coordenação do professor Goble, introduziu no mercado os equipamentos PDA (*Pile Driving Analyser*) e *softwares* para a aplicação no desenvolvimento e interpretação de resultados do ensaio, (www.estacas.com.br/predin.swf.)

A prova de carga dinâmica, promove a avaliação da capacidade de carga de estacas e permite verificar a integridade do elemento ensaiado. O conhecimento das condições físicas do elemento embutido é tão importante quanto a sua capacidade de carga, já que a existência de trincas, alargamentos, estrangulamentos influi de maneira decisiva no bom desempenho de uma fundação profunda. Isto se torna da maior importância quando o tipo de fundação são estacas moldadas *in loco*, já que o próprio método executivo não proporciona a padronização das dimensões da seção do fuste.

No caso de estacas pré-moldadas, o processo de cravação no maciço de solo provoca tensões de tração elevadas no topo da estaca, devido ao impacto do martelo. Estas tensões podem gerar danos estruturais no elemento, que são detectados quando se executa o ensaio com PDA.

Inicia-se a prova de carga dinâmica a partir da aplicação de um carregamento dinâmico axial à estaca que pretende obter a estimativa da capacidade de carga estática do sistema estaca-solo.

A análise ocorre com base nos fundamentos da teoria da equação da onda, aplicada à cravação ou à recravação de uma estaca.

O processo tradicional da Prova de Carga Dinâmica, mostrado na Fig. 2.15, consiste na aplicação de um ciclo de impactos de energia constante. Registram-se neste ensaio os sinais de força e velocidade para cada golpe com o equipamento PDA. A análise é feita em um impacto considerado representativo no ensaio cíclico. Na Fig. 2.16 apresenta a retirada do repique elástico no momento da realização da Prova de Carga Dinâmica.



Figura 2.15 Prova de Carga Dinâmica (In Situ Geotecnia S/C)



Figura 2.16 Coleta do repique elástico durante a PCD – (In Situ Geotecnia S/C)

Aoki (1989), iniciou uma metodologia denominada de carregamento dinâmico de energia crescente. O ensaio é realizado com a aplicação de impactos do martelo de alturas crescentes de quedas, a Fig. 2.17 apresenta o equipamento para aplicar impactos com alturas crescentes.



Figura 2.17 Bate estaca para altura crescente de queda – <http://www.equipedebra.com.br/construcao-reforma/35/imagens/i267630.jpg>

Os principais resultados deste ensaio são a verificação da capacidade de carga e da integridade estrutural das estacas. Outros dados podem ser obtidos como: a força máxima do impacto, as tensões máximas ao longo da estaca, além das características dinâmicas do solo.

Os sinais de força e velocidade são registrados pelo aparelho PDA. Os sinais são obtidos através de um par de sensores, (transdutores de deformação específica e acelerômetros) instalados no fuste do elemento de fundação a ser testado, Fig. 2.18, colocado em posição diametralmente oposta para compensar eventuais excentricidades dos golpes que, no momento do impacto, são acionados e emitem dados de deformação específica e aceleração em função do tempo. Os acelerômetros registram as velocidades e os deslocamentos após a integração das acelerações no tempo e os extensômetros medem as deformações, que são multiplicadas pela área da seção e pelo módulo de elasticidade da estaca quando se obtém o registro das forças. Os sinais são armazenados e interpretados por métodos de cálculo ou programas específicos, fundamentado na Teoria de Equação de Onda.

Reflexões parciais da onda de impacto, ondas ascendentes, podem ser provocadas pela existência de emendas na estaca, pelo atrito lateral entre ela e o solo, pela resistência de ponta e até pela qualidade dos materiais que a constituem. Dessa forma, com a análise dos registros de deformação específica e a aceleração tratada, pode-se avaliar singularidades existentes ao longo da estaca, além de sua capacidade de carga, (Gonçalves et al. 2007).



Figura 2.18 Sensores instalados na estaca para a realização do PCD

Os registros armazenados no PDA representado na Fig. 2.19, podem ser analisados pelo Método CAPWAP (*Case Pile Wave Analysis Program*) ou CAPWAPC (*Case Pile Wave Analysis Program - Continuous Model*), fundamentados em modelos numéricos que simulam o comportamento dinâmico de um conjunto estaca-solo, através do ajuste de todos os parâmetros envolvidos no processo. No Brasil há um domínio praticamente absoluto dos métodos CASE[®] (simplificado) e CAPWAP[®] (numérico), como é indicado na (NBR 13208, 2007).

Diversos trabalhos utilizando PDA vêm sendo desenvolvidos na UnB, UFPR, UNICAMP, USP, UFPE, COPPE/UFRJ, EESC/USP destacam-se: Décourt e Quaresma (1978), Bernardes e Nordal (1991), Bernardi et al. (1991), Nyama e Aoki (1991), Albuquerque (1996), Pereira (1997), Albuquerque e Carvalho (1998), Gonçalves et al.(1998), Cunha e Costa (1998), Menezes (2000), Gonçalves et al. (2000), Foá (2001), Mota (2003), Andraos (2009), Avelino (2006), Branco (2006), Vieira (2006), Soares (2006), Silva (2011), Cabette et al. (2012).

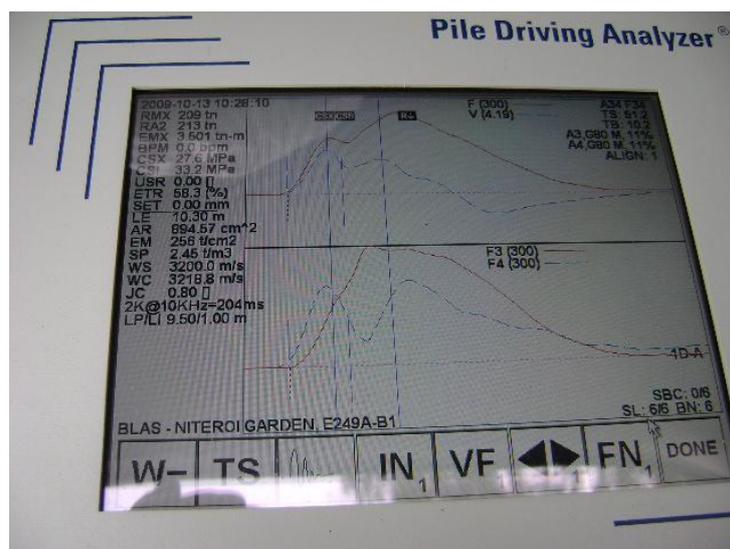


Figura 2.19 Imagens de registro de uma PCD no PDA- <http://www.jmestaq.com.br/Fotos/estacas/14.JPG>

PDA (PILE DRIVING ANALYSER) – MÉTODO CASE

O objetivo principal deste método era o de determinar a resistência estática mobilizada pelo golpe de um pilão sobre o topo de uma estaca. É uma solução fechada da equação da onda. Registra-se continuamente no tempo, a força e a velocidade obtida com a instrumentação que está próxima a cabeça da estaca, o que possibilita determinar a resistência total. Atualmente, o termo CASE está relacionado às técnicas de medição e de interpretação da resposta do sistema estaca-solo, como as tensões na estaca, a integridade do elemento de fundação e a energia transferida ao sistema, e todos estes dados são medidos com o PDA.

A teoria do método segue a formulação do enfoque simplificado da solução da Equação da Onda, apresentado no item 2.2.2.3.

O método é aplicado através das Eq. 2.49 e 2.50 e detalhes podem ser vistos em (Velloso e Lopes, 2010).

$$R_t = R_p + \sum R_a = \frac{1}{2} \{ (F_{t1} + F_{t2}) + Z(v_{t1} - v_{t2}) \} \quad (2.49)$$

$$R_s = R_t - R_d \quad (2.50)$$

A parcela dinâmica está definida na Eq.2.51

$$R_d = J_c \cdot (2F_{t1} - R) \quad (2.51)$$

A equação 2.49 é a expressão básica do método CASE, que mostra a resistência total da estaca R determinada através dos registros de força e velocidade medidos na cabeça da estaca durante a passagem da onda de tensão,

onde:

J_c = depende do tipo do solo (constante de amortecimento do método CASE),

R_s = resistência estática,

R_d = resistência dinâmica.

O operador do PDA escolhe o valor de J_c , em relação ao solo na ponta da estaca e com base na sondagem à percussão tipo SPT. A Tab. 2.5 apresenta os valores sugeridos por Rausche et al. (1985), de acordo com os diversos tipos de solo que foram obtidos na comparação entre a instrumentação dinâmica e as provas de carga estática.

Tabela 2.5 Valores de J_c (modificado - Rauche et al., 1985)

Tipo do Solo	J_c
Areia	0,05 a 0,15
Areia siltosa	0,15 a 0,25
Silte arenoso	0,25 a 0,40
Silte argiloso	0,40 a 0,60
Argila	0,60 a 1,00

O processo descrito anteriormente apresenta possibilidades de erros na determinação da capacidade de carga enumerados pelos autores, pois:

a) a capacidade de carga pode não ser totalmente mobilizada no instante $t_1 + 2L/c$.

b) a energia do impacto pode não ser suficiente para ativar todas as forças resistentes do solo.

c) a onda de tensão pode ser curta relativamente ao comprimento da estaca sobre o qual as forças resistentes atuam; portanto as forças, resistentes não serão mantidas no seu valor total durante o período de tempo considerado.

d) similar ao primeiro erro, a resistência de ponta pode não ser totalmente mobilizada no tempo t_1+2L/c e,

e) o valor da capacidade de carga pode variar com o tempo pelos efeitos “*set-up*” e relaxação.

Segundo Gonçalves et al. (1996), é importante considerar que para interpretar de maneira adequada a carga mobilizada, deve-se executar o ensaio para diferentes alturas de queda do martelo de modo a avaliar o aumento da resistência em função da energia aplicada. O aumento da energia deve garantir deslocamento suficiente da ponta da estaca para mobilizar a resistência total.

Demonstração realizada por Aoki (1989), apresenta resultados da monitoração da cravação de uma estaca usando martelo caindo de altura variando de 10 cm a 140 cm. Os resultados quando *plotados* mostraram que a resistência mobilizada cresce com o nível de energia aplicada, até que seja mobilizada toda a resistência disponível.

Segundo Fellenius (2006), o fator de amortecimento varia de 0 a 1 sendo o menor valor para solos granulares e o maior valor para solos finos. O único parâmetro do método CASE para o solo é o fator de amortecimento.

Para diferentes estacas cravadas no mesmo solo podem ter diferentes valores de J_c e a troca de martelo requer a reativação desse fator. Pode-se dizer que o fator J_c depende da combinação de martelo-estaca, solo-estaca. Não é uma tarefa simples e requer calibração para a real capacidade da estaca e experiência dos profissionais em campo, (Fellenius 2006).

Gonçalves et al. (1996), citam que para estacas com grandes comprimentos cravados, que apresentam uma parcela significativa de resistência proveniente do atrito lateral, este método de cálculo pode subestimar a capacidade de carga durante a cravação quando há repique na cabeça da estaca. Neste caso, a velocidade no topo da estaca torna-se negativa antes que a onda refletida na ponta alcance esta parte superior da estaca, o que ocasiona o deslocamento para cima dessa parte da estaca e provoca o descarregamento de uma parcela de resistência lateral, invertendo os sinais das forças de atrito. Deve-se neste caso, para prever a capacidade da carga efetuar uma correção.

Gonçalves et al. (1996), citam que uma dúvida frequente que ocorre na execução da Prova de Carga Dinâmica com o auxílio de PDA é a correlação entre os valores obtidos da capacidade de carga no ensaio e com os determinados através da execução de provas de carga estática.

Os mesmos autores relatam que quando a energia aplicada na cravação da estaca pelo martelo é insuficiente para sua penetração no solo, não ocorrendo a mobilização total do "quake" na ponta, a resistência mobilizada é subestimada.

PDA(PILE DRIVING ANALYSER) - MÉTODO CAPWAP

O método CAPWAP (Case Pile Analysis Program), semelhante ao método CASE, desenvolvido na Case Western Reserve University determina a distribuição das forças de resistência do solo ao longo da estaca e as magnitudes das parcelas estática e dinâmica da resistência.

Segundo Fellenius (2006), os dados do PDA são geralmente apresentados sob a forma de sinais de onda que mostram a força e a velocidade medidas em função do tempo, Fig. 2.20. O tempo indicado como 0 L/c é quando o pico da força de impacto ocorre e o tempo 2L/c é quando o pico da força já percorreu até a ponta da estaca e refletiu na cabeça da estaca, ou no ponto medido. A onda percorrida em uma distância 2L com velocidade c, em concreto, está entre 3500 m/s - 4000 m/s.

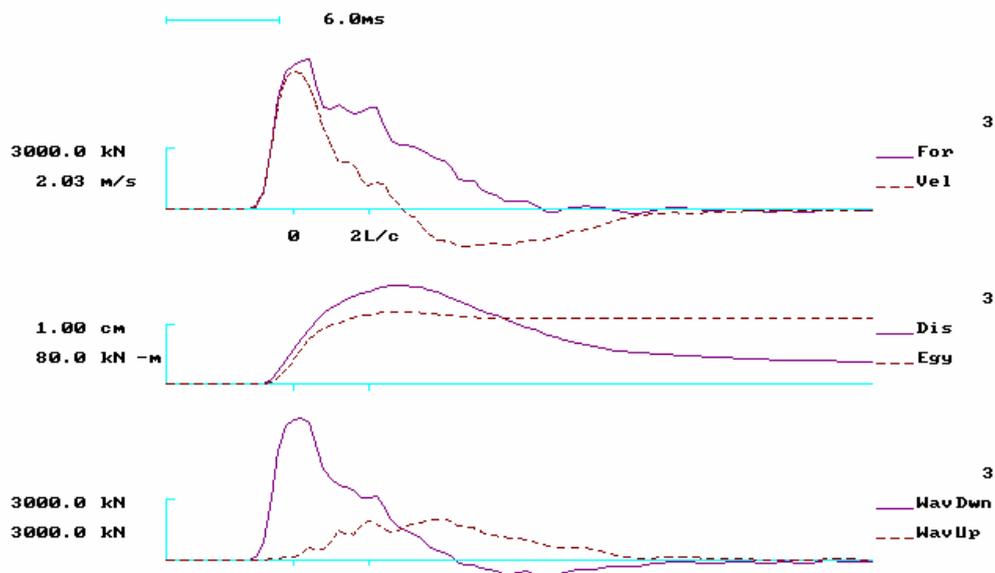


Figura 2.20 Sinais de onda do PDA

Com relação ao resultado do ensaio com o PDA, Fellenius (2006) reforça que os parâmetros da CAPWAP são confiáveis quando se trata da continuidade do estaqueamento do terreno em que

mudanças são feitas em martelo, comprimento da estaca e seção transversal da estaca. O autor faz notar que é emblemática a solução da distribuição das capacidades de carga de ponta e lateral também para as provas de carga estática.

Velloso e Lopes, (2002) descrevem que o método CAPWAP[®], utilizando a solução da Equação da Onda e parâmetros pré-escolhidos preveem a velocidade no ponto onde foram instalados os instrumentos, tendo como ponto de partida a força medida. A previsão é comparada com os registros de velocidade feitos na monitoração, o que possibilita verificar se os parâmetros adotados estão corretos e, ajustá-los caso necessário. O método baseia-se em um programa numérico de computador com solução da Equação da Onda que recebe como entrada o registro da força.

O processamento dos sinais do programa (CAPWAP) é realizado posteriormente no escritório e requer certo tempo. Ele fornece uma estimativa da capacidade de carga estática sem necessitar que parâmetros sejam arbitrados, como ocorre com o coeficiente de amortecimento do CASE. O processamento considera o sinal de velocidade de um golpe específico, com base em um modelo do solo e da estaca, o que permite calcular a curva de força em função do tempo na seção ao nível dos transdutores. A representação gráfica dos resultados da análise deste método é apresentada na Fig. 2.21.

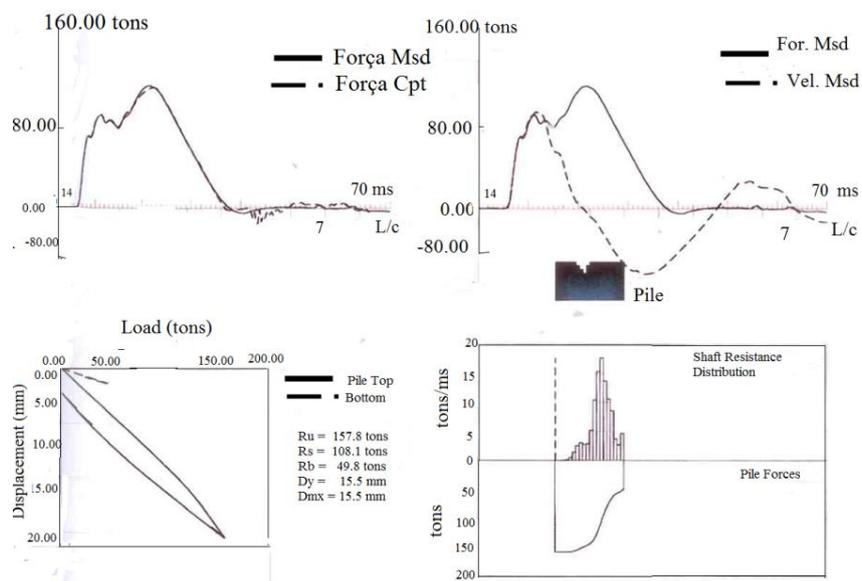


Figura 2.21 Representação gráfica de uma análise CAPWAP (Gonçalves et al., 2007)

Na análise do método CAPWAP usual, o modelo matemático que simula a estaca e o solo é o mesmo utilizado no modelo de Smith (1960), o qual consiste basicamente em modelar matematicamente, com base em uma série de incógnitas envolvidas no processo, uma curva teórica, que pode ser a de força, velocidade vezes impedância, que se ajuste com maior precisão

possível à correspondente curva, medida em campo quando da execução do ensaio. O modelo matemático processa os registros de força e velocidade multiplicada pela impedância, previamente gravados no campo.

O grau de precisão desse ajuste denomina-se “match”, sendo avaliado pela soma das diferenças relativas e absolutas entre as variáveis calculadas e medidas.

O processo de ajuste das curvas medidas e calculadas é controlado por diversos fatores como a distribuição da resistência e a resistência última mobilizada.

Durante o processo de iteração, o programa avalia a qualidade do ajuste (concordância entre as curvas) pelas diferenças relativas às curvas medida e calculada. As curvas são divididas em quatro regiões e, para cada uma, é atribuído um número, através da média geométrica, que representa a concordância das curvas. Quanto melhor for o ajuste, menor o valor do *match quality*.

Quando atinge o melhor ajuste, o programa imprime o modelo de solo adotado com os valores de resistência mobilizada, distribuição de resistência ao longo da profundidade, *quake e damping*.

Em função do fato de a análise envolver um método iterativo, em que o ajuste das curvas é realizado manualmente, pode-se esperar que haja subjetividade na escolha dos alguns parâmetros (Gonçalves et al., 2000).

2.3 PROVAS DE CARGA ESTÁTICA

2.3.1 INTRODUÇÃO

Vargas (1990) relata que a prática de tratar fundações por meio de Prova de Carga Estática sobre estacas foi introduzida no Brasil pela Companhia Internacional de Estacas *Frankignoul*, através do IPT-SP. Ele cita os ensaios históricos realizados pelo IPT em duas obras: em fevereiro de 1936, na Estação de Ferro Noroeste, Bauru e, em abril 1942, no Instituto de Resseguros do Brasil, no Rio de Janeiro. Nessa época o uso das fórmulas dinâmicas ou estáticas para o cálculo da capacidade de carga de estacas individuais estava desacreditado. As provas de carga impunham-se como único método confiável para a determinação da capacidade de carga individual das estacas.

Segundo Nienov (2006), no Brasil, as primeiras provas de carga executadas em estacas foram realizadas sem uma metodologia definida e sem conhecimento prévio do solo em que, as fundações iriam ser instaladas devido à falta de equipamento de sondagem. O único modo de

conhecer o solo era pela execução de poços, ou pela execução de estacas moldadas no local. Os arquivos do IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas do estado de São Paulo), *apud* Massad (1985), mostra que a primeira Prova de Carga Estática foi executada em fevereiro de 1936, pelo professor Telêmaco Van Langedonck, na estação da estrada de ferro Noroeste do Brasil em Bauru.

Segundo Aoki (1997), a Prova de Carga Estática busca reproduzir a história do carregamento real de uma construção, que se realiza em estágios de carga quase sempre crescentes, ao longo do tempo, visando à avaliação da segurança que a fundação apresenta em relação ao estado último ou de ruptura. No caso de uma construção, a carga é mantida constante ao longo da vida útil da edificação, não ocorrendo a descarga, salvo pequenas alterações devido à ação do vento e as cargas acidentais.

O tempo decorrido entre a instalação da estaca e o instante do ensaio é um ponto importante. A cravação de uma estaca, em certos tipos de solo podem provocar efeitos de relaxamento (perda da resistência ao cisalhamento e atrito lateral) ou efeitos de “set-up” (recuperação da resistência) com o passar do tempo. Esses tipos de fenômenos são muito importantes nas estacas que trabalham, predominantemente, por atrito lateral. A capacidade de carga pode alterar em outros ensaios ou ao longo do tempo, (Velloso e Lopes, 2010)

O ensaio de carregamento estático é considerado como o ensaio de campo mais eficiente de verificação de desempenho de uma fundação. Por meio deste ensaio é possível conhecer o comportamento da fundação com aplicação de cargas em níveis crescentes, até atingir a carga limite ou a completa ruptura do sistema estaca-solo. A análise do comportamento da fundação é realizada pela curva carga-recalque resultante do ensaio.

2.3.2 EXECUÇÃO DO ENSAIO

No Brasil, a NBR 12131(2006) – Estacas – Prova de Carga Estática normaliza a execução do ensaio em estacas verticais ou inclinadas, independentemente do processo de execução ou de instalação no terreno, inclusive os tubulões, que a elas se assemelham.

A mesma norma cita que este ensaio visa fornecer elementos para avaliar o comportamento carga *versus* deslocamento e estimar as características de capacidade de carga das estacas através da aplicação de esforços estáticos crescentes à estaca e registrar os deslocamentos correspondentes. Os esforços aplicados podem ser axiais de tração ou de compressão, ou ainda transversais.

Segundo a NBR 6122 (2010) – Projeto e Execução de Fundações, subitem 9.2.2.1: É obrigatória a execução de provas de carga estática em obras que tiverem um número de estacas superior ao valor especificado na coluna (B) da Tabela 6, da referida norma sempre no início da obra.

Quando o número total de estacas for superior ao valor da coluna (B) da Tabela 6, da mesma norma, deve ser executado um número de provas de carga igual à no mínimo 1 % da quantidade total de estacas, arredondando-se sempre para mais. Incluem nesse 1 % as provas de carga executadas conforme subitem 6.2.1.2.2 da NBR citada. É necessária a execução de prova de carga, qualquer que seja o número de estacas da obra, se elas forem empregadas para tensões médias (em termos de valores admissíveis) superiores aos indicados na coluna (A) Tabela 6, da NBR 6122: 2010.

As aplicações das cargas podem ser feitas por três categorias: carga controlada, deformação controlada e método do equilíbrio. Os ensaios de carga controlada podem ser feitos por carga incremental lenta, carga incremental rápida e carga cíclica. O ensaio em que os incrementos de carga são mantidos até a estabilização é chamado de ensaio lento e, aquele em que os incrementos de carga são mantidos por um tempo preestabelecido normalmente 15 minutos, ensaio rápido. Essas provas são conhecidas pelas siglas inglesas SML (*slow maintained load*) e QML (*quick maintained load*). Os ensaios de carga cíclica são ensaios especiais em que o projetista, prevendo um padrão de carregamento, especifica este padrão para o ensaio (Velloso e Lopes, 2010).

Na modalidade de carregamento lento, um sistema estaca-solo é submetido à aplicação de carga estática em estágios crescentes, de incrementos iguais, onde cada estágio, é mantido até ocorrer a estabilização dos recalques. Em cada estágio é medido o deslocamento do topo da estaca, no ponto de aplicação da carga, estabelecendo um ponto da curva carga-recalque.

A NBR 12.131-ABNT (2006) cita que cada incremento de carga deve ser de, no máximo, 20 % da carga de trabalho prevista para a estaca e mantê-la até a estabilização dos recalques, ou por um mínimo de 30 minutos. Carrega-se a estaca até a ruptura ou duas vezes o valor da carga de trabalho. O critério de estabilização dos recalques ocorre quando a diferença entre leituras no instante t e $t/2$ corresponder até cinco por cento do deslocamento ocorrido no estágio anterior.

Ressalta-se que, quando um pequeno acréscimo de carga provoca um grande recalque, define-se na curva um trecho assintótico vertical, cuja carga correspondente é denominada carga estática última. A determinação desta carga sem que o sistema estaca-solo tenha rompido é uma

questão polêmica na engenharia de fundações, embora a metodologia de Van der Veen (1953) tenha grande aceitação nacional (Foá, 2001).

Na modalidade de carregamento rápido de carga mantida, são efetuados estágios de carga crescentes (30% a 40% da carga de trabalho) de incrementos iguais, mantidos por 5 a 15 minutos. No ensaio de carregamento sob velocidade constante de penetração, a estaca penetra no solo sob uma velocidade constante, da ordem de 0,5 mm/min, segundo Aoki (1997), usando a estaca como um penetrômetro de grandes dimensões.

Em qualquer desses ensaios, o resultado é expresso sob a forma de uma curva de carga – recalque (máximo deslocamento no estágio). Nesta curva os recalques são medidos em referência ao topo da estaca no início da aplicação da carga.

2.3.2.1 MONTAGEM E INSTRUMENTAÇÃO

O carregamento das provas de carga de compressão (Velloso e Lopes, 2010) é feito por um macaco hidráulico reagindo contra um sistema de reação que pode ser:

- a) Plataforma com peso, chamada cargueira,
- b) Vigas presas as estacas vizinhas à de prova, que serão tracionadas, apresentada na Fig. 2.22 e as utilizadas neste trabalho,
- c) Vigas ou capacete ancorados no terreno.



Figura 2.22 Esquema de montagem de uma Prova de Carga Estática (<http://www.engenhariacivil.com/imagens/controlo-qualidade-estacas.jpg>)

Para a prova de compressão e tração utiliza-se na instrumentação quatro defletômetros, medidores de deslocamento, com resolução de centésimos de milímetro dispostos diametralmente opostos para, medir recalques e verificar a existência de rotação do topo da estaca, decorrente de mau alinhamento do conjunto estaca/macaco/sistema de reação, tendo que realinhar se necessário. O macaco hidráulico e o manômetro devem estar aferidos.

É recomendável o uso de uma célula de carga, colocada em geral entre o macaco e o sistema de reação, eliminando dúvidas de calibração do macaco. Para eliminar desalinhamento, qualquer que seja, na montagem da prova, que ocasionaria um aumento considerável de atrito no macaco, adota-se uma rótula entre a célula de carga e o sistema de reação (Velloso e Lopes, 2010).

2.3.3 EFEITO DAS CARGAS RESIDUAIS

Entende-se por tensões residuais àquelas a que está submetida uma estaca após a cravação, sem nenhum carregamento externo aplicado à mesma.

A existência das tensões residuais de cravação pode causar efeitos significativos no mecanismo de transferência de carga ao solo e, justamente por isso, não deve ser excluída das análises de comportamento das estacas.

Farto (2003), Menezes e Albuquerque (2005) fazem referência quanto ao estudo sobre o efeito residual na ponta da estaca.

Menezes e Albuquerque (2005) utilizaram as Leis de Cambefort, e a relação entre a reação da ponta da estaca com o seu deslocamento no solo, para verificar a existência de cargas residuais embutidas na região da ponta da estaca, devido à sua cravação, solos arenosos de alta porosidade encontrados em todo o Centro-Sul do Brasil.

Logo após a cravação de uma estaca, surge na ponta uma carga residual, que fica “aprisionada” pelo terreno, que segura a estaca graças à existência do atrito lateral atuando no fuste, de cima para baixo. Na sequência, quando se aplica uma carga no topo da estaca, a ponta começa a reagir concomitantemente com o atrito lateral, que precisa ser “revertido”. Evidentemente, nada se altera quanto à carga de ruptura, mas a curva carga-recalque no topo muda significativamente em função da carga residual.

Anjos (2006) cita que as cargas residuais, quando ignoradas, refletem uma super estimativa no atrito lateral e uma subestimativa na resistência na base da fundação durante o ensaio de compressão axial. Kraft (1991) citado por Anjos (2006) ainda diz que pouco efeito tem a carga residual no cálculo da capacidade de suporte para estacas entre 15 e 25 m de comprimento, e poderia super estimar a capacidade de suporte para estacas entre 75 e 90 m de comprimento. Esta última observação é contrária ao que diz Fellenius (2006). Neste estudo as estacas não ultrapassam 18 m de profundidade.

Para efeito da tensão residual, considera-se a situação de uma estaca isolada num solo arenoso homogêneo e admite-se que a resistência lateral unitária, q_l , aumente linearmente com a profundidade, z , ou seja, é proporcional à tensão vertical efetiva.

2.3.4 EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA-RECALQUE

Inúmeros métodos têm sido propostos para avaliar a carga de ruptura, a partir dos resultados de uma prova de carga estática. Não ocorrendo ruptura na Prova de Carga Estática ou um nível de recalque que caracterize a ruptura, tenta-se extrapolar por equação matemática, que é ajustada ao trecho que se dispõe na curva carga-recalque.

Alguns dos principais métodos de extrapolação citados nas literaturas são dados a seguir: Van der Veen (1953), Brinch-Hansen (1963) (80%, 90%), Housel (1966), De Beer (1967), Chin (1970, 1971), Fuller & Hoy (1970), Davisson (1972), Butler & Hoy (1977), Corps of Engineering (1992), Massad (1986), Hirany & Kulhawy (1989), Shen & Niu (1991), Yang (1994), NBR 6122 (2010); Décourt (1999).

No Brasil o método Vand der Veen (1953) é o mais adotado no meio geotécnico e o método Davisson é o recomendado pelos pesquisadores que desenvolveram o CAPWAP®.

O método de Davisson, mais conservador que o da norma brasileira, caracteriza a ruptura pelo recalque correspondente ao encurtamento elástico da estaca somado a um deslocamento de ponta. A carga de ruptura interpretada usando o critério de Davisson não é necessariamente a carga última. O método é determinístico e leva em conta a geometria e propriedades de resistência do elemento estrutural.

A NBR 6122 (2010) segue a norma canadense (método de Davisson), exceto em que o deslocamento de referência para carga nula a ser tomado é D (mm)/ 30. O critério da norma pode ser aplicado mesmo quando a curva apresenta uma assíntota vertical, conduzindo à interpretação de uma carga de ruptura menor (a favor da segurança).

2.3.4.1 MÉTODO VAN DER VEEN

Um método muito usado no Brasil para essa extrapolação é o de Van der Veen (1953), que representa a curva carga x recalque (Q , r) pela Eq. 2.52

$$Q = Q_{ult} (1 - e^{-ar}) \quad (2.52)$$

Sendo a o coeficiente que define a forma da curva. Esta curva é assintótica a uma reta vertical que caracteriza a carga de ruptura (Q_r).

Reescrevendo essa função $Q = Q_{ult} (r)$ tem-se a Eq. 2.53, que corresponde a uma reta que passa pela origem, quando *plotada* em uma escala semilogarítmica de base *neperiana*.

$$ar = -\ln (1-Q/Q_{ult}) \quad (2.53)$$

O coeficiente a representa o coeficiente angular dessa reta.

Partindo dos pontos $(Q, \Delta r)$ obtidos na prova de carga, deve-se encontrar, por tentativas, o valor de Q_{ult} que conduz à melhor regressão linear pelos pontos $[-\ln (1-Q/Q_{ult}), \Delta r]$. Estes valores são *plotados* em um gráfico. Novas tentativas são realizadas com outros valores de Q_{ult} . Quando resultar um gráfico reto, o valor adotado de Q_{ult} que o originou, corresponde à carga de ruptura (Q_r), Fig. 2.23.

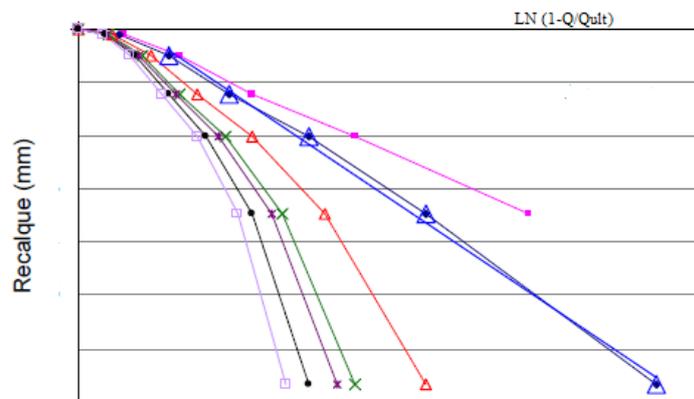


Figura 2.23 – Representação da extrapolação da curva carga-recalque de Van der Veen (1953).

Como, em geral, o trecho inicial da curva pode ser desprezado, na análise de capacidade de carga, Aoki (1976) observa que a não obrigatoriedade em passar pela origem do sistema de coordenadas pode melhorar a regressão e assim, propõe uma extensão da expressão de Van der Veen (1953) conforme Eq. 2.54 adotada para as extrapolações feitas nesta pesquisa.

$$Q = Q_{ult} [1 - e^{-(a \Delta r + b)}] \quad (2.54)$$

Sendo que b representa o intercepto, no eixo dos recalques, da reta obtida na escala semilogarítmica.

2.3.4.2 MÉTODO DE DÉCOURT

Para aplicar o método de Décourt (1999), divide-se a carga pelo recalque correspondente ($\Delta r/Q$) e *plota-se* num gráfico em função da carga (Q). A carga de ruptura (Q_r) é determinada pela Eq. 2.55 e a Eq. 2.56 define a curva carga x recalque ideal extrapolada pelo método.

$$Q_r = \frac{b}{a} \quad (2.55)$$

$$Q = \frac{b \cdot \Delta r}{1 - a \cdot \Delta r} \quad (\text{modelo Hiperbólico}) \quad (2.56)$$

onde:

Q_r = carga de ruptura;

Q = carga aplicada;

Δr = recalque;

a = inclinação da linha reta (coeficiente angular);

b = intercepto em y ($\Delta r/Q$) da linha reta.

A Fig. 2.24 apresenta o gráfico da relação entre $\Delta r/Q$ versus Q (método de Décourt, 1999).

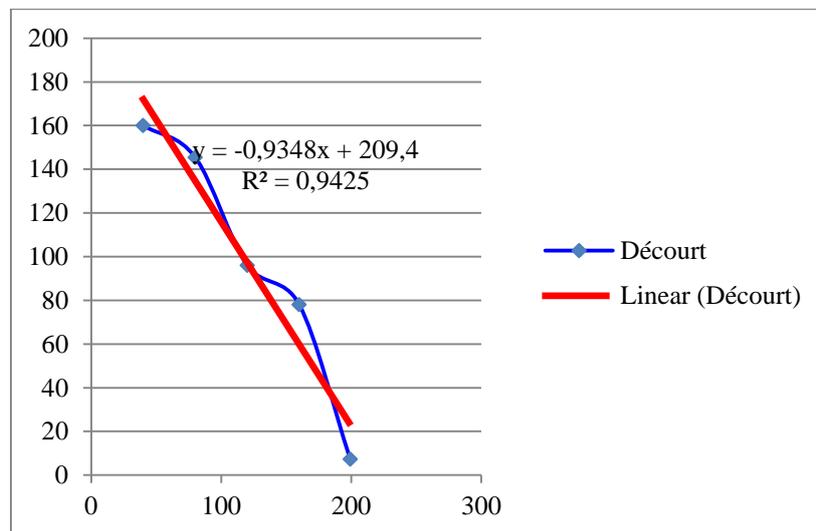


Figura 2.24 Esquema ilustrativo do Método Décourt

2.3.4.3 MÉTODO NBR 6122:2010

Quando a estaca é carregada até apresentar um recalque considerável, mas a curva carga x recalque não indica uma carga de ruptura definida, e sim, um crescimento contínuo do recalque com a carga, a NBR 6122 (2010) item 8.2.1.1 prescreve que a carga de ruptura pode ser convencionalizada como aquela que corresponde, na curva carga x recalque, ao recalque obtido pela Eq. 2.57 e representada na Fig. 2.25:

$$\Delta_r = \frac{Q_r \cdot L}{A \cdot E_p} + \frac{D}{30} \quad (2.57)$$

onde:

Δ_r = recalque de ruptura convencional;

Q_r = carga de ruptura convencional;

L = comprimento da estaca;

A = área da seção transversal da estaca (estrutural);

E_p = módulo de elasticidade do material da estaca;

D = diâmetro (círculo circunscrito à estaca).

Arbitra-se um valor de carga (Q_r), por exemplo, à carga nominal da estaca, e a partir daí calcula-se pela Eq. 2.57 o correspondente recalque (Δ_r), para em seguida, por este ponto (Q_r, Δ_r) plotar a reta que corta o eixo dos recalques em $D/30$. O ponto de interseção dessa reta com a curva carga x recalque caracteriza a carga de ruptura convencional (Q_r).

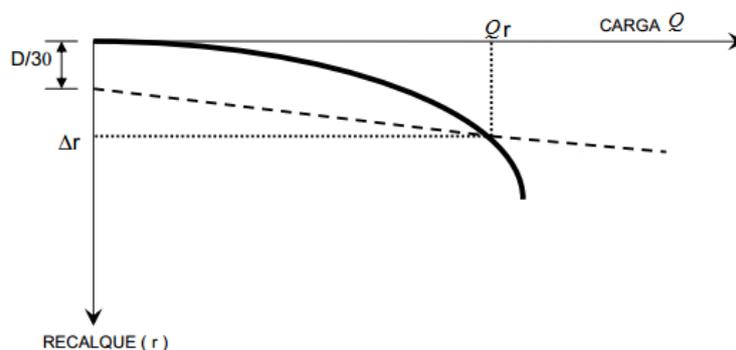


Figura 2.25 Carga de ruptura convencional - NBR 6122:2010 modificado

Mota, 2003 em seu trabalho conclui que o método de Van der Veen (1953) foi o que apresentou melhor ajuste, por ser um método exponencial que reflete o comportamento das curvas carga-deslocamento de estacas escavadas no solo poroso do DF.

2.4 COMPARAÇÕES ENTRE PROVA DE CARGA ESTÁTICA E ENSAIO DINÂMICO

Deve-se frisar a grande dificuldade de se realizar esta comparação. Segundo Gonçalves et al. (1996), a dificuldade em efetuar a comparação entre resultados obtidos por instrumentação e por provas de carga estáticas, deve-se pelo número muito reduzido de provas de carga estática efetuadas e que muitas vezes não são levadas à ruptura. Devido a esse fato os valores finais da curva carga-recalque devam ser extrapolados. A extrapolação geralmente é feita por critérios consagrados pela Mecânica dos Solos, citados anteriormente. Deve-se tomar cuidados nas correlações pois, os resultados podem apresentar divergências de até 20 % em relação ao valor médio obtido entre os mesmos, (Gonçalves et al., 2000).

Outro ponto delicado é o instante em que foi executado cada ensaio. A maioria dos solos apresenta características de resistência alteradas durante a cravação. Isto porque estes solos apresentam o fenômeno de relaxação, ou seja, perda de resistência em função do tempo

decorrido após a cravação, ou o fenômeno da cicatrização ou “set up”, que resulta em um ganho de resistência no decorrer do tempo. Desta forma, ao comparar os ensaios, é importante que ambos sejam executados com um mesmo intervalo de tempo após a cravação, e em instantes próximos, para evitar a influência do método executivo. Na obra objeto do estudo, houve em média 30 dias entre um ensaio e outro. Entre a cravação e os ensaios, o tempo médio ficou entre 30 a 60 dias.

Foá (2001) cita que Likins et al. (1996) apresentaram um estudo de comparação empregando prova de carga dinâmica e estática em 82 estacas. Eles objetivavam demonstrar, estatisticamente, a confiabilidade das predições de capacidade de carga, com base em análises dinâmicas. O tempo decorrido entre o final da cravação e a realização dos ensaios dinâmicos e estáticos foi um aspecto importante no estudo. Eles dividiram em três lotes distintos, de acordo com a relação do tempo, mostrando a importância de ambos os ensaios se realizarem algum tempo após a instalação da estaca, obtendo melhor resultado quando a relação entre a data de cravação e do ensaio de prova de carga estática (T1), e entre o final da cravação e a data do ensaio dinâmico ficou entre 0,8 e 3,0.

2.5 COMPARAÇÕES NO BRASIL

Pode-se citar no Brasil comparações (estático *versus* dinâmico) realizados por: Gonçalves et al. (1996), Bernadi et al. (1991) e Niyama & Aoki (1991), sendo todas as análises realizadas com estacas cravadas de concreto.

A contribuição brasileira abrangeu também os ensaios em estacas para instalação de plataformas marítimas, como mostra o trabalho de Niyama et al. (1984). Estes autores ensaiaram estacas metálicas de tubo de ponta aberta com 0,86 m de diâmetro e comprimento variável de 70 a 137 m de comprimento, instrumentadas ao longo do fuste com defletômetros e acelerômetros. Realizaram, também, ensaios com o PDA.

Bernardes & Nordal (1991) estudaram a capacidade de carga estática de duas estacas modelo, cravadas em perfil arenoso. Comparam resultados de provas estáticas e monitorações dinâmicas executadas em várias profundidades. Eles concluíram que a carga de ruptura calculada por medições dinâmicas se aproxima da capacidade de carga estática, caso a energia do impacto seja suficiente para provocar penetração da ponta da estaca entre 5 e 10% de diâmetro da estaca.

Gonçalves et al. (1996) compararam uma Prova de Carga Estática e um Ensaio Dinâmico realizado em estacas de concreto armado protendido. Albuquerque & Carvalho (1998) analisaram a previsão da capacidade de carga de uma estaca pré-moldada através de ensaios

dinâmicos e controle do repique. Nesse trabalho, apresenta-se os valores de uma Prova de Carga Estática realizada próxima às estacas monitoradas. Observou-se que os ensaios dinâmicos através das análises CAPWAPC, CASE e IPT-CASE mostraram confiabilidade na determinação da resistência estática do sistema.

2.6 ENSAIO DE SPT (*STANDARD PENETRATION TEST*)

A sondagem de simples reconhecimento com SPT é uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento do solo que tem por finalidade a observação e a determinação de tipos de solos em suas respectivas profundidades de ocorrência, a posição do nível de água subterrânea e o índice de resistência à penetração (N_{SPT}), a cada metro de avanço da perfuração (Belincanta et al., 2010).

Segundo Belincanta et al. (2010), a perfuração neste ensaio realiza-se por trado até o nível de água subterrânea ou até a existência de solo de elevada resistência e abaixo disto, a perfuração é realizada por circulação de água. Contempla-se também o ensaio de cravação dinâmica padronizada de um amostrador tubular, amostrador do tipo *Raymond*, apresentado na Fig. 2.26, de diâmetro interno de 35 mm e externo de 51 mm.

Em 1958 o ensaio de SPT foi normalizado pela ASTM (*American Society for Testing and Materials*), sendo comum no mundo inteiro o uso de procedimentos não padronizados e equipamentos diferentes do padrão internacional. A América do Sul segue com frequência a normalização norte-americana ASTM D 1.586-67. O Brasil possui sua própria normalização a NBR 6484 (2001).

O ensaio SPT procede-se com a cravação do amostrador no fundo de uma escavação que pode ser ou não revestida, segundo a NBR 6484 (2001), com o uso de um peso de 65,0 kg, caindo de uma altura de 750 mm, ilustrado na Fig. 2.27. O valor N_{SPT} é o número de golpes necessário para fazer o amostrador penetrar 300 mm, após a cravação inicial de 150 mm.

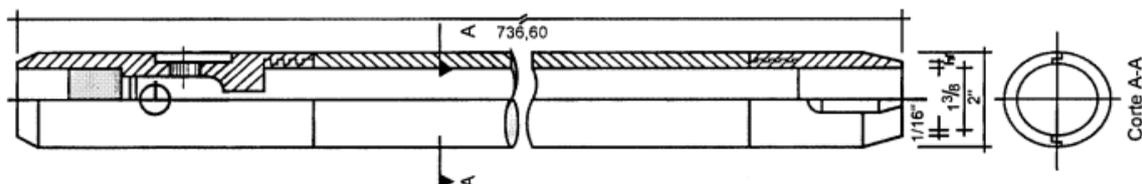


Figura 2.26 Amostrador - padrão "Raymond" (NBR 6484/80)

É um ensaio simples, Fig. 2.27, de baixo custo e seus valores numéricos podem ser relacionados com regras empíricas de projetos. Apesar das diversas críticas quanto a diversidade de

procedimentos utilizados para sua execução, ainda é o processo dominante na prática de Engenharia de Fundações, (Schnaid, 2000).

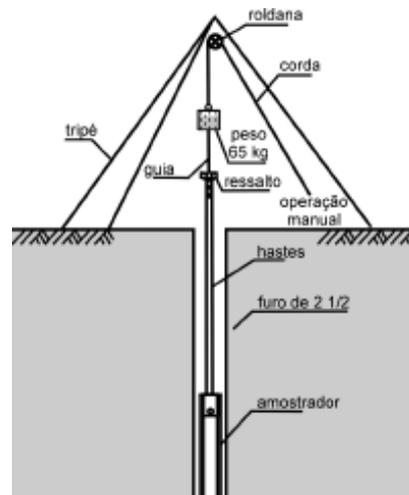


Figura 2.27 Ilustração do ensaio SPT-(Schnaid, 2000)

Este ensaio, devido a alguns fatores (técnica de escavação, equipamento e procedimento de ensaio), no mesmo local de ensaio, duas sondagens podem resultar em valores desiguais dentro da técnica recomendada. A influência do equipamento, os efeitos das condições do solo na resistência à penetração devem ser consideradas no resultado do SPT. O solo oferece uma resistência à penetração ao amostrador proveniente do atrito nas superfícies externas e internas e na base do amostrador, o que afeta a massa de solo nas proximidades do amostrador pela energia de choque do martelo transmitida através das hastes. O excesso de pressões neutras gerado será dissipado pela permeabilidade do material ensaiado (Schnaid, 2000).

2.7 SOLOS TROPICAIS

A literatura nos traz como definição de solos tropicais, aqueles que ocorrem entre os trópicos e, apresentam propriedades de engenharia particulares diferentes daquelas características dos solos de regiões temperadas.

Segundo Mota (2003), a característica principal de solos não saturados é a presença de poro-pressão d'água negativa ou de sucção. Os parâmetros de resistência e de mudança de volume dependem da umidade.

Fredlund & Rahardjo, (1993), citado por Mota (2003), cita que a variação de umidade é sazonal e depende dos fenômenos que ocorrem na interface solo-atmosfera, ou seja, infiltração e evaporação de água na forma de vapor. Estações de chuva e de seca causam variações no perfil da sucção, particularmente perto da superfície, na zona ativa. Durante uma estação de seca, a

taxa de evaporação é alta, e o resultado é uma perda de água no solo. A condição oposta pode ocorrer durante uma estação chuvosa.

Os solos tropicais têm especial interesse para as obras de engenharia, devido a suas propriedades e comportamentos peculiares. Uma característica importante deste material é a alta concentração de alumínio e/ou ferro em relação aos demais constituintes, devido ao seu processo de formação. Outra propriedade peculiar é ser, colapsível, em alguns casos, ou seja apresentam, em seu estado natural, elevada capacidade de carga sem que haja grandes deformações, porém, com o umedecimento gradual, provoca uma desagregação de sua estrutura e um brusco recalque de grandes proporções, (Foá, 2001).

Segundo Camapum de Carvalho & Mortari (1994), no Distrito Federal, as obras subterrâneas rasas geralmente se localizam em horizontes de solos colapsíveis, argilosos de cor vermelha a vermelha amarelada, denominados pelos geotécnicos da região como argila porosa. Para Camapum de Carvalho et al. (1993), a argila porosa é constituída por argilas, siltes e areias combinados em diferentes proporções dependendo do domínio geológico local. Estes trabalhos e vários outros, por exemplo, Paixão & Camapum de Carvalho (1994) mostram que os solos porosos colapsíveis de Brasília apresentam estrutura constituída por micro e macroporos, sendo a instabilização desta o motivo do colapso. Macedo et al. (1994) e Araki (1997) descrevem que a camada de argila porosa, na área do metrô, possui uma espessura que varia entre 8 m e 40 m.

Ferreira et al. 1989, indicam que alguns solos colapsíveis são dados por baixos valores de SPT (≤ 4 golpes), granulometria aberta (ausência da fração silte), baixo grau de saturação ($\leq 60\%$) e grande porosidade ($\geq 40\%$). A autora cita também que a estrutura deste solo é caracterizada pela presença de um grande volume de vazios, formando uma estrutura metaestável, onde as partículas de maior granulometria são mantidas em sua posição pela presença de um vínculo ligando os grãos maiores. Estas ligações conferem ao solo uma resistência ao cisalhamento temporária e uma diminuição na compressibilidade do material que desaparece com a quebra dos vínculos entre os grãos.

Segundo Foá (2001) no Brasil os solos colapsíveis são representados geralmente por alúvions, colúvios e solos residuais que passaram por uma intensa lixiviação e se formaram por um processo de alteração tropical e subtropical sofrida pelas rochas ao longo do tempo. No interior de São Paulo ou no Distrito Federal, regiões quentes, onde se observa extensas estações secas intercaladas por períodos curtos de chuvas, a ação do intemperismo é intensa. Ocorre uma

continua lixiviação dos sais e óxidos solúveis que se concentram em camadas mais profundas, vindo a formar espessas camadas de solos tropicais.

A agregação intensa dos grãos mais finos, característica desses solos, dão um aspecto de poroso e de elevada permeabilidade. Predomina a cor vermelha ou a amarela podendo apresentar, também, outras colorações. A granulometria é variada, desde areias com poucos finos até argilas. Possuem baixa capacidade de suporte que pode ser alterada quando compactados apropriadamente.

Devido as características peculiares deste solo, o estudo de tipos de fundações tem sido alvo de inúmeras pesquisas e é difícil a utilização de fundação direta, sendo às profundas uma solução tecnicamente viável. Menezes (1997) e Menezes et.al (2005) estudaram o comportamento de estacas pré-moldadas em solo arenoso de alta porosidade, colapsível, os autores citam também que estes solos ocorrem no Brasil em vastas áreas, apresentando-se como um manto superficial arenoso fino de características peculiares conhecidos como solos tropicais. Ocupam, aproximadamente, 40 % das terras emersas do globo terrestre e cerca de 65 % da área total do País. Lista –se na Tab. 2.6 algumas regiões de ocorrência.

Tabela 2.6 Regiões de ocorrência de solos tropicais no Brasil (modificado - Foá, 2001)

Referência	Localidade	Tipo de solos
Vargas (1973)	Regiões Sul e Centro-sul	Solos argilosos e arenosos
Gehling et al. (1982)	Planalto meridional – Rio Grande do Sul	Solo argiloso e arenito
Benvenuto (1982)	Manga – Minas Gerais	Solos argilosos e arenosos
Aração & Melo (1982)	Petrolina – Pernambuco	Solos arenoso, siltoso e pouco argiloso
Camapum de Carvalho et al. (1982)	Brasília – Distrito Federal	Argila porosa colapsível
Dias & Gonzales (185)	Manaus – Amazonas	Sedimentos terciários
Ferreira et al. (1986)	Ilha Solteira e Primavera – São Paulo	Solo arenoso fino pouco argiloso
Riani & Barbosa (1989)	Parnaíba e Paraíba – Piauí	Solo arenoso, siltoso
Signer et al. (1989)	Pernambuco	Solo arenoso
Mendonça (1990)	Bom Jesus da Lapa – Bahia	Areia siltosa
Pereira (1996)	Pacatuba – Ceará	Areia argilosa
Futai (1998)	Campo Novo – Mato Grosso	Argila vermelha
Cintra (1998)	São Carlos – São Paulo	Argila vermelha

Na pesquisa realizada por Menezes (1997) onde analisou-se o comportamento de 20 estacas pré-moldadas protendidas instrumentadas, sendo três por meio de provas de carga estática e prova de carga dinâmica, em Ilha Solteira (SP), com as características dadas na Tab. 2.7. O estudo apontou uma carga máxima na ponta, na prova de carga estática da estaca instrumentada, sendo 34 % inferior que à carga da prova de carga dinâmica. Essas percentagens representam altos valores (Foá, 2001).

Tabela 2.7 Características das estacas da pesquisa de Menezes (1997) – (Modificado)

Estaca	Carregamento	Tipo	Dimensões (m)	Comprimento (m)	Carga estrutural (kN)
06	Estático – Dinâmico	Concreto protendido seção quadrada	0,17 x 0,17	Total 13 Penetrado 12	400
10					
18					

Segundo Nogami & Villibor (1995) a fração argila dos solos tropicais, constitui-se sobretudo de solos lateríticos, que desempenha um papel decisivo no comportamento peculiar desses solos, quando comparados com similares granulometricamente, considerados na bibliografia geotécnica de países situados em climas não tropicais.

A fração argila dos solos lateríticos caracteriza-se por conter juntamente com os argilominerais elevada porcentagem de óxidos e hidróxidos de ferro e de alumínio. Na fração argila desses solos a caolinita é o argilomineral mais comum e o menos ativo coloidalmente.

Segundo Guimarães e Camapum de Carvalho (2003), os solos tropicais apresentam propriedades e comportamento quase sempre associados à microestrutura desenvolvida no processo de alteração. Nos solos do DF é comum se encontrar raízes de gramíneas até 3 m de profundidade. Isto se deve ao fato de que é nesta profundidade que a umidade passa a ter maior estabilidade ao longo do ano. Nesta profundidade, o comportamento do solo passa a depender mais do fator umidade.

Para o cálculo da capacidade de carga em solos não-saturados, os métodos semiempíricos têm sido comumente adotados. Estes métodos baseiam-se em resultados de SPT, considerando o tipo de estaca, geometria e método executivo, como citado anteriormente.

Motta (2003) realizou ensaios de caracterização, para a identificação das propriedades físicas dos solos de Brasília, campo experimental da UnB, permitindo a identificação de sua textura, plasticidade e estrutura; ensaios para determinação da curva característica pela técnica do papel filtro, com medidas de sucção matricial e total, ensaios de adensamento, cisalhamento direto, cisalhamento metal-solo e triaxial K_0 e triaxiais CU_{nat} e CU_{sat} , CK_0U_{nat} e CK_0U_{sat} , para obtenção do comportamento mecânico do perfil de solo, com metodologias e resultados descritos em Guimarães (2002). Além desses ensaios o autor apresenta o estudo da microestrutura por análises feitas utilizando microscopia eletrônica de varredura em amostras indeformadas metalizadas com ouro. Guimarães (2002) concluiu que existe uma boa relação das propriedades físicas com as características mineralógicas e microestruturais, sendo que o conjunto de resultados permite dividir o subsolo do campo experimental da UnB nas seguintes subcamadas:

- 0 a 3,5 m – camada de areia argilo-siltosa porosa, com predominância de gibbsita, macroporos e muitos agregados, com alto índice de vazios (entre 1,27 e 1,60), peso específico dos sólidos em torno de $26,5 \text{ kN/m}^3$ e I_p médio de 10. Destaca-se que as propriedades de 3 a 4 m correspondem à zona de transição. Esta zona corresponde ao trecho de maior bioturbação, e na qual ocorrem as maiores variações de umidade ao longo do ano;
- 3,5 a 8,5 m – camada de argila areno-siltosa, zona na qual as propriedades físicas, mineralógicas e microestruturais vão gradualmente se alterando até encontrar o residual mais jovem a 8,5 m. Neste trecho, o teor de gibbsita, a porosidade e a macroporosidade vão paulatinamente diminuindo, com índice de vazios decrescente (1,27 para 0,89), peso específico dos sólidos e índice de plasticidade semelhante à camada anterior. A profundidade de 8 m corresponde à zona de transição.
- 8,5 – profundidade a partir da qual o solo assume textura mais siltosa, caracterizada pelo aumento do índice de vazios (0,96 a 1,08), do peso específico dos sólidos (em torno de $27,4 \text{ kN/m}^3$) e do I_p (valor médio 17) com distribuição de poros mais homogênea. Nesta profundidade já não aparece a gibbsita.

O peso específico dos sólidos em torno de $26,5 \text{ kN/m}^3$ é típico deste solo, formado por argilomineral do tipo caolinita ($\gamma_s = 25,5 \text{ kN/m}^3$), mineral quartzo ($\gamma_s = 26,0 \text{ kN/m}^3$) e óxido-hidróxido de ferro (hematita, $\gamma_s = 51,0 \text{ kN/m}^3$) e alumínio (gibbsita, $\gamma_s = 24,0 \text{ kN/m}^3$). O aumento de γ_s a partir de 8 m se deve provavelmente ao desaparecimento da gibbsita, enquanto o teor de hematita é mantido (Item 3.6.3).

O Apêndice A apresenta os resultados dos ensaios realizados no campo experimental da UnB.

CAPÍTULO 3 – MATERIAL E MÉTODO

3.1 INTRODUÇÃO

O trabalho está pautado em um banco de dados desenvolvido a partir de informações contidas em relatórios de ensaio de sondagem por SPT, ensaios de Prova de Carga Estática e ensaio de Prova de Carga Dinâmica em estacas pré-moldadas de concreto protendido da obra em estudo.

O relatório dos ensaios cedidos contém informações de duas campanhas de sondagens, resultados da cravação de 123 estacas, de 6 provas de carga estáticas e de 12 provas de carga dinâmicas. As estacas selecionadas para as análises são onde as provas de carga estáticas e as provas de carga dinâmicas foram realizadas.

Para atingir os objetivos propostos desenvolveu-se o seguinte procedimento:

1. Comparou-se os resultados das provas de carga estática e dinâmica;
2. Comparou-se os resultados das provas de carga com os valores estimados por métodos de previsão de capacidade de carga;
3. Comparou-se os valores de capacidade de carga obtidos por provas de carga com aqueles previstos pelo uso da norma.

Para tanto as seguintes informações e dados apresentados a seguir se fazem necessários.

3.2 LOCALIZAÇÃO

O Distrito Federal ocupa, no Centro-Oeste do Brasil, uma área de 5814 km², na qual 43 km² são de águas internas. Limita-se ao norte e ao sul pelos paralelos de 15°30' e 16°03', e a leste pelos rios Preto e Descoberto, próximo aos meridianos 47°25', longitude extremo leste, e 48°12', longitude extremo oeste.

A cidade de Brasília, situa-se na unidade Federal do Distrito Federal, localizada no Planalto Central, a Fig. 3.1 mostra a localização do DF no mapa do Brasil.

A obra trata-se da nova sede da Polícia Rodoviária Federal em Brasília e contempla, além dos prédios de administração e garagens, a universidade corporativa da PRF. Trata-se de um conjunto de prédios de médio porte distribuídos em um lote de grande extensão



Figura 3.1 Localização do DF no mapa do Brasil

Encontra-se na Fig. 3.2 a localização da área

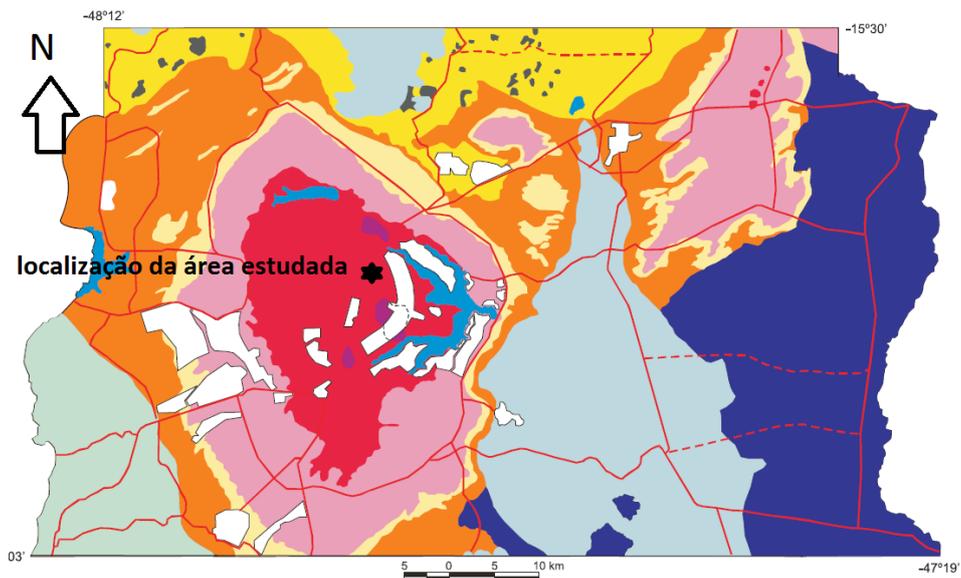


Figura 3.2 Localização da área em estudo - (modificado - Freitas-Silva & Campos, 1998).

O projeto de fundações destes prédios contempla cargas com amplitude variando entre 100 e 1600 kN. De forma geral a magnitude das cargas para as edificações, blocos, são menores e variam entre 100 kN e 600 kN, superando este carregamento apenas no castelo de água onde as cargas atingem 1600 kN.

A superfície do lote onde a obra foi implantada tem uma declividade de aproximadamente 4,0 m, inclinação levantada através das cotas apresentadas nos furos de sondagem.

3.3 ASPECTOS GEOLÓGICO DO LOCAL

Segundo Campos (2004), o Distrito Federal está dividido em quatro diferentes conjuntos litológicos que compõe o contexto regional geológico do DF, que inclui grupos Paranoá, Canastra, Araxá e Bambuí, e suas respectivas coberturas de solos residuais e coluvionares.

Cardoso (1995), afirma que a região do Distrito Federal está localizada no setor leste da Província Tocantins Estrutural, especificamente na porção centro-sul da faixa de dobramento de Brasília. Na área do plano piloto em Brasília, local onde a obra está situada, predomina as rochas do grupo Paranoá que possuem um grau de metamorfismo menor. Apresentam uma alternância de estratos de quartzitos com granulometria fina a média (unidade Q₃), metasiltito argiloso (unidade S), metarritmito arenoso (unidade R₃), metarritmito argiloso (unidade R₄) e ardósia (unidade A), conforme nomenclatura adotada por Freitas-Silva & Campos (1998).

A área de trabalho está situada na região onde a rocha passa por uma transição de camadas entre a ardósia e metasiltitos. A Fig. 3.3 apresenta o mapa pedológico do Distrito Federal com a definição da classe dos solos superficiais.

O relevo do Distrito Federal predomina grandes superfícies planas e suaves ondulações, conhecidas como chapadas, situadas acima da cota de 1.000 m. A altitude média situa-se em torno de 1.100 m, e o ponto mais alto a 1.349 m localizado na Chapada de Contagem. A área do Distrito Federal constitui-se por cerca de 57% de terras altas que se apresentam como dispersoras das drenagens que fluem para três bacias fluviais mais importantes do Brasil: Platina, Tocantins/Araguaia e a do São Francisco. Entre as bacias secundárias destaca-se a do rio Paranoá, onde situa-se o lago artificial do Paranoá criado com a cidade de Brasília (Novaes Pinto, 1993).

Diversos trabalhos desenvolveram-se visando estudar os solos do DF, sendo as primeiras fontes de informações encontradas no levantamento realizado pelo Serviço Nacional de Levantamento de Solos (EMBRAPA, 1978), no Levantamento de Solos da Região Geoeconômica de Brasília (EMBRAPA, 1983), no trabalho da RADAMBRASIL (1982), que incorporam essencialmente os dados do levantamento original e no trabalho de Reatto et al. (2004) de onde se obteve o mapa do Distrito Federal representado na Fig. 3.2.

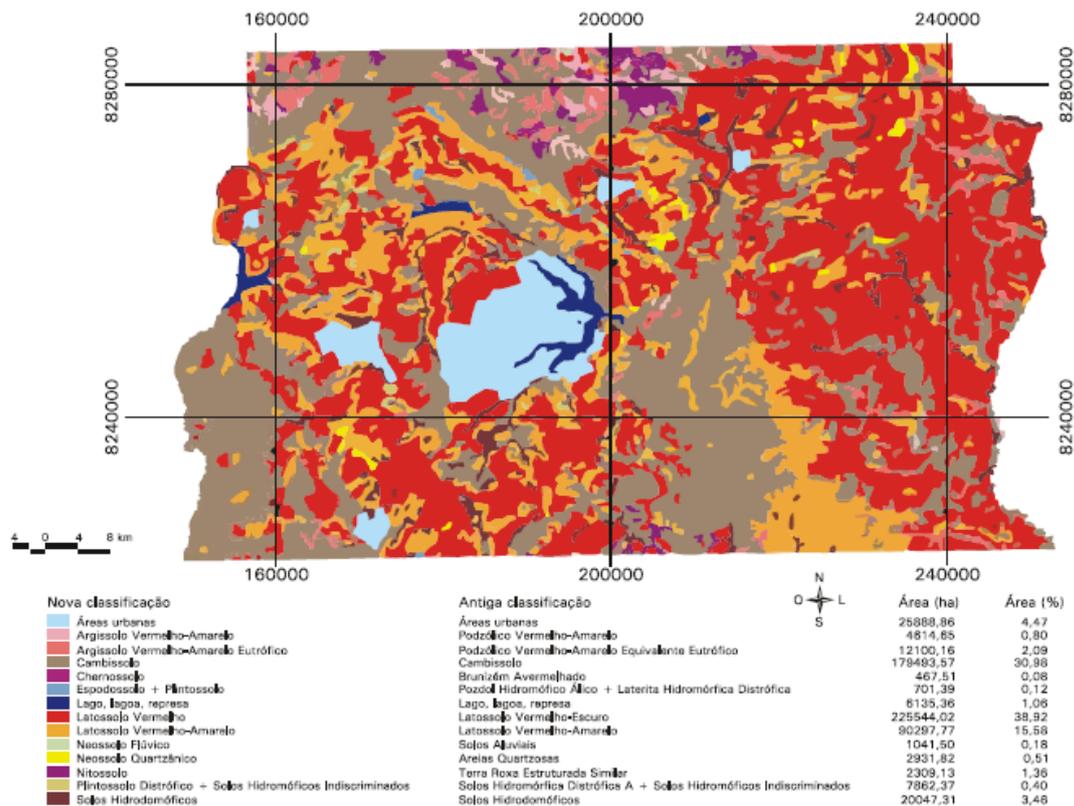


Figura 3.3 Mapa pedológico do Distrito Federal escala 1: 100.000 com legenda simplificada (EMBRAPA, 1978)

Existem três unidades de solos predominantes na região do Distrito Federal, que são denominadas pedologicamente de solos hidromórficos, cambissolos e latossolos. No entanto, a maior parte desta região, acima de 80%, é ocupada pelos latossolos que estão associados aos locais de ocorrência de rochas do grupo Paranoá. Estes solos são resultantes de intemperismo, principalmente químico, associado a processos de lixiviação e laterização. Este processo resulta na formação de espessas camadas detrito-lateríticas, silto-argilosas, avermelhadas, com elevado índice de vazios e baixos pesos específicos.

3.3.1 CLIMA

O clima do Distrito Federal na classificação de Koppen (CODEPLAN, 1984), enquadra-se nos tipos: tropical de savana e temperado chuvoso de inverno seco, e está caracterizado pela existência nítida de duas estações, seca e chuvosa. As estações chuvosa e seca são bem definidas e a utilização das variáveis de estado de tensão, no início do horizonte laterítico e no horizonte saprolítico, proporcionam mudança de comportamento no solo não-saturado. A alternância de estações faz com que ocorra intensa lixiviação dos finos do horizonte superficial, criando uma estrutura porosa e muito permeável, (Mota 2003).

Costa et al., (2012) apresentam em seu artigo dados de precipitação no Distrito Federal, partindo do estudo do climatologista Gausson e Bagnouls (1953), que considera o mês seco quando o mesmo apresenta uma precipitação, em mm de chuva, menor que duas vezes o valor da temperatura média, em °C ($P < 2T$ °C). Portanto, o mês úmido será aquele em que a precipitação, em mm, for maior que duas vezes o valor da temperatura média, em °C ($P > 2T$ °C). Tomando como base nesse estudo, o Distrito Federal tem o período seco entre maio e setembro, e o período úmido os outros meses do ano (outubro a abril). O índice de precipitação no período seco fica entre 100 a 400 mm para a média do período.

Com os dados apresentados pelos autores Costa et al. (2012), do período de 1974 a 2008, a Fig. 3.4 apresenta a média pluviométrica do Distrito Federal e o período da realização das sondagens ocorridas na obra em estudo.

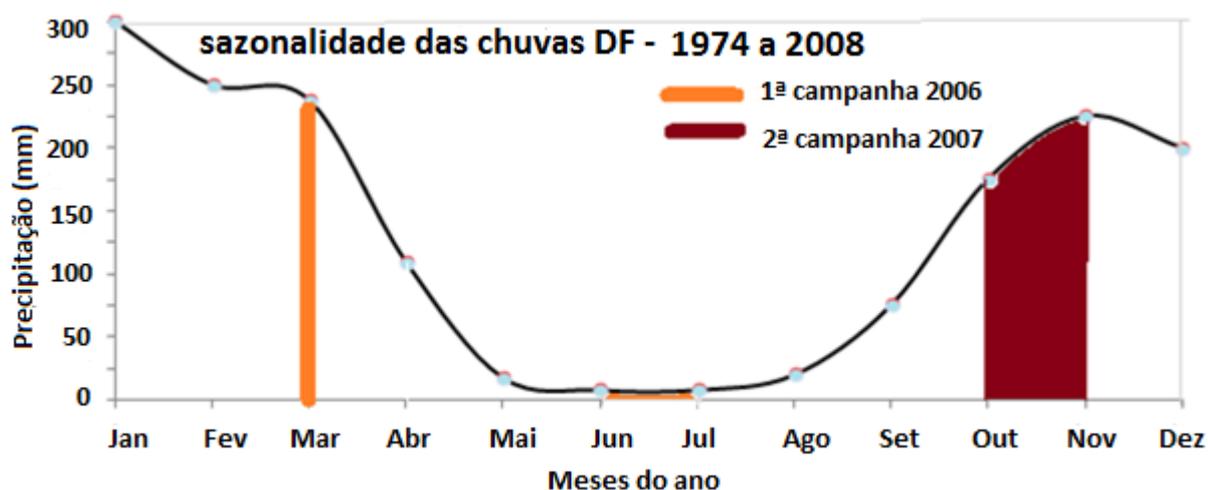


Figura 3.4 Período seco e período úmido Distrito Federal – média (1974 a 2008)

Na 1ª campanha das sondagens realizaram-se 5 furos de SPT no mês de março de 2006, onde a precipitação é alta, e o mês é antecedido por um período chuvoso; os demais furos realizaram-se nos meses de junho e julho de 2006, período de menor precipitação na região. Na 2ª campanha das sondagens os ensaios concentraram-se nos meses de outubro e novembro de 2007, período em que a precipitação se manteve em elevação e com valores médios próximos aos que ocorreram no mês de março.

Pelo gráfico da figura 3.4 observa-se que no início da 1ª campanha o solo se encontrava com maior umidade, diferente dos furos ocorridos no mês de junho e julho (2006) período de baixa precipitação podendo-se afirmar que o solo se encontrava com pouca ou quase nenhuma umidade, uma vez que a estação chuvosa havia se encerrado e a estação seca encontrava-se no seu ponto mais crítico.

Na mesma figura nota-se que os furos da 2ª campanha ocorreram no período onde a precipitação se equipara ao do início da 1ª campanha, ou seja, se encontrava na estação chuvosa.

Coimbra (1987) estimou que cerca de 12% da precipitação total infiltram na zona vadosa e alcançam a zona saturada do aquífero. A evapotranspiração real anual fica em torno de 900 mm e, nos meses de maio a setembro apresenta déficit hídrico, e no período chuvoso apresenta superávit.

3.3.2 DADOS GEOTECNICOS

A micromorfologia destes solos profundamente intemperizados revela que os mesmos são formados por agregados de matriz fortemente argilosa, interligados entre si e a grãos de quartzo (areia) por pontes de argila, com índice de vazios entre 1 e 2, (Cardoso, 1995), com “altos índices de vazios e consequentemente baixos pesos específicos, chamado pelos geotécnicos locais de argila porosa”. Este aspecto confere aos solos locais uma alta permeabilidade (10^{-3} m/s a 10^{-4} m/s) e um comportamento drenado similar aos solos granulares finos, apresenta baixa resistência à penetração, SPT variando de 1 a 6 golpes, (Guimarães e Camapum de Carvalho, 2003) e Guimarães (2002). Apesar do alto teor de argila, o solo apresenta porosidade e permeabilidade similar a dos solos arenosos. Devido à sua alta porosidade e tipo de ligações cimentíceas, estes apresentam uma estrutura instável quando submetidos a aumento de umidade e/ou a alteração do estado de tensões, apresentando quase sempre uma brusca variação de volume, denominada “colapso”, daí a denominação “colapsível” tipicamente atribuída a estes materiais, (Cardoso, 1995).

Araki (1997) e Guimarães (2002) mostraram que o reumedecimento do solo após perda de umidade provoca a queda dos parâmetros de resistência. Guimarães (2002) mostrou ainda, que a aplicação de carregamento cíclico no solo conduz à elevação dos parâmetros de resistência.

Mudanças significativas de umidade podem resultar em alteração na capacidade de carga das estacas em fundações profundas. Mota (2003), constatou em seu estudo realizado no Campo Experimental da UnB, Brasília-DF, que os perfis de umidade de campanhas realizadas entre período chuvoso e seco (diferentes estações do ano), que os mesmos são efetivamente influenciados pela sazonalidade. Pode-se concluir que ensaios de campo realizados em solos não saturados sofrem influência direta da variabilidade sazonal. Estas variações interferem na avaliação de parâmetros geotécnicos, seja por retroanálise de provas de carga e/ou por estimativa via ensaios de campo.

O manto de intemperismo encontra-se quase sempre em condições não saturadas e, em condições naturais, o lençol freático, se situa normalmente na zona mosqueada ou mesmo no contato mais impermeável da camada de solo saprolítico, (Camapum de Carvalho e Gitirana Jr. 2005).

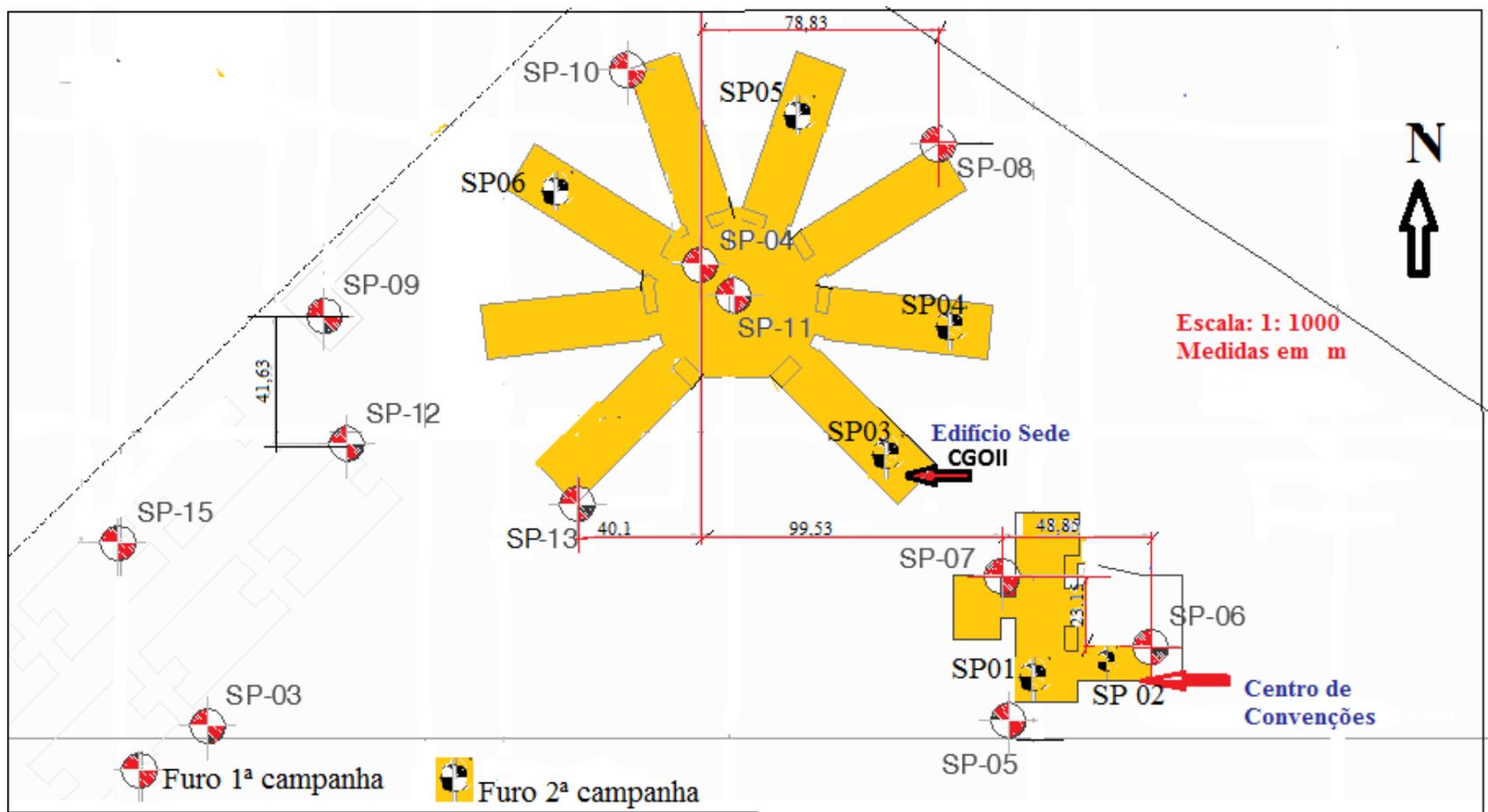
Os horizontes destes solos são poucos diferenciados, com pequena variação no teor de argila e quase ausência das bases cálcio, magnésio, potássio, sódio e sílica, devido ao processo de lixiviação, caracterizando-se pela predominância de argilominerais do tipo caolinita e, presença de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio restando, materiais em avançado estado de intemperismo que, apresentam uma estrutura porosa com partículas geralmente ligadas por pontes de argila, (Camapum de Carvalho et al., 1996), que confere a formação de uma estrutura fortemente granular de tamanho aproximado de grãos de areia, (Mendonça et al., 1994).

As fundações profundas em particular, no Distrito Federal, são utilizadas para atravessar o manto superficial que possui uma estrutura porosa e colapsável. A espessura desse manto superficial poroso pode chegar a valores superiores a 20 m, sendo recomendadas fundações profundas mesmo para pequenos carregamentos, pois os solos colapsam por aumento do grau de saturação para pressões em alguns casos de apenas 6,0 kPa, Mortari (1994) citado por Melo e Camapum (2003).

3.4 SONDAGEM À PERCUSSÃO SPT

Na Fig. 3.5 encontra-se a localização dos furos dos ensaios de sondagens de SPT das duas campanhas de sondagens. Segundo o Relatório Técnico (2007), apresentado ocorreram duas campanhas de sondagens do tipo SPT realizados por empresas diferentes, em estações diferentes, citados anteriormente. A 1ª campanha ocorreu no período de março a julho de 2006, com a execução de 21 (vinte e um) furos de sondagem de reconhecimento.

A NBR 6484 (2001), diz que: " Quando o avanço da perfuração com emprego do trado helicoidal for inferior a 50 mm após 10 minutos de operação, ou nos casos de solos aderentes ao trado, passa-se ao método de perfuração por circulação de água, também denominado por lavagem. Estes casos, considerados especiais, devem ser devidamente justificados no relatório". Belincanta et al. (2010) cita que embora a norma brasileira recomende que a perfuração até o nível de água subterrânea deva ser feita com trado helicoidal, há casos em que se adota a perfuração por circulação de água mesmo acima do nível de água subterrânea, o que é feito



Furo da 1ª Campanha – março de 2006 período chuvoso (umidade elevada); junho e julho de 2006 período seco (baixa umidade)

Furo 2ª Campanha – outubro e novembro de 2007 após a seca (umidade crescente)

Figura 3.5 Localização dos furos (SP) do ensaio tipo SPT da primeira e segunda campanha de sondagem - Croqui de Sondagem Modificado

quando da presença de solo de elevada resistência ou quando da existência de solo não aderente ao trado helicoidal.

Na obra em estudo, o processo utilizado foi o de Percussão, NBR 6484 (2001) sem circulação de água e protegidas por um revestimento de 76,20 mm de diâmetro nominal. As amostras dos furos de sondagem foram feitas mediante a retirada de amostras com cravação de um amostrador padrão de 34,90 mm e 50,80 mm de diâmetro interno e externo respectivamente.

Anotou-se durante a cravação o número de golpes de um peso de 65 kg, que caiu em queda livre de uma altura de 75 cm, para cravar 30 cm finais de amostrador.

A segunda campanha de sondagem ocorreu em locais especificamente definidos, a fim de melhor avaliar o perfil do subsolo nos locais onde estavam sendo executadas as fundações e onde havia uma maior quantidade de estacas a serem executadas, no período de outubro a novembro de 2007. As sondagens foram executadas e distribuídas no Centro de Convenções e no Edifício Sede. Os resultados destas novas sondagens indicaram que, embora os perfis do subsolo, tipo e variedade das camadas fossem semelhantes aos das sondagens anteriores, os valores N_{SPT} das respectivas camadas eram consideravelmente maiores, mas o nível impenetrável do solo encontrava-se ainda mais profundo, Relatório (2007).

3.5 ESTAQUEAMENTO

As fundações da obra consistem em estacas pré-moldadas adquiridas junto à INCOPRE, estacas protendidas poligonais do tipo hexagonal, seção de 17 cm, 20 cm, 24 cm e 27 cm, concreto $f_{ck} \geq 35$ MPa, coeficiente da ponderação das ações (esforços) $Y_f \geq 1,5$, carga efetiva de protensão de 2600 kg, aço CP 175RB e estacas armadas circulares, Fig. 3.6, com diâmetro externo 33 cm, concreto $f_{ck} \geq 35$ MPa, coeficiente da ponderação das ações (esforços) $Y_f \geq 1,6$, aço 50A e 60B. A Tab. 3.1 apresenta as especificações técnicas mais relevantes das estacas utilizadas na obra em estudo encontradas na página da internet da INCOPRE.



Figura 3.6 Estacas circulares INCOPRE - site INCOPRE

Tabela 3.1 Especificações técnicas das estacas da INCOPRE - site INCOPRE Modificada

Estacas protendidas poligonais					
Tipo Hexagonal (seção plena)	Diagonal	Peso Nominal	Capacidade trabalho	Perímetro	Área seção concreto
17	17 cm	51 kg/m	200 kN	51 cm	188 cm ²
20	20 cm	69 kg/m	300 kN	60 cm	260 cm ²
24	24 cm	97 kg/m	400 kN	72 cm	374 cm ²
27	27 cm	119 kg/m	500 kN	81 cm	474 cm ²
Estacas armadas circulares					
Tipo Circular (diâmetro externo)	Esp. da Parede	Peso Nominal	Capacidade trabalho	Perímetro	Área seção concreto
33 cm	7,5 cm	146 kg/m	800 kN	104 cm	601 cm ²

A fundação da obra em estudo iniciou-se pelo Centro de Convenções uma vez que, a área de implantação estava com os serviços de terraplenagem em estágio avançado e trata-se de um edifício de menor porte e isolado, com uma boa frente de obras, sem impactar o estudo na época para avaliar a viabilidade de mudança do tipo de fundações para estaca hélice contínua. Descartou-se o estudo pelo aparente bom andamento da execução de estacas pré-moldadas nesse edifício e, por constatar-se a indisponibilidade de equipamentos para a execução de estacas do tipo hélice contínua no mercado naquele momento.

A cravação das estacas iniciou-se no final de agosto de 2007 até o início de outubro do mesmo ano, quando paralisou-se o serviço. Cravaram-se 99 estacas no Centro de Convenções e outras 24 cravadas no módulo CGO II do Ed. Sede, totalizando 123 estacas cravadas.

As estacas foram cravadas com martelo do tipo "queda livre" com características apresentadas na Tab. 3.2. Verifica-se que para as 123 estacas cravadas utilizaram-se 3 bate estacas diferentes.

Tabela 3.2 Característica dos bate estacas

Bate Estacas	Bate estaca na cravação			Bate estaca na recravação
Peso do Martelo (kg)	1.600	2.120	2.000	2.000 - 2.500 - 3.200
Altura de Cravação (m)	0,30 – 0,40	0,30	0,30 – 0,40	0,40 - 0,50
Área de Trabalho	Centro Convenções	Edifício Sede	Edifício Sede	Centro Convenções e Edifício Sede

Para facilitar a nomenclatura as estacas utilizadas no edifício Centro de Convenções apresentam-se com a legenda "CC" e as do edifício Sede, com a legenda "ES", ambas seguidas de números arábicos.

As seções das estacas ensaiadas encontram-se na Tab. 3.3. As características e os resultados das estacas cravadas estão apresentadas na Tab. 3.4 inclusive as estacas que quebraram e as que foram recravadas.

Dados não informados (NI) na tabela 3.4 deve-se pela ausência das mesmas no banco de dados disponibilizado para o estudo realizado.

As profundidades alcançadas na cravação das 123 estacas, variaram entre 10 e 17 m, tanto para o Centro de Convenções como para o Edifício Sede. Estes valores encontram-se abaixo do especificado, de aproximadamente 24 a 29 m, no relatório técnico de consultoria disponibilizado pelo Departamento de Polícia Rodoviária Federal (DPRF), embora que as negas especificadas em projeto tenham sido alcançadas.

No Apêndice B, encontra-se uma tabela de controle das estacas cravadas na primeira etapa da obra, no período de agosto a outubro de 2007.

Tabela 3.3 Seção das estacas ensaiadas

Estaca	Seção (cm²)	Diâmetro (cm)
CC01	180	17
CC02	260	20
CC03	188	17
CC04	374	24
CC05	260	20
CC06	260	20
CC07	188	17
CC08	188	17
ES01A	854,8	33
ES01B	854,8	33
ES02	260	20
ES03	188	17
ES04	374	24
ES05	374	24
ES06	476	27

Interromperam-se os serviços de cravação por solicitação da fiscalização. Suspeitou-se e confirmou-se que a capacidade de carga das estacas na profundidade em que foram assentadas, com nega adequada, era insuficiente para as cargas de projeto.

Diante da constatação, contratou-se a execução da 2ª campanha de sondagens SPT em locais pré-definidos para, melhor avaliar o perfil do subsolo nos locais onde executavam-se as fundações e, onde encontravam-se a maioria das estacas cravadas.

Tabela 3.4 Informações das estacas cravadas e ensaiadas

Estaca	Seção (cm ²)	Martelo (kN)		Altura queda cravação (m)	Nega cravação (mm/gol pe)	Datas (ano de 2007)		Ensaio		Profundidade (m)				Quebrou recavação
		cravação	Recravação			cravação	recravação	PCE ¹	PCD ²	cravação	recravação	PCE	PCD	
CC01	188,0	NI	-	NI	0,08	20.09	-	28.11	-	14,0	-	11,6	-	-
CC02	260,0	15	20	0,4	0,1	20.09	29.10	-	29.10	12,1	5,0	-	12,5	Sim
CC03	188,0	15	20	0,4	0,1	19.09	27.10	-	29.10	11,5	5,0	-	16,0	Não
CC04	374,0	15	-	0,6	0,15	15.09	-	-	29.10	11,9	-	-	13,0	-
CC05	260,0	NI	-	NI	0,1	04.09	-	04.12	-	15,8	-	16,3	-	-
CC06	260,0	20	20	0,4	0,1	17.09	26.10	-	29.10	11,5	6,0	-	15,5	Sim
CC07	188,0	15	-	0,4	0,1	02.10	-	-	29.10	10,5	-	-	10,5	-
CC08	374,0	15	20	0,6	0,1	28.09	26.10	-	29.10	12,0	3,0	-	13,0	Não
CC09	188,0	NI	20	NI	0,1	13.09	25.10	-	-	10,5	11,0	-	-	Sim
ES01A	854,8	15	15	0,7	0,1	05.10	-	19.12	-	15,0	-	21,0	-	-
ES01B	854,8	15	-	0,7	0,1	05.10	-	18.12	30.10	15,4	-	15,8	15,5	-
ES02	260,0	15	-	0,4	0,05	01.10	-	-	30.10	12,0	-	-	12,4	-
ES03	188,0	15	-	0,4	0,04	28.09	-	-	19.10	10,5	-	-	11,5	-
ES04	260,0	15	20	0,4	0,08	28.09	18.10	-	18.10	11,4	3,6	-	11,8	Não
ES05	(³)	15	-	0,7	0,1	02.10	-	06.12	30.10	14,85	-	14,2	15,3	-
ES06	474,0	NI	-	NI	0,1	04.10	-	12.12	-	17,6	-	17,8	-	-
ES07	474,0	15	32	0,7	0,1	03.10	05.11	-	Dan ⁴	17,7	2,1	-	-	Sim
ES08	260,0	NI	32	NI	NI	02.10	01.11	-	-	17,0	2,5	-	-	-
ES09	260,0	NI	32	NI	NI	03.10	01.11	-	-	14,2	3,8	-	-	-
ES10	374,0	NI	32	NI	NI	03.10	01.11	-	-	14,4	3,9	-	-	-
ES11	260,0	NI	32	NI	NI	02.10	08.11	-	-	13,0	2,0	-	-	-

(¹) Prova de Carga Estática - (²) Prova de Carga Dinâmica - (³) Utilizou-se a Seção transversal diferente na PCE (374,0) e PCD (474,0) - (⁴) danificada

3.6 PROVAS DE CARGA

Das 123 estacas cravadas escolheram-se 6 estacas para realizar as provas de carga estáticas (PCE) e 12 estacas para as provas de carga dinâmicas (PCD). A caracterização dessas estacas encontram-se na tabela 3.3.

Apenas 2 dessas estacas escolhidas para os ensaios, a ES01B e ES05 foram submetidas aos dois tipos de ensaio como pode-se constatar na tabela 3.4, as demais submeteram-se a apenas um dos ensaios. No entanto, a seção transversal da ES05 informada à PCD (CAPWAP) não condiz com a seção da PCE, e como a seção transversal é um dado de entrada da análise CAPWAP, não será possível a análise comparativa para a ES05.

A disposição das estacas ensaiadas e dos furos do SPT da obra está apresentada na Fig. 3.7 e na Fig. 3.8. Nelas podem-se identificar onde se localizam as PCE, as PCD e a distância destas estacas ensaiadas com os furos de SPT mais próximo.

3.6.1 ENSAIO DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS

Os resultados das provas de carga estática utilizadas neste estudo foram executadas no período de novembro a dezembro de 2007, em conformidade com a Norma Brasileira MB-3472, na modalidade SML – *Slow Mainted Load* (estática com carregamento lento). Realizaram-se 6 provas de carga estática, sendo 2 no Centro de Convenções e 4 no Edifício Sede. No anexo 1 encontra-se o relatório.

Na estaca ES01A a prova de carga estática realizou-se com um pré-furo com o objetivo de aliviar o atrito lateral para atingir na cravação camadas mais profundas, de maior resistência. Por apresentar comportamento diferente das demais estacas ensaiadas, a mesma não será usada para comparação com as demais.

Utilizou-se como dispositivo de aplicação de carga macacos Pontemac com capacidade para 1000 kN, para a leitura dos deslocamentos do topo da estaca 02 manômetros novos aferidos com 02 extensômetros, Starret: 0,01 mm e curso de 160 mm e 02 extensômetros, Digimess: 0,01 mm e curso de 35 mm. A fixação dos extensômetros nas vigas foi feita por bases metálicas poliarticuladas, especiais para este fim representadas na Fig. 3.9 (Relatório, 2008).

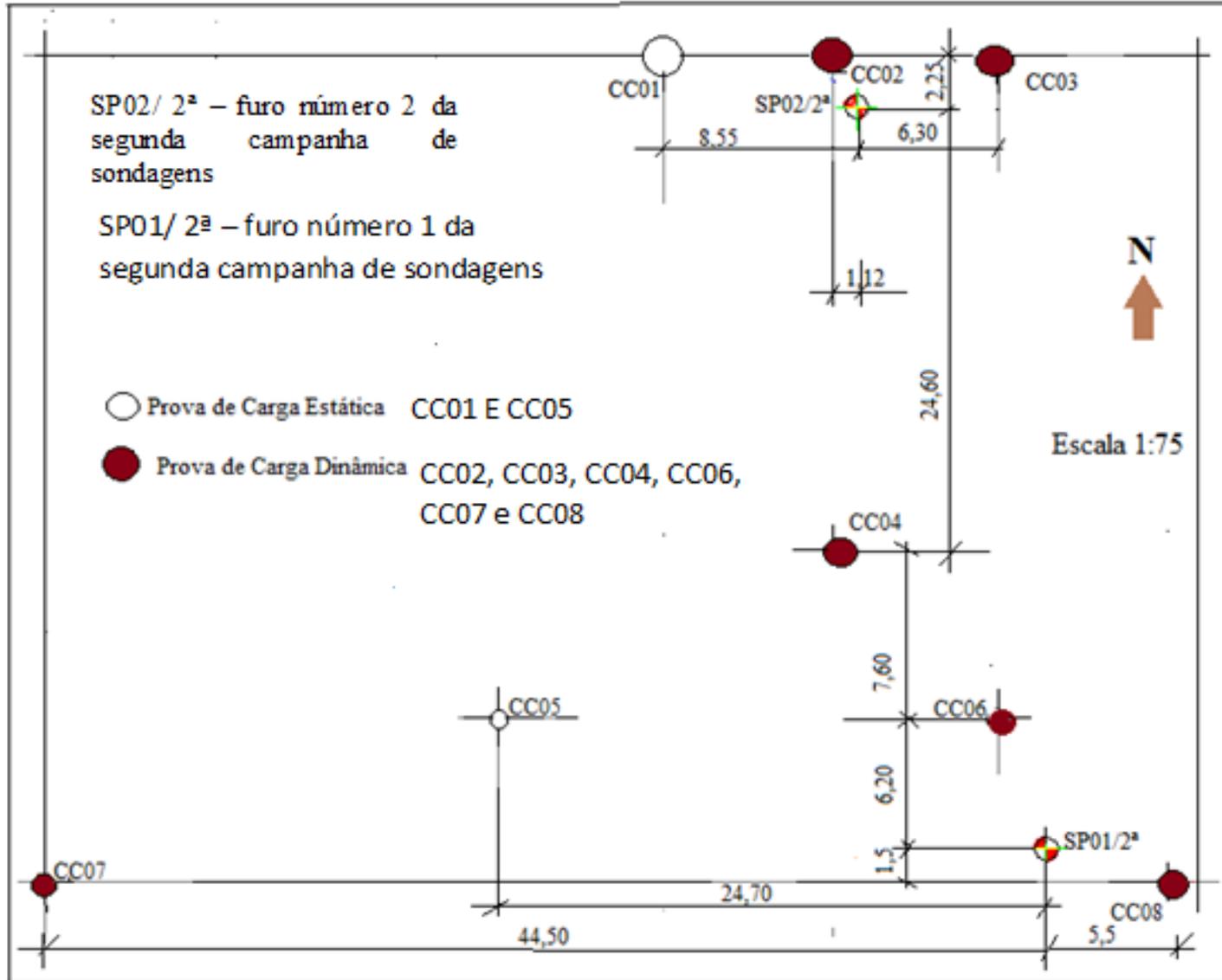


Figura 3.7 Locação dos ensaios no Edifício Centro de Convenções - Planta dos Pilares e Fundação Modificada

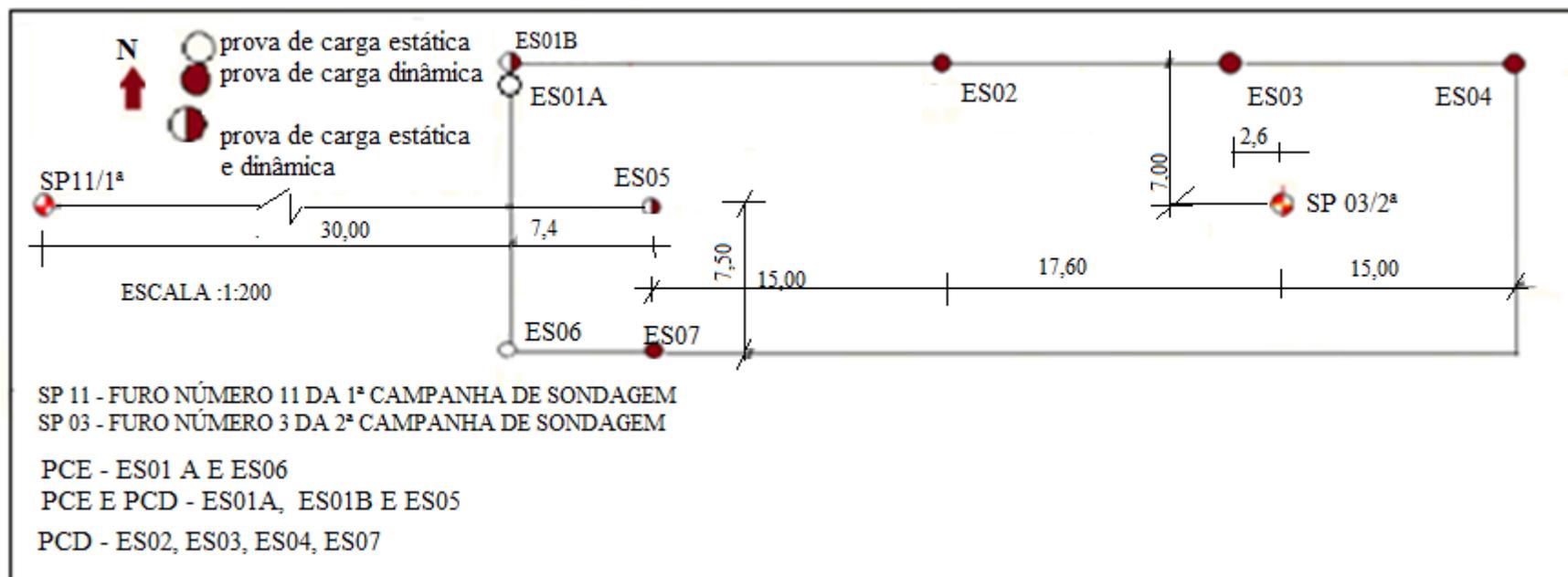


Figura 3.8 Localização dos ensaios no Edifício Sede - Planta de Fundação Modificada

Compôs-se o sistema de reação por dois tubulões com 13 m de profundidade, 0,60 m de fuste e a base com medidas de 115 cm, 140 cm, 160 cm, 180 cm e 225 cm respectivamente para as seções de 17 cm, 20 cm, 24 cm, 27 cm e 33 cm. Na Fig. 3.10 pode-se ver o corte do esquema da montagem da prova de carga, (Relatório, 2008).



Figura 3.9 Posicionamento dos extensômetros e manômetros

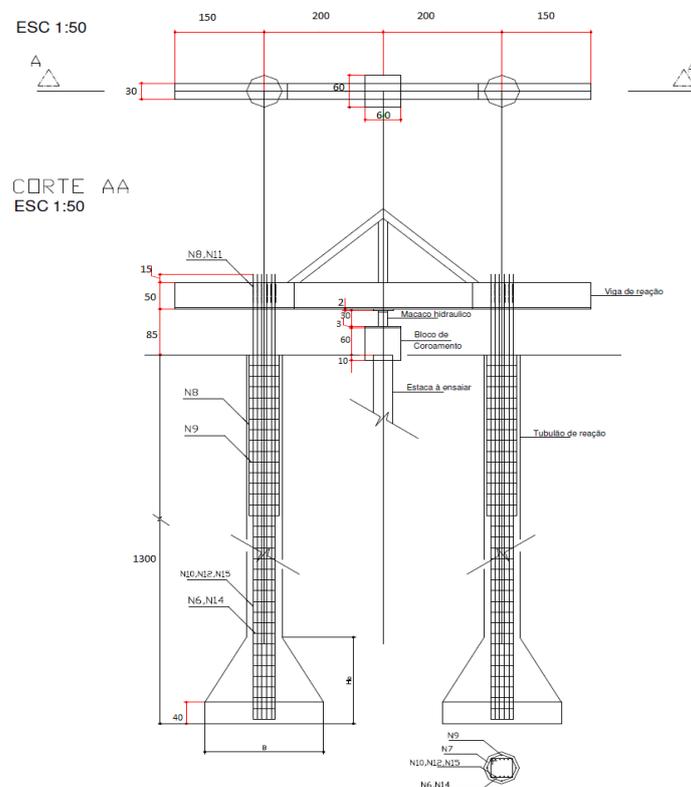


Figura 3.10 Corte esquematizado da prova de carga – Relatório PCE 2008

Segundo o Relatório Técnico (2007), emitido pela empresa construtora da obra, em dezembro de 2007, as PCE ocorridas no CC01 e CC05 sofreram ruptura com carregamentos coerentes aos teoricamente calculados por métodos consagrados, de acordo com os comprimentos de cravação alcançados para cada estaca. No mesmo relatório, citam que levando em conta os dados preliminares das provas de carga estáticas executadas percebe-se que os resultados reais obtidos estão coerentes com os resultados teóricos calculados, conforme estudo preliminar apresentado pela Construtora.

Na Tab. 3.5 encontra-se os dados utilizados para a realização dos ensaio das provas de carga estática, fornecidos no relatório do Ensaio de Prova de Carga Estática da obra em estudo, e a distância das estacas ensaiadas do furo de sondagem mais próxima, obtidas pela planta de locação da fundação da obra

Tabela 3.5 – Dados das provas de carga estática - relatório PCE da obra

Estaca	Sondagem mais próxima SPT	Data Ensaio	Distância(*) do SPT a estaca ensaiada (m)	Carga (kN)	
				Projeto	Última PCE
CC01	SP02 (2ª campanha)	18-24 outubro/2007	8,55	200	199,2
CC05	SP01 (2ª campanha)	16-18 outubro/2007	24,7	300	420,0
ES01A	SP11 (1ª campanha)	19 julho/2006	30,00	800	1280
ES01B	SP11 (1ª campanha)	19 julho/2006	30,00	800	710,0
ES05	SP03 (2ª campanha)	24-31 outubro/2007	32,60	400	720,0
ES06	SP11 (1ª campanha)	19 julho/2006	30,00	500	760,0

(*) Distâncias aproximadas retiradas em linha reta.

3.6.2 PROVAS DE CARGA DINÂMICA (PCD)

Observou-se durante a execução das provas de carga dinâmica, que algumas das estacas que estavam cravadas, quando da execução das provas de carga, acabavam por sofrer deslocamentos maiores que as negas alcançadas durante o processo normal de cravação. Este fato pode ser explicado por alguns fatores, dentre eles a característica do bate-estaca (principalmente do peso do martelo) utilizado para execução dos testes, e também de características geotécnicas do solo de fundação (Relatório Técnico, 2007).

Diante do fato, decidiu-se por proceder a recravação de algumas estacas. Das 12 estacas que foram recravadas, 8 quebraram-se e apenas 4 mantiveram-se íntegras, apresentadas na tabela 3.6. Nenhuma delas alcançou a profundidade especificada.

Realizou-se provas de carga dinâmica (PCD) em 12 estacas, sendo 6 no Centro de Convenções (CC) e 6 no Edifício Sede (ES), distribuídas conforme apresentado na figura 3.7 e na figura 3.8.

Os ensaios ocorreram no mês de outubro de 2007, incluindo todas as seções de estacas utilizadas na obra. Utilizou-se bate-estacas com martelo de queda livre de 20 kN. Os golpes foram amortecidos por cepo e coxim de madeira, posicionado em um capacete metálico. As estacas estavam assente em uma profundidade de cravação variando de 10,5 m a 17,6 m. Os resultados não foram satisfatórios, apesar de apresentarem valores um pouco melhores do que os esperados, segundo o Relatório Técnico (2007).

As provas de carga dinâmicas foram executadas segundo a metodologia de energia crescente e de acordo com a NBR 13.208 e ASTM D 4945-89, segundo o relatório do ensaio. As características dessas provas de carga encontram-se na Tab. 3.6.

Para a instrumentação fixou-se um par de transdutores de deformação específica e de um par de acelerômetros. Instalou-se os pares de sensores, em posição diametralmente oposta, que compensa os efeitos de excentricidade que possam ocorrer quando da aplicação dos golpes do martelo.

No relatório da PCD emitido em novembro de 2007, relata-se que a monitoração dos sinais dos sensores e os armazenamentos realizaram-se através de um Analisador de Cravação de Estacas (PDA), fabricado pela Pile Dynamics, modelo PAX, munido de cartão PCEMCIA. Os dados foram transferidos para um computador, efetuando-se ajustes de velocidade de propagação da onda, análise de integridade do elemento estrutural e a avaliação da capacidade de suporte, métodos CASE E CAPWAP®.

Ajustaram-se os sinais, previamente às análises, tendo-se obtido a velocidade de propagação da onda das estacas ensaiadas com base na proporcionalidade entre o sinal de força e velocidade até o primeiro pico e/ou através da resposta de ponta. A velocidade de onda encontrada situou-se entre 3.400 e 4.000 m/s, relatório da PCD (2007).

Analisou-se o comportamento das estacas ensaiadas com o programa CAPWAP®. Esse tipo de análise é um processo iterativo, o qual envolve os sinais de força e velocidade medidos em campo, estimativas das resistências estáticas do solo e parâmetros dinâmicos da estaca e do terreno.

Na avaliação dos registros dinâmicos, empregou-se análises numéricas do tipo CAPWAP®, pelo método “**melhor ajuste**”, onde o usuário do programa interfere nos parâmetros buscando o melhor ajuste do modelo simulado com os dados obtidos em campo.

Utilizaram-se os resultados das análises CAPWAP® para estimar os fatores de amortecimento (Jc) do método CASE (máxima resistência - RMX), aplicáveis aos demais golpes das estacas.

Tabela 3.6 Dados das Provas de Carga Dinâmica - Relatório PCD, 2007

Estaca	Carga trabalho geotécnica (kN)	SPT mais prox. (1)	Dist. SPT a estaca ensaiada (m)	Martelo (kN)			Altura queda (m)		Nega (mm/golpe)		Datas (ano de 2007)			Comprimento			Quebra recra.
				Na crava (2)	Ao recra (3)	PCD	Ao cravar	PCD	Ao cravar	PCD	Na crava	Na recra	PCD	Na crava	Na recra	PCD	
CC02	250	SP02	2,25	15	20	20	0,4	0,4	0,10	4,0	20.09	29.10	29.10	12,1	5,0	12,5	Sim
CC03	200	SP02	6,30	15	20	20	0,4	0,6	0,10	11,0	19.09	27.10	29.10	11,5	5,0	16,0	Não
CC04	400	SP01	13,80	15	-	20	0,6	0,6	0,15	8,5	15.09	-	29.10	11,9	-	13,0	-
CC06	300	SP01	6,20	15	20	20	0,4	0,6	0,10	6,0	17.09	26.10	29.10	11,5	6,0	15,5	Sim
CC07	200	SP01	44,50	15	-	20	0,4	0,6	0,10	20,0	02.10	-	29.10	10,5	-	10,5	-
CC08	300	SP01	5,50	15	20	20	0,6	1,2	0,10	3,0	28.09	26.10	29.10	12,0	3,0	13,0	Não
ES01B	800	SP11	30,00	15	-	20	0,7	0,6	0,10	2,0	05.10	-	30.10	15,4	-	15,5	-
ES02	200	SP03	17,60	15	-	20	0,4	0,6	0,05	2,0	01.10	-	30.10	12,0	-	12,4	-
ES03	200	SP03	7,00	15	-	20	0,4	0,8	0,04	2,0	28.09	-	19.10	10,5	-	11,5	-
ES04	250	SP03	15,00	15	20	20	0,4	0,6	0,08	4,0	28.09	18.10	18.10	11,4	3,6	11,8	Não
ES05	500	SP03	32,60	15	-	20	0,7	1,0	0,10	10,0	02.10	-	30.10	14,8	-	15,3	-

(1) prox. = Próximo (2) crava = cravação

(3) recra = recravação

SP01, SP02 e SP03 – segunda campanha – outubro 2007

SP11 –primeira campanha – junho 2006

Tabela 3.7 Parâmetros para obtenção da previsão capacidade de carga

Estaca	Profundidade (m)	N _{SPT}	Aoki- Velloso		Décourt-Quaresma				Fórmula Dinâmica				Coeficiente de correção adotado (Cs)	
			K (MPa)	α (%)	F1	F2	C (kPa)	$\alpha = \beta$	Peso da estaca ¹ (kN)	Ep (Mpa)	h (cm)	S (cm/golpe)		
CC01	1 – 12	9	0,22	4,0	1,20	2,40	120	1	-	-	-	-		
CC02	1 - 13	6	0,22	4,0	1,25	2,50	120	1	8970	39157,1	40	0,0040		Holandeses 10
CC03	1 - 12	-	0,22	4,0	1,20	2,40	120	1	8160	33503,8	60	0,011		
	13 - 16	14	0,35	2,4										
CC04	1 - 12	-	0,22	4,0	1,30	2,60	120	1	12610	35339,3	60	0,0085		
	13	9	0,35	2,4										Dinamarqueses 2
CC05	1 - 12	-	0,22	4,0	1,25	2,50	120	1	-	-	-	-		
	13 - 16	22	0,35	2,4										
CC06	1 - 12	-	0,22	4,0	1,25	2,50	120	1	11040	29979,7	60	0,0060		
	13 - 16	22	0,35	2,4										
CC07	1 - 11	11	0,22	4,0	1,20	2,40	120	1	5610	28291,0	60	0,020		Brix 4
CC08	1 - 12	-	0,22	4,0	1,30	2,60	120	1	6630	31717,3	120	0,0030		
	13	9	0,35	2,4			120	1					Engine- ering	
ES01B	1 - 16	9	0,35	2,4	1,40	2,80	120	1	23360	31717,3	60	0,0020	Cs	6
ES02	1 - 13	13	0,22	4,0	1,25	2,50	120	1	8970	35339,3	60	0,0020	Ci	2,5
ES03	1-12	15	0,22	4,0	1,20	2,40	120	1	6120	35339,3	80	0,0040	η	7
ES04	1-12	15	0,22	4,0	1,25	2,50	120	1	8280	31717,3	60	0,0040		
ES05*	1-14	14	0,35	2,4	1,30	2,60	120	1	-	-	NI	-		
ES05**	1-14	14	0,35	2,4	1,34	2,68	120	1	16660	33503,8	100	0,0100		
ES06	1-18	10	0,35	2,4	1,34	2,68	120	1	-	-	-	-		

(¹) Peso da estaca na profundidade última da PCD

C_i= Coeficiente de impacto Ep= módulo de elasticidade (CAPWAP) η = fator de eficiência do sistema de cravação

ES05* Prova de carga estática, diâmetro = 24 cm

ES05** Prova de carga dinâmica = 27 cm

3.7 PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA

3.7.1 MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS (PROVA DE CARGA ESTÁTICA)

Para a previsão da capacidade de carga utilizaram-se os valores do ensaio de SPT e os métodos de Aoki-Velloso (1975) e do Décourt-Quaresma (1978, 1982) por serem amplamente utilizados nos escritórios de projeto de fundações, inclusive no exterior, (Cintra e Aoki, 2010), descritos no capítulo 2, cujos parâmetros encontram-se na Tab.3.7.

Empregou-se para o cálculo da previsão de capacidade de carga os valores de resistência à penetração (N_{SPT}) e os parâmetros do solo referente aos furos de sondagem, de maior proximidade com as estacas ensaiadas, apresentados na tabela 3.6.

3.7.2 FÓRMULAS DINÂMICA (PROVA DE CARGA DINÂMICA)

Para os cálculos com o emprego destas fórmulas obtiveram-se os valores de capacidade de carga, através das fórmulas dinâmica dos Holandeses, de Brix, Dinamarqueses e Engineering News Record. Os parâmetros inerentes as fórmulas dinâmicas encontram-se na tabela 3.7

CAPÍTULO 4 – ANÁLISE E RESULTADOS

Este capítulo trata-se dos resultados e das análises obtidas diretamente dos ensaios realizados e dos cálculos das fórmulas de previsão de capacidade de carga, sendo eles:

- Ensaio de sondagens
- Prova de Carga Estática
- Prova de Carga Dinâmica (análises CAPWAP® e Case).
- Previsão da Capacidade de Carga

4.1 SONDAGENS DE SIMPLES RECONHECIMENTO

Neste item encontram-se os perfis da primeira e segunda campanha de sondagem de simples reconhecimento. Também, apresenta-se a interpretação dos perfis referente aos furos próximos das estacas onde realizaram-se os ensaios de provas de carga estáticas e provas de carga dinâmicas, como pode ser visto nas figuras 3.7 e 3.8 do capítulo 3.

De maneira geral, do ponto de vista de classificação, na primeira campanha, as sondagens indicam que predomina no solo a argila porosa vermelha. A segunda fração deste solo pode ser o silte ou a areia dependendo do local. A consistência do material varia de mole a dura ou rija de acordo com a profundidade. Neste caso, a consistência não indica teor de umidade mas, facilidade de penetração do amostrador.

A Fig. 4.1 mostra o perfil dos valores de N_{SPT} da primeira campanha de sondagem de simples reconhecimento. Também é possível observar que os valores de N_{SPT} são homogêneos e igual a 2 para profundidades menores que 6 m. Contudo, em profundidades entre 6 m e 10 m o valor de N_{SPT} mantém-se baixo, apresentando crescimento acima de 10 m, porém, passa a ter crescimento acentuado acima de 20 m de profundidade. Pode-se ver que a profundidade máxima ensaiada em cada furo está entre 7 m e 35 m. A profundidade média do impenetrável variou por volta de 25 m.

Na Fig. 4.2 mostra o perfil dos valores de N_{SPT} da segunda campanha. Observa-se que, em geral, na profundidade de 10 m o valor do N_{SPT} passa a crescer, tornando mais acentuado em torno de 20 m de profundidade. De um modo geral os furos têm resultados bastante homogêneos. No resultado do ensaio de sondagem observou-se que o nível de água varia entre 12 m a 19 m de profundidade, sendo que a profundidade média do nível de água é de 15 m.

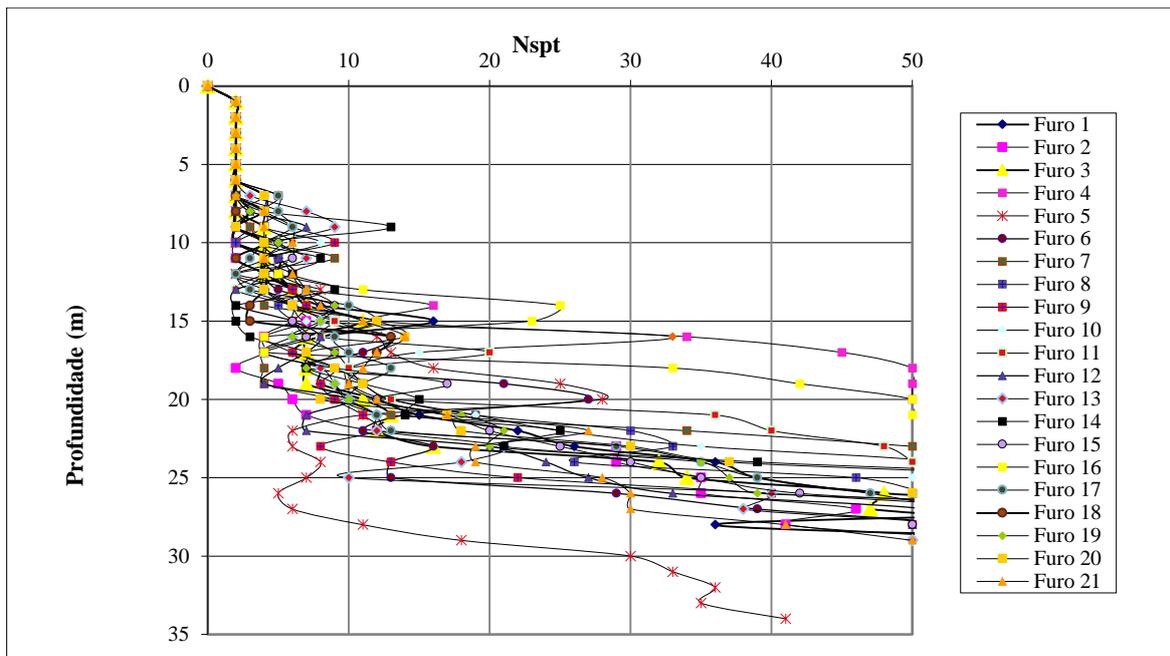


Figura 4.1 - Perfil primeira sondagem do índice de penetração no local da obra (Conciani, 2008- Modificado)

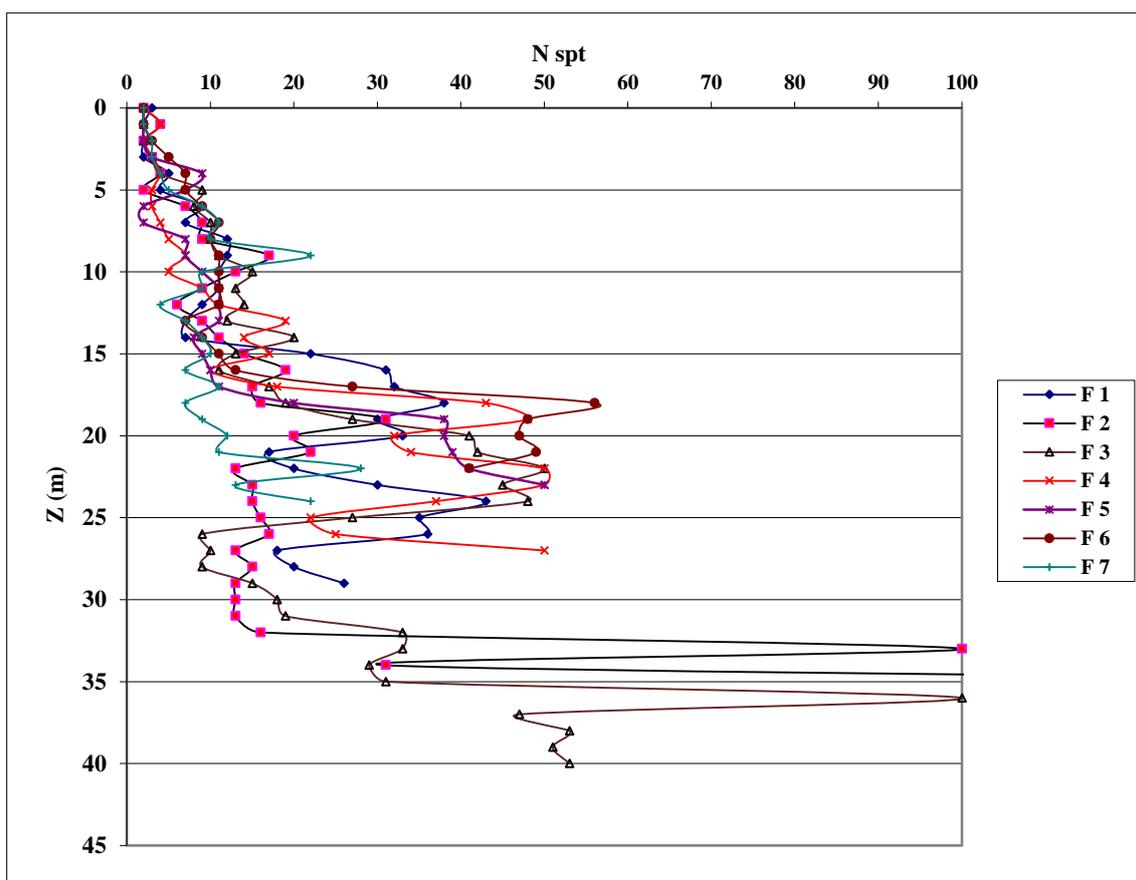


Figura 4.2 - Perfil segunda sondagem do índice de penetração no local da obra - (Conciani, 2008- Modificado).

Os resultados das novas sondagens apresentaram-se perfis do subsolo semelhantes, tipo e variedade das camadas aos das sondagens anteriores, já, os valores N_{SPT} das respectivas

camadas são consideravelmente maiores e, o nível impenetrável do solo foi determinado como ainda mais profundo, a média dos valores das duas campanhas pode-se verificar na Fig. 4.3 e na Tab. 4.1 onde os valores de dispersão entre a primeira e a segunda campanha apresentados evidencia que na segunda campanha a média dos valores obtidos são maiores em relação a primeira.

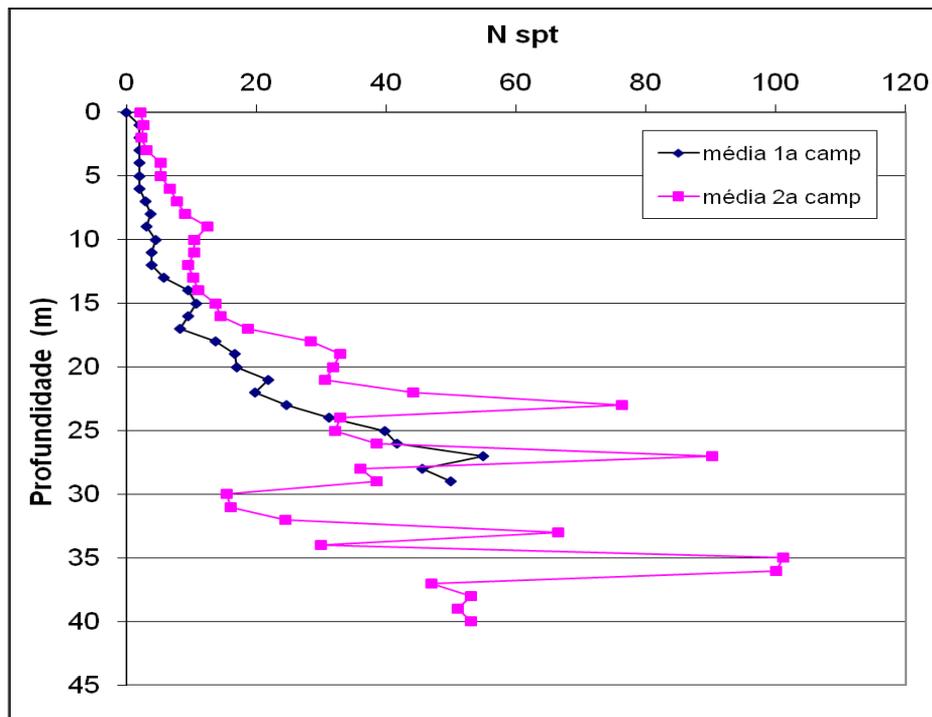


Figura 4.3 Comparação da média do resultado das duas campanhas de sondagens (Conciani, 2008-Modificado).

Na Tab. 4.1 e Tab. 4.2 encontram-se dados dos furos de sondagens referente as duas campanhas realizadas.

Tabela 4.1 Dados da sondagem por SPT da primeira campanha- empresa A

Furo	Data (2006)	Massa Martelo (kg)	Altura (cm)	Nível d'água
01	16/03 a 27/03			17,00 17,30
02	20/03 a 23/03			14,80 14,93
03	20/03 a 22/03			11,85 11,85
04	10/03 a 16/03			14,00 14,15
05	10/03 a 15/03	65	75	21,35 21,30
06	08/06 a 13/06			17,45 17,40
07	12/06 a 20/06			19,50 19,48
08	23/06 a 26/06			18,35 18,31
09	29/06 a 03/07			14,82 14,77

10	28/06 a 30/06	15,95	15,92
11	21/06 a 23/06	15,90	15,87
12	03/07 a 05/07	12,74	12,70
13	04/07 a 06/07	13,65	13,70
14	19/06 a 22/06	14,50	14,47
15	04/07 a 06/07	1,24	1,22
16	01/06 a 05/06		NFE
17	06/06 a 07/06	11,55	11,51
18	30/05 a 01/06	16,64	16,61
19	06/07 a 10/07		13,00
20	06/07 a 10/07	13,50	13,48
21	25/05 a 30/05	18,50	18,47

Tabela 4.2 Dados da sondagem por SPT da segunda campanha- empresa B

Furo	Data (2007)	Massa Martelo (kg)	Altura (cm)	Nível d'água
01	16/10 a 18/10			18,60 18,63
02	18/10 a 24/10			18,75 18,72
03	24/10 a 31/10			16,45 16,42
04	31/10 a 06/11	Não informado		15,84 15,82
05	09/11 a 12/11			15,50 15,45
06	13/11 a 16/11			11,67 11,65
07	16/11 a 20/11			12,25 12,30

O perfil do solo, referente aos furos localizados na proximidade das estacas ensaiadas estão representados nos gráficos que se seguem, sendo que no edifício Centro de Convenções, os furos de SPT mais próximo das estacas ensaiadas fazem parte da segunda campanha de sondagem mostrado na figura 3.7.

Os números dos furos são o SP01 e o SP02, e a interpretação dos perfis estão apresentados nas Fig. 4.4 e 4.5 respectivamente.

Observa-se no perfil de sondagem SP01, que este é composto, basicamente, por argila pouco siltosa e argila pouco arenosa. A camada superficial, até 12,0 m de profundidade, é classificada como argila pouco siltosa, com consistência muito mole a rija, resistência à penetração (N_{SPT}) variando entre 2 a 12 golpes. Abaixo desta camada, até 18 m, encontra-se uma camada de argila

Tabela 4.3 Variância entre os resultados médios do N_{SPT} entre as duas campanhas

z (m)	Média (N _{SPT}) 1ª Campanha	Variância 1ª Campanha	Desvio Padrão 1ª campanha	Coefficiente 1ª Campanha (%)	Variância	Média (N _{SPT}) 2ª Campanha	Variância 2ª Campanha	Desvio Padrão 2ª campanha	Coefficiente 2ª Campanha (%)	Variância
1	0,00	0,00	0,00	0		2,14	0,12	0,35		16,35
2	2,00	0,00	0,00	0		2,57	0,81	0,90		35,02
3	2,00	0,00	0,00	0		2,29	0,20	0,45		19,65
4	2,00	0,00	0,00	0		3,14	0,69	0,83		26,43
5	2,00	0,00	0,00	0		5,29	3,34	1,83		34,59
6	2,00	0,00	0,00	0		5,29	5,35	2,31		43,67
7	2,00	0,00	0,00	0		6,71	7,63	2,76		41,13
8	3,00	1,15	1,08	36,00		7,71	10,77	3,28		42,54
9	3,71	1,58	1,26	33,96		9,00	4,57	2,14		23,78
10	3,14	7,61	2,76	87,90		12,43	25,10	5,01		40,30
11	4,57	3,58	1,89	41,35		10,43	8,81	2,97		28,47
12	3,86	2,87	1,69	43,78		10,43	1,96	1,40		13,42
13	3,86	1,68	1,30	33,68		9,43	9,96	3,15		33,40
14	5,71	5,00	2,24	39,23		10,29	16,20	4,02		39,07
15	9,57	24,06	4,90	51,20		11,14	17,55	4,19		37,61
16	10,71	20,00	4,47	41,73		13,71	17,63	4,20		30,63
17	9,57	65,96	8,12	84,85		14,43	57,67	7,60		52,67
18	8,29	76,96	8,77	105,79		18,71	54,49	7,38		39,44
19	13,67	114,29	10,69	78,20		28,43	262,53	16,20		56,98
20	16,67	139,36	11,81	70,80		33,00	157,14	12,53		37,97
21	17,00	154,04	12,41	73,00		31,86	126,69	11,25		35,31
22	21,83	96,57	9,83	45,03		30,57	170,53	13,06		42,72
23	19,80	85,86	9,27	46,82		34,71	182,77	13,52		38,95
24	24,60	128,10	11,32	46,01		33,83	241,80	15,55		45,96
25	31,20	140,29	11,84	37,95		33,00	157,20	12,54		38,00
26	37,80	182,36	13,50	35,71		25,00	48,50	6,96		27,84
27	41,60	134,11	11,58	27,83		21,75	99,69	9,98		45,88
28	45,00	149,71	12,24	27,20		22,75	255,69	15,99		70,28
29	45,50	142,56	11,94	26,24		14,67	20,22	4,49		30,60

pouco arenosa com pedregulho, consistência média a dura, vermelha, com N_{SPT} de 7 a 32 golpes, a camada seguinte apresenta argila arenosa com pedregulho, consistência média a dura, cor variegada, o N_{SPT} oscila com aumento e redução em relação a profundidade até 23 m e torna a aumentar com valores que variam de 20 a 43 golpes, até a profundidade de 25 m. O nível d'água após 24 horas se encontra a 18,63 m. O limite de sondagem ocorre a 30,5 m onde o solo é composto por silte pouco arenoso, mediamente compacto, cinza com resistência à penetração (N_{SPT}) 18 a 26 golpes, o impenetrável encontra-se a 43 m com N_{SPT} 30/2 golpes.

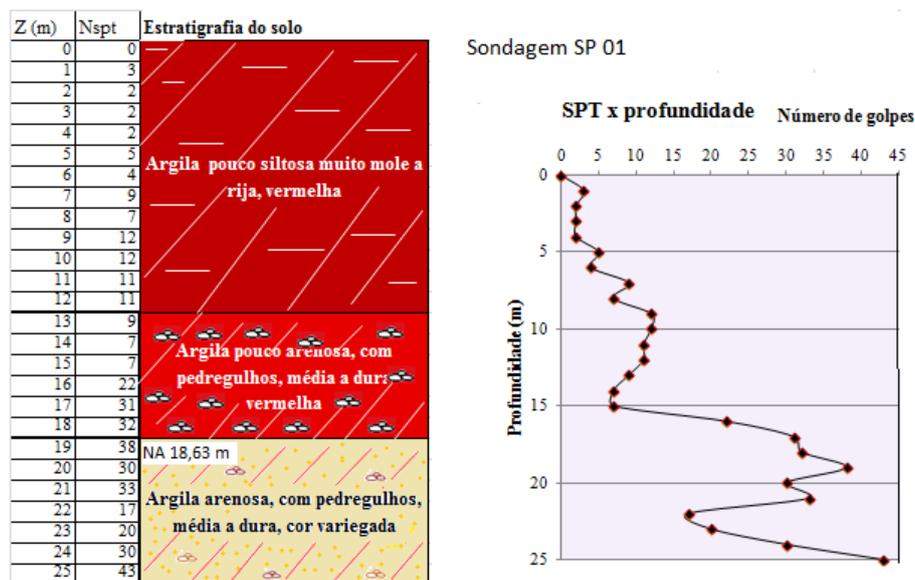


Figura 4.4 Perfil do furo SP01 da segunda campanha

Interessante ressaltar que ao verificar a Tab. 3.4 a cravação das estacas no Centro de Convenções não passou de 16 m. Das nove estacas ensaiadas 56% não ultrapassaram 12 m de profundidade na cravação, o restante ficou a menos de 16 m. Observa-se também que em 12 m o N_{SPT} é igual a 11 porém, logo abaixo encontra-se uma camada de solo com valor de N_{SPT} inferior a camada que a antecede. A Fig. 3.7 e Tab. 3.5 indica-nos a distância das estacas aos furos SP01 e SP02.

O perfil obtido no furo SP02, a camada superficial, tem 12 m de espessura, é classificada de argila pouco siltosa, consistência mole a rija, com N_{SPT} entre 2 a 17 golpes. Enquanto que a segunda camada, extrato onde a cravação das estacas finalizaram, tem espessura de 10 m, classificada como argila pouco arenosa, com pedregulhos, apresenta consistência de média a dura, vermelha, valores de N_{SPT} que variam de 6 a 33 golpes. Em ambas as camadas, o aumento do valor de N_{SPT} não é caracterizado com o aumento da profundidade. A segunda camada

apresentou a maior média de N_{SPT} , de 15,43 golpes. O nível d'água após 24 horas se encontrava em 18,63 m.

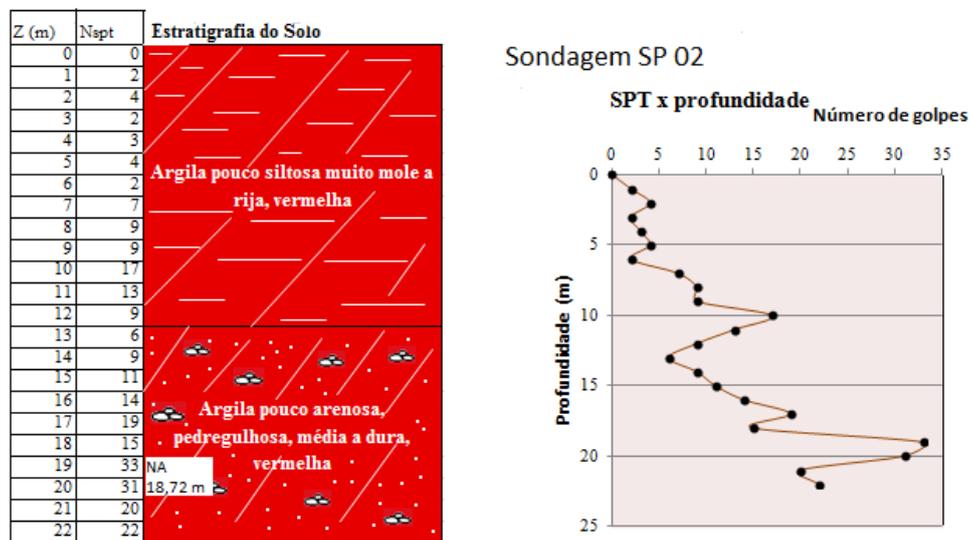


Figura 4.5 Perfil do furo SP02 da segunda campanha

No Edifício Sede as estacas ensaiadas localizam-se próximas ao furo SP11 do ensaio de sondagem de simples reconhecimento da primeira campanha e, também, do furo SP03 da segunda sondagem, figura 3.8. A interpretação dos perfis pode ser vista na Fig. 4.6 e Fig. 4.7.

O perfil SP03 apresenta até 17 m uma camada classificada como argila siltosa com variação em sua consistência de muito mole a dura, vermelha, resistência à penetração com variação de 2 a 20 golpes. A segunda camada, classifica-se como argila pouco arenosa de compacidade rija, vermelha até 21 m e argila pouco arenosa, com pedregulho, dura, vermelha até 24 m. A sondagem foi limitada a 42,5 m. Encontrou-se o nível de água a 16,42 m.

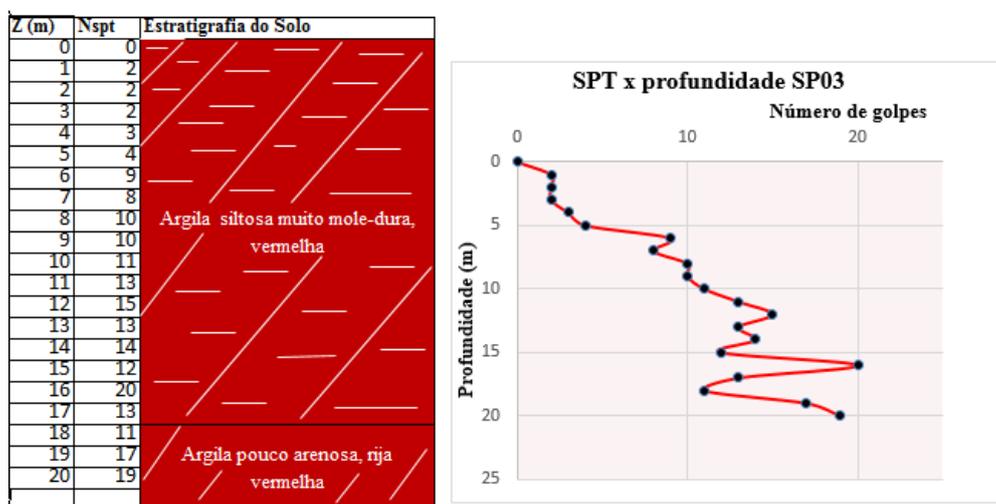


Figura 4.6 Perfil furo SP 03 da segunda campanha

As estacas mais próximas do SP03 são as ES02, ES03, ES04 e ES05 mostradas na figura 3.8. Verifica-se na tabela 3.5 que a profundidade de cravação dessas estacas ficou abaixo de 12 m, na camada de argila siltosa que se prolonga até a profundidade de 17 m.

O perfil SP11, Fig. 4.7 pertence a primeira campanha de sondagem de simples reconhecimento e, embora ocorrida no ápice da estação seca, o nível d'água encontrava-se a 15,87 m, não apresentando variação considerada em relação ao período chuvoso. Este perfil caracteriza-se por não apresentar entre 1 m a 20 m variação em seu extrato, sendo classificada como argila arenosa com consistência de muito mole a média, com índice de resistência à penetração (N_{SPT}) variando de 2 a 6 golpes até 14 m, ocorreu acréscimo de resistência à penetração, N_{SPT} 20, há 17 m de profundidade. Após 20 m o extrato passa a ser composto por silte arenoso compacto a muito compacto com índice de resistência à penetração de 13 golpes a 48 golpes. O limite de sondagem ocorreu em 24,30 m com N_{SPT} 32/15.

As estacas próximas a esse furo não chegaram a 18 m de profundidade, e ficaram entre 15,4 m a 17,6 m. O nível de água no furo se encontrava em 15,87 m, a distância desse furo as estacas distam de 30 m e do furo SP03 ocorrido em estação chuvosa onde o NA (nível d'água) encontrava-se em 16,42 m, pode-se inferir que a estaca ES07 no final de sua cravação ocorreu em presença de água, embora não tenha registro em relatórios. Vale ressaltar que a cravação ocorreu em período chuvoso.

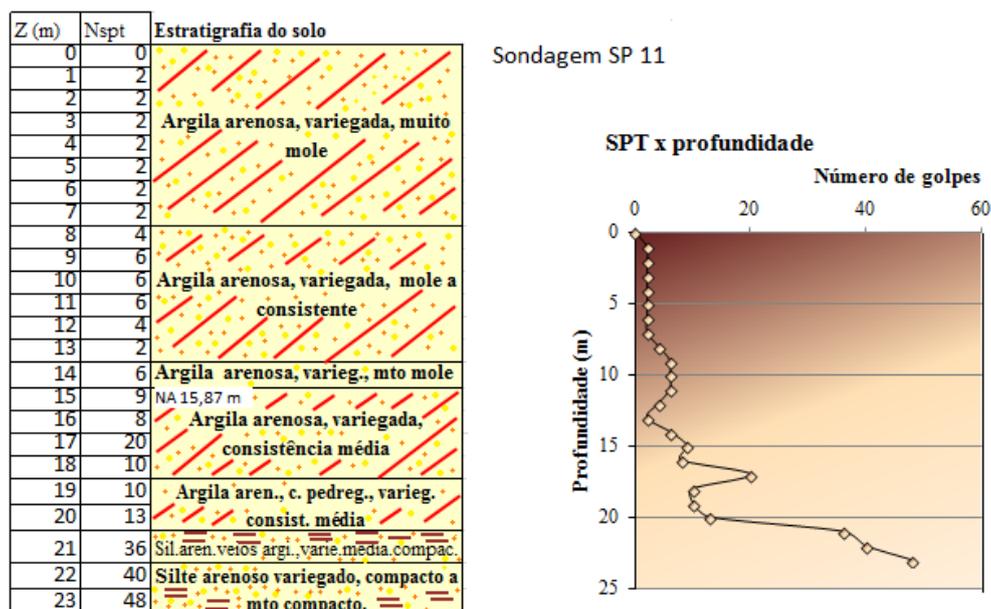


Figura 4.7 Perfil furo SP11 primeira campanha

Realizaram-se as provas de carga estática, na proximidade dos furos do ensaio de sondagem de simples reconhecimento da segunda campanha sendo os furos SP01 e SP02, figuras 4.4 e 4.5, no Centro de Convenções e, no Edifício Sede o furo do ensaio de sondagem de simples reconhecimento mais próximo é o SP11 da primeira campanha, figura 4.7.

4.2 ANÁLISE DAS CURVAS CARGA-DESLOCAMENTO

Neste item são apresentadas e analisadas as curvas carga-deslocamento do topo obtidas nas provas de carga estáticas, bem como as cargas de ruptura e recalques mediante método de extrapolação.

Os ensaios das 6 provas de carga estáticas, foram executadas na modalidade SML, sendo estes referente à obra de fundação do Centro de Convenções e do Edifício Sede do Departamento de Polícia Rodoviária Federal. As provas de carga estática ocorreram nas estacas CC01 e CC05 localizadas no Centro de Convenções, e nas estacas ES05, ES06, ES01A e ES01B localizadas no Edifício Sede (CGOII).

A Tab. 4.2 apresenta os resultados das provas de carga estáticas para cada estaca. A ruptura física nítida é evidenciada pelo pequeno acréscimo de carga simultâneo a um grande recalque.

Tabela 4.2 Resultado das provas de carga estática – Relatório PCE (2007)

Ref.	Cota da base (m)	Na base N _{SPT} (golpes)	Carga última prova (kN)	Deslocamento final (mm)	Deslocamento final / Diâmetro estaca(%)	Recuperação elástica
CC01	11,6	13-9*	199,2	27,2	16,0	
CC05	16,3	22-31	420,0	28,0	14,0	
ES01A	21,0	36	1256,0	98,0	29,7	
ES01B	15,8	9-8**	710,0	56,5	17,1	Pequena
ES05	14,2	14	720,0	57,2	23,8	
ES06	17,8	20-10***	710,0	43,5	16,1	

(*) 13-9 = N_{SPT} 13 na profundidade da camada assente e no segmento seguinte (**) N_{SPT} 9 golpes a 15 m e 8 golpes a 16 m em presença de água (***) N_{SPT} 20 golpes a 17 m e 10 golpes a 10 m

Encontra-se na Fig 4.8 as curvas carga-deslocamento obtidas das provas de carga estáticas das 6 estacas ensaiadas à compressão. Os recalques indicados nos gráficos representam à média aritmética dos deslocamentos registrados pelos instrumentos instalados sobre o bloco de coroamento.

Os dados utilizados na elaboração do gráfico apresentado na figura 4.8 constam no Relatório da PCE (2008). Em todas as curvas carga-recalque, obtidas nas 6 provas de carga, os valores de ruptura não ficaram nítidas. Entretanto, ao adotar o critério previsto na norma brasileira, NBR

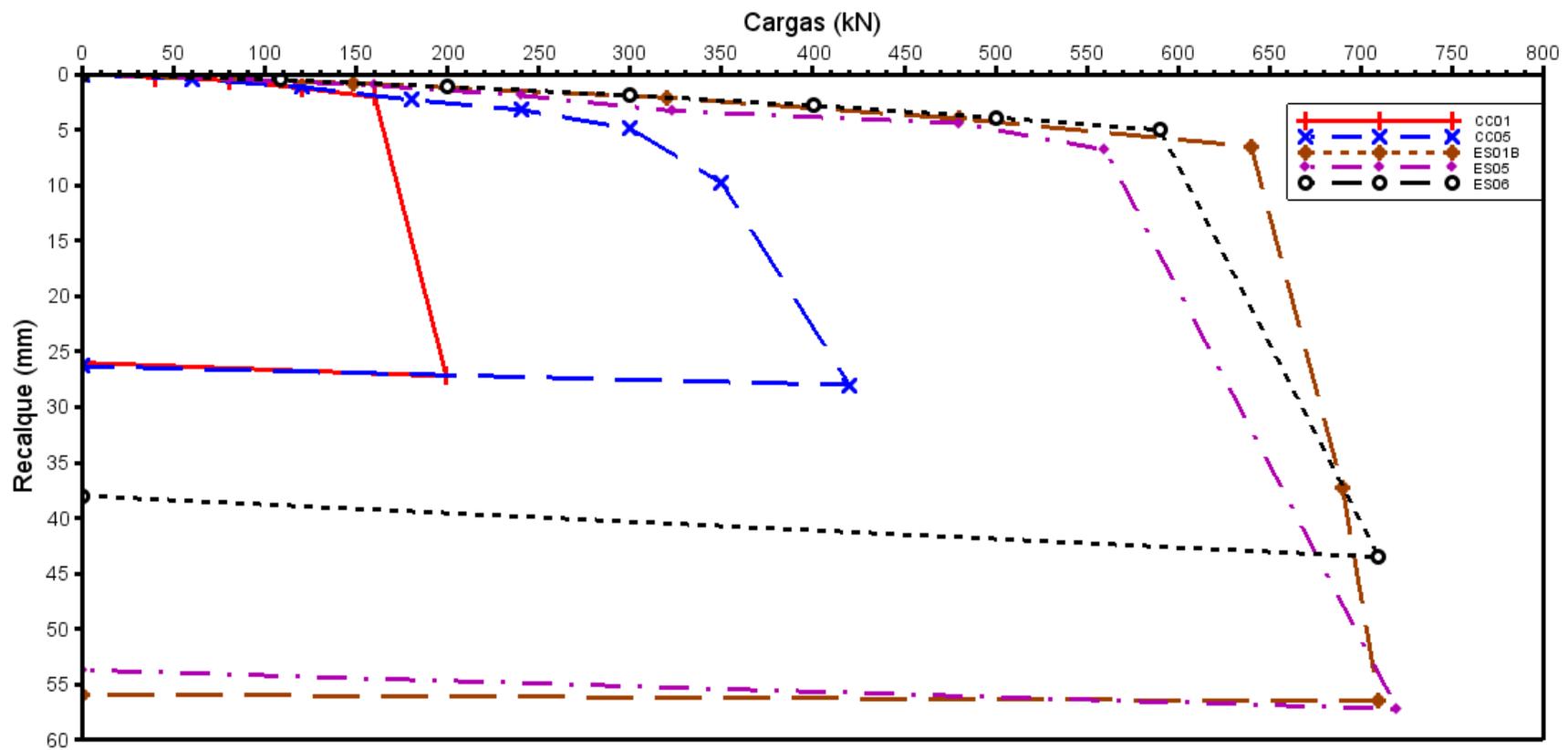


Figura 4.8 Curva carga x recalque das cinco estacas ensaiadas – Prova carga estática

6122 (2010) este valor ficou perfeitamente definido. Utilizou-se também o método de extrapolação de carga de Van der Veen (1953) e o método de Décourt (1999).

Resumem-se na Tab. 4.3 os valores de carga de ruptura determinados através da utilização dos métodos previamente descritos e os valores estatísticos. Os valores estatísticos foram calculados por estaca e também por método. Os gráficos individuais de cada estaca extrapolada pelos métodos de Van der Veen (1953), de Décourt (1999) e da NBR 6122 (2010) encontram-se no Apêndice C.

Tabela 4.3 Resumo dos valores de carga de ruptura

Estaca	CC01	CC05	ES01B	ES05	ES06	Média (kN)	Desvp (kN)	CV (%)
Van der Veen (1953) (kN)	199,0	422,0	711,0	725,0	780,0	567,4	±203,11	35,79
Décourt (1999) (kN)	224,0	459,0	838,0	820,0	920,0	652,2	±243,27	37,30
NBR 6122 (2010) (kN)	170,0	323,0	660,0	570,0	636,0	471,8	±175,71	37,24
Carga Última PCE (kN)	199,2	420,0	710,0	710,0	760,0	567,4	±203,11	35,79
Média por estaca (R kN)	197,67	401,33	736,33	705,00	778,67			
Desvio padrão por estaca (±)	22,06	57,41	74,84	103,0	115,90			
CV por estaca (%)	11,16	14,30	10,16	14,61	14,89			
Relação com NBR (%)	Van der Veen	17,06	31,90	7,72	27,19	22,64	CV=coeficiente de variância Desvp. = desvio padrão	
	Décourt	30,60	42,10	26,97	43,86	44,65		
	PCE	17,17	30,03	7,57	26,31	11,63		

Comparando os valores da tabela 4.3, obtidos para a carga de ruptura na prova de carga estática experimental através dos métodos de extrapolação Van der Veen (1953), Décourt (1999) e o da NBR 6122 (2010) observa-se que há uma dispersão entre os métodos que podem ser separados em três grupos, o método que apresenta limite inferior de previsão de carga, e portanto, a favor da segurança, é o método da NBR 6122 (2010), que será utilizado na análise dos resultados da obra em estudo. As curvas carga-deslocamento extrapoladas por Van der Veen (1953), são os valores próximos aos obtidos na PCE experimental, mas não seguem o modelo exponencial e nem estabelece uma assíntota vertical para a curva, sendo modelo inadequado para a obra estudada. O método Décourt (1999), apresentou os valores limites superiores de previsão de carga, desfavorável à segurança. Portanto, a carga de ruptura de referência neste trabalho é o valor obtido pelo método da NBR 6122 (2010).

A comparação dos valores obtidos pelos métodos de extrapolação e o obtido na PCE são representados na Fig. 4.9.

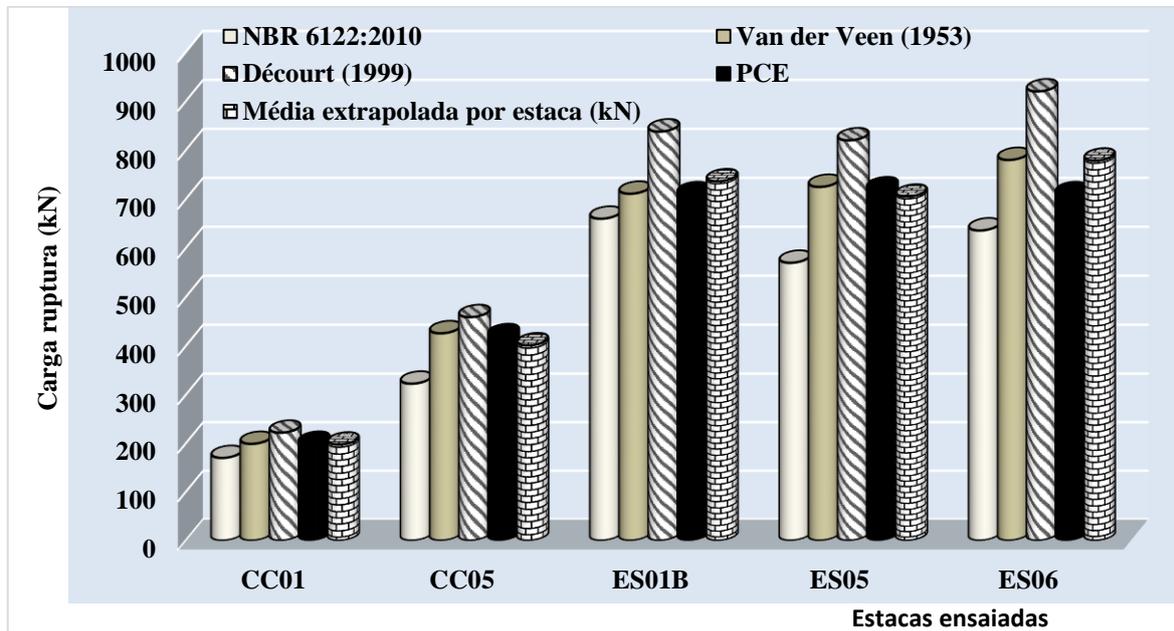


Figura 4.9 Comparação da estimativa de carga de ruptura por estaca pelos métodos de extrapolação

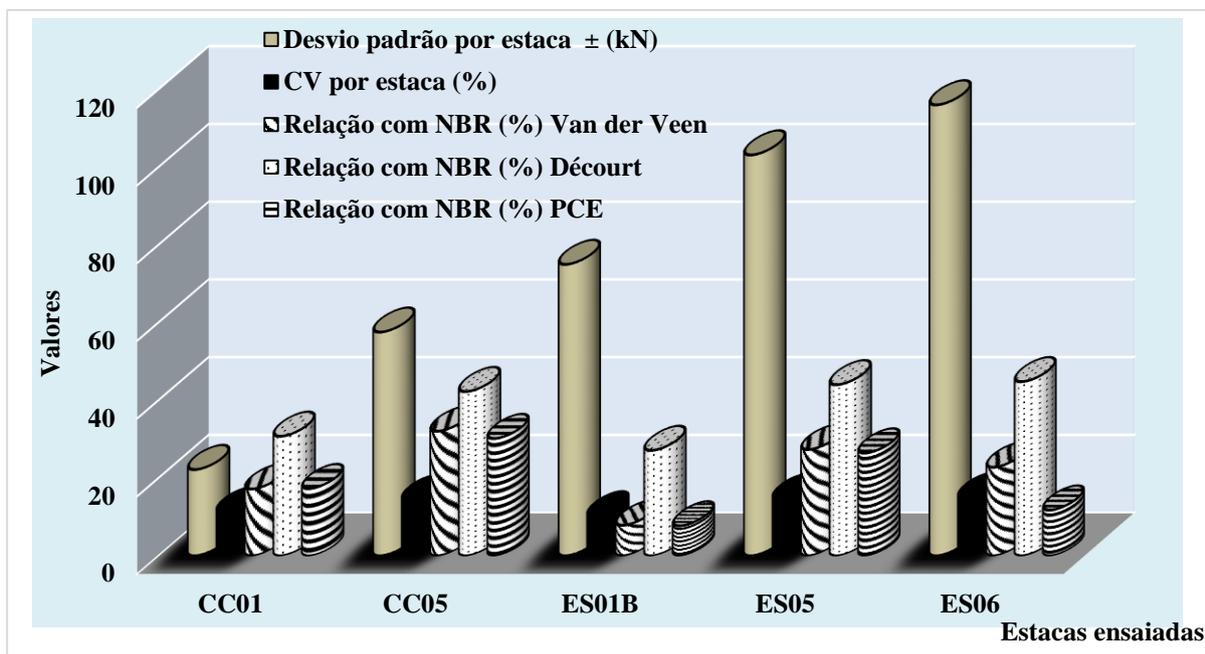


Figura 4.10 Comparação dos valores estatísticos do método de extrapolação (PCE)

Na Fig. 4.10 representa-se graficamente os valores estatísticos. Fez-se a média, coeficiente de variância e o desvio padrão entre os métodos de extrapolação. Em seguida relacionou-se o método de Décourt e o de Van der Veen com o método NBR, tabela 4.3. Ao analisar a média

isoladamente entre os valores verifica-se que os valores de Van der Veen são os mais próximos da média. Incluindo-se na análise os resultado do desvio padrão (-) o resultado do método da NBR confirma ser o método que apresenta resultados a favor da segurança.

Graficamente percebe-se que o método da NBR 6122 (2010) confirma que os valores obtidos, estão a favor da segurança assim como os gráficos de extrapolação apresentados no Apêndice C são os mais coerentes apresentando similaridades com as assíntotas obtidas em campo.

4.3 RESULTADOS OBTIDOS COM A PROVA DE CARGA DINÂMICA (PCD)

Apresenta-se neste item o resultado das provas de carga dinâmicas, executadas na obra de fundação do Centro de Convenções e do Edifício Sede do Departamento de Polícia Rodoviária Federal. A localização das provas de carga dinâmicas realizadas nos dois edifícios, Centro de Convenções e Edifício Sede, pode ser verificada nas figuras 3.7 e 3.8.

O programa CAPWAP compara a curva teórica com as medições em campo, quando da execução da prova de carga dinâmica, até se obter o melhor ajuste possível. Para tal comparação, uma série de variáveis são envolvidas no processo, e correlacionam-se entre si de modo a dar significado ao modelo físico do comportamento solo-estaca. Algumas incógnitas são descritas a seguir, (www.pdi.com.br):

- Resistência estática máxima (R_u) : para cada elemento de solo, a análise CAPWAP® assume um comportamento elasto - plástico ideal e a Capacidade CAPWAP corrente (R_u) é o valor da capacidade determinada pela presente análise CAPWAP. Está em unidades de força (tf ou kN).
- Máxima resistência total mobilizada ou capacidade CAPWAP total: compreende a soma do atrito lateral total com a resistência de ponta. Os valores informados referem-se apenas à parcela estática. A parcela do atrito lateral total é constituída pela soma de todos os elementos em que o programa dividiu o solo ao redor da estaca e a resistência de ponta é o valor da parcela estática da resistência do solo na base da estaca.
- Fator de *damping* viscoso (J): o CAPWAP considera que a resistência dinâmica oferecida pelo solo ao deslocamento rápido da estaca é diretamente proporcional à velocidade, ou seja: $R_d = J_v \cdot v$, onde J_v é o fator de *damping* viscoso. O fator de *damping* de Smith é igual ao fator de *damping* viscoso dividido pela resistência estática do elemento de solo, ou seja: $J_s = \frac{J_v}{R_{si}}$. Esse valor é geralmente considerado constante ao longo do fuste da estaca. Valores de J_s maiores que 1,313 são possíveis, mas pouco prováveis. O fator de *damping* de Case é igual ao fator de *damping* viscoso dividido pela impedância da estaca.

- *Quake*: no modelo elasto-plástico ideal o valor da máxima deformação elástica do elemento de solo é denominado de "quake". A partir desse ponto, o programa assume total plastificação do solo. Note-se que, caso não haja total mobilização de algum elemento do solo, o valor real do *quake* será mais elevado do que o determinado pela análise. O importante é que esteja correta a razão entre a resistência estática mobilizada e o *quake* encontrado, ou seja, a rigidez do solo no elemento considerado. Quando o “quake” do último elemento antes da ponta for inferior aos demais, isto significa mobilização incompleta da resistência desse elemento durante o golpe analisado. Neste estudo deparou-se com essa situação somente na estaca ES02.
- Máxima energia transferida (EMX): é o valor da máxima energia transferida para cada um dos elementos da estaca. O valor referente ao primeiro elemento refere-se ao final desse elemento (geralmente 1 m abaixo dos sensores), e portanto pode ser um pouco menor do que o valor de EMX calculado pelo método CASE.
- Máxima velocidade (VMX): é o valor da velocidade máxima de deslocamento das partículas no final de cada um dos elementos, durante o golpe analisado. O valor referente ao primeiro elemento refere-se ao final desse elemento (geralmente 1 m abaixo dos sensores), e portanto pode ser um pouco menor do que o valor de VMX calculado pelo método CASE.
- Máximo deslocamento (DMX): refere-se ao valor do deslocamento máximo sofrido pelas partículas no final de cada um dos elementos, durante o golpe analisado. O valor referente ao primeiro elemento refere-se ao final desse elemento (geralmente 1 m abaixo dos sensores), e portanto pode ser um pouco menor do que o valor de DMX calculado pelo método CASE.

A partir dos sinais de força e velocidade obtidos em campo, e usando os parâmetros da estaca usados na análise, o método CASE realiza dentre os cálculos os apresentados a seguir:

- Resistência estática pelo método CASE (RMX): nessa linha estão relacionados os valores das resistências estáticas calculadas pelo método CASE, levando em consideração a deformação elástica do solo, para os diversos valores de fator de amortecimento dinâmico "J". O método RMX é normalmente válido para estacas maciças ou embuchadas. Os valores estão em unidades de força (tf ou kN).
- Valor de "J" correspondente (Rx): é o valor do "damping" de CASE que é necessário usar na fórmula de RMX para tornar esse resultado igual à capacidade determinada pela presente análise CAPWAP (Ru).
- Deslocamento máximo (DMX): é o valor do deslocamento máximo das partículas na região dos sensores. É obtido a partir da dupla integração do sinal do acelerômetro. Esse valor

é igual ao repique (deformação elástica da estaca mais deformação elástica do solo), acrescida a nega. Está em milímetros.

- Deslocamento final (DFN): é o deslocamento das partículas no final do registro do PDA, obtido a partir da dupla integração do sinal do acelerômetro. Esse valor deve ser próximo da nega medida em campo. Está em milímetros.
- Energia máxima na estaca (EMX): a variação da energia transferida para a estaca com o tempo pode ser obtida a partir da integral do produto da evolução com o tempo da força com a evolução com o tempo da velocidade. Ao máximo dessa função dá-se o nome de EMX (ou ENTHRU). O valor está em unidades de força - metro (tf-m ou kN-m=kJ).

4.3.1 MÉTODO CAPWAP

O gráfico apresentado na Fig. 4.11 mostra a curva carga-recalque da prova de carga dinâmica ES01B simulada pelo programa CAPWAP, sendo que os gráficos correspondentes as demais estacas encontram-se no Apêndice D. A curva contínua refere-se ao comportamento da região onde foram instalados os sensores, e a curva tracejada refere-se ao comportamento da ponta da estaca. Nessa simulação, para cada carga incremental na ponta o programa calcula a carga e o recalque resultante no topo, levando em consideração a elasticidade da estaca e do solo. Note-se que essa simulação corresponde ao comportamento da estaca no instante do teste dinâmico. Assim, principalmente para análises referentes aos sinais correspondentes ao final de cravação, esse comportamento pode não corresponder ao que a estaca apresentará após um período de repouso.

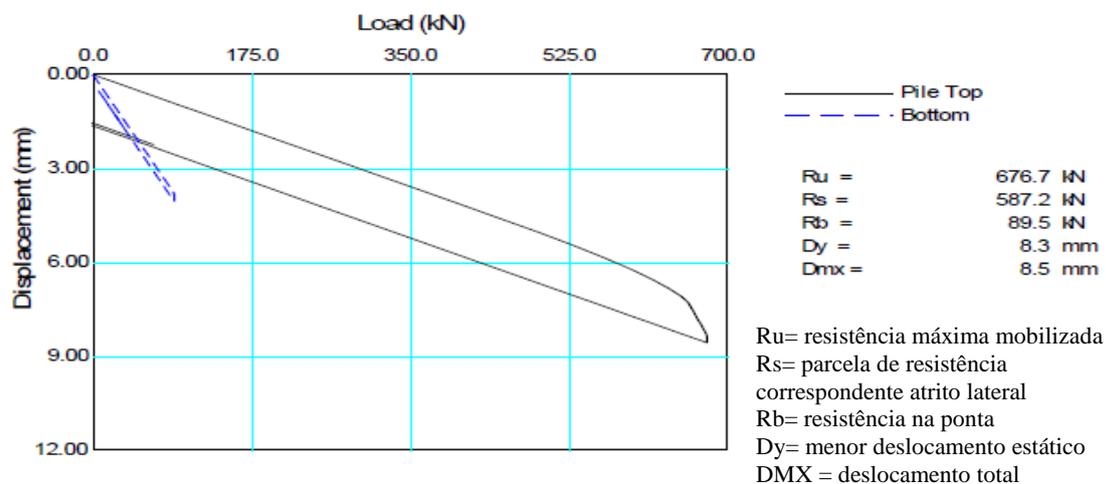


Figura 4.11 Curva carga x recalque da estaca ES01B – Prova carga dinâmica (Relatório da PCD -2007)

Os valores de energia efetivamente transferida às estacas, e a eficiência do sistema de cravação, consideram as perdas que ocorrem no cepo, no coxim, no capacete metálico, no atrito entre o

martelo e a guia de torre, na forma de ruído e calor, etc., e referem-se aos golpes de maior energia aplicados durante os ensaios dinâmicos.

As capacidades acima são ditas “mobilizadas” pois, no caso em que o deslocamento permanente experimentado pela estaca devido à aplicação do golpe for de pequena magnitude, esta capacidade é menor que a de ruptura. A medida que aumenta o valor da energia, devido ao aumento da energia do golpe aplicado à estaca, a capacidade mobilizada se aproxima da capacidade de ruptura. Os valores de capacidade de carga das estacas determinados pelas análises CAPWAP, correlacionam-se com o resultado obtido pelo método CASE (RMX), para um fator “J”, respectivo a cada estaca.

Na prova de carga dinâmica aplicou-se golpes de energia crescente, diferentes alturas, utilizando-se os valores de RMX (resistência estática máxima mobilizada) calculados pelo método CASE com coeficiente de amortecimento (J_c). O aumento da energia garante deslocamento suficiente da ponta da estaca para mobilizar a sua resistência lateral. O método CASE considera ao prever a capacidade de carga que a resistência atua simultaneamente ao longo de toda a estaca. Para obter a curva do carregamento dinâmico foram plotados os pares RMX *versus* EMX (energia máxima na estaca) conforme pode ser visto no gráfico apresentado na Fig. 4.12, que representa a estaca ES01B. A representação das demais estacas encontra-se no Apêndice E.

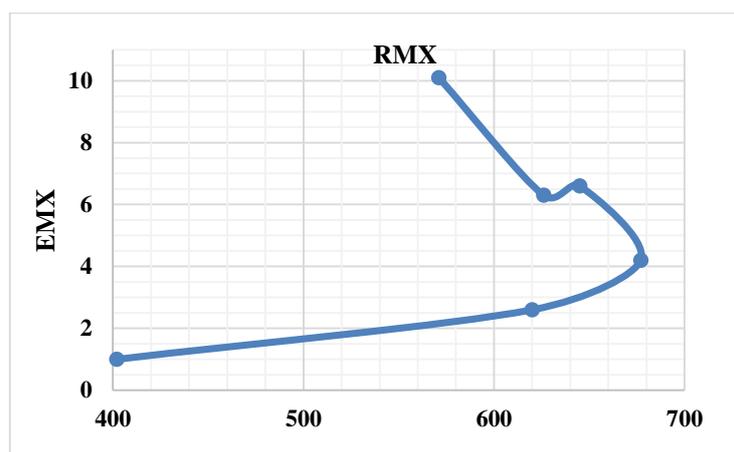


Figura 4.12 Curva RMX versus EMX -ES01B

Observa-se no gráfico que o valor de EMX cresce com o aumento da altura de queda do martelo, vindo a minimizar o efeito de inércia do peso e/ou força de atrito. Percebe-se também uma redução no valor de RMX e EMX no penúltimo golpe aplicado, e cuja altura de queda é igual a 1,0 m. Pode ter ocorrido uma perda de energia no elemento da estaca que se encontrava fora

do solo, sob a forma de vibração deste elemento. Essa redução também é percebida no percentual de eficiência da energia. Os dados encontram-se na Tab. 4.4 e nota-se que no mesmo golpe, houve acréscimo da nega e do DMX. Na cravação, a altura de queda desta estaca foi de 0,70 m como apresenta a tabela 3.4.

Tabela 4.4 Valores Método CASE Jc=0,83 – Relatório PCD 2007

Golpe	Altura queda (m)	RMX(kN)	DMX (mm)	EMX (kN)	Nega (mm)	Eficiência (%)
2	0,2	402	4,7	1,0	0,0	25
3	0,4	620	6,9	2,6	0,5	33
4	0,6	677	8,8	4,2	2,0	35
5	0,8	645	10,6	6,6	3,5	41
6	1,0	626	11,2	6,3	4,0	32
7	1,2	571	14,0	10,1	6,5	42

As PCD das demais estacas foram realizadas também com energia crescente. Na estaca CC03 não houve redução do EMX e nem dos demais valores, com o aumento da altura de queda, com exceção em seu último golpe, o valor da RMX reduziu. A mesma situação se repete com a estaca CC06, ES02, ES03 e ES05. As demais estacas CC02, CC04, CC07 e CC08 os valores crescem com o aumento da altura de queda. Em relação a estaca ES04, o relatório da PCD (2007) o valor de RMX foi utilizado do método CAPWAP e relata que o Jc (CASE) não se aplica.

Ao observar o relatório da PCD (2007), as curvas de Força (F) e Velocidade vezes impedância (ZV), à medida que há incremento de energia, ocorre uma queda acentuada na curva de força em direção à curva de velocidade vezes impedância após $2L/c$. Gonçalves et al. (2000) afirma que esse comportamento é típico de estacas que estão se deslocando à medida que os golpes do martelo vão sendo aplicados, o que pode ser comprovado pelos valores da nega efetuadas em campo. Os ajustes apresentados entre as curvas de força medidas em campo e aquelas calculadas pelo método CAPWAP apresenta boa justaposição.

Na Tab. 4.5 estão relacionados os valores de capacidade de carga mobilizada para as estacas da pesquisa, obtidos do relatório de prova de carga dinâmica (2007), determinadas conforme o procedimento no item 4.3. São relacionados também a altura de queda, os valores da penetração das estacas no solo para a altura de queda correspondente, os valores do deslocamento máximo (DMX) e os valores do deslocamento permanente (nega) para as estacas ensaiadas, os quais são correspondentes às maiores mobilizações de resistências do solo. Utilizou-se esses dados para

Tabela 4.5 Resultados resumido das análises CAPWAP e CASE - (Relatório PCD, 2007)

Estaca	CAPWAP						CASE									
	R _L (kN)	R _p (kN)	R _u (kN)	Quake (mm)		Js (s/m)		Peso martelo (kN)	Altura queda (m)	RMX (kN)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	Nega (mm)	Jc (s/m)		
				Lateral	Ponta	Lateral	Ponta							Lateral	Ponta	Rx
CC02	289,1	31,1	320,2	0,980	4,230	0,940	0,092	20	0,4	320	1,9	6,4	4	1,068	0,011	0,95
CC03	191,7	84,8	276,5	3,031	15,010	0,591	0,807	20	0,6	277	6,2	21,0	11	0,665	0,402	0,81
CC04	291,8	60,4	352,2	1,000	1,000	0,305	0,121	20	0,6	352	4,8	13,1	8,5	0,276	0,023	0,47
CC06	391,3	46,8	438,1	4,495	4,550	0,873	0,093	20	0,6	438	4,7	13,4	6,0	1,534	0,020	1,07
CC07	157,8	86,4	244,2	2,212	6,470	0,235	0,079	20	0,6	244	6,5	25,0	20	0,237	0,044	0,25
CC08	567,9	168,0	735,9	5,893	2,940	0,450	0,179	20	1,2	736	11	17,2	3	0,836	0,098	1,00
ES01B	587,2	89,5	676,7	2,900	3,780	1,009	0,050	20	0,6	677	4,2	8,8	2	1,120	0,050	0,83
ES02	400,6	25,5	426,1	0,790	3,140	0,877	0,408	20	0,6	426	1,9	7,2	2	1,453	0,043	0,95
ES03	286,2	64,8	350,9	1,001	7,940	0,658	0,080	20	0,8	351	4,2	13,1	4	1,077	0,030	0,8
ES04	274,3	66,3	340,6	0,941	2,130	1,314	0,473	20	0,6	341 ¹	3,2	9,2	4	1,573	0,137	não se aplica
ES05	392,1	130,4	522,6	5,487	10,970	0,483	1,278	20	1,0	523	9,4	16,2	10	0,302	0,756	1,11

(¹) obtido da análise CAPWAP

R_L = Resistência lateral

R_p = Resistência de ponta

R_u = Resistência total

RMX = Resistência máxima mobilizada

EMX = Energia máxima transferida para a estaca

DMX = Deslocamento máximo

Jc = Fator de amortecimento Case

Js = Fator de amortecimento Smith

o cálculo da previsão de carga pelas fórmulas dinâmicas. Observa-se nos gráficos RMX versus EMX, que o maior valor de RMX não se relaciona com a maior EMX.

Plotou-se na Fig. 4.13 os valores da resistência máxima mobilizada por estaca obtida pelos métodos de análise CAPWAP e CASE e na Fig. 4.14 encontra-se o gráfico das resistências mobilizadas por atrito lateral, resistência de ponta e a resistência total obtidas pela análise do método CAPWAP. Observa-se que os valores da resistência total, entre as duas análises (CAPWAP e CASE) possuem tecnicamente os mesmos resultados. Quando analisa-se a figura 4.14, constata-se que a contribuição da resistência de ponta em relação a resistência total é pequena, comparada com a resistência lateral, exceção a estaca ES05 em que a contribuição da ponta e a lateral possuem valores similares.

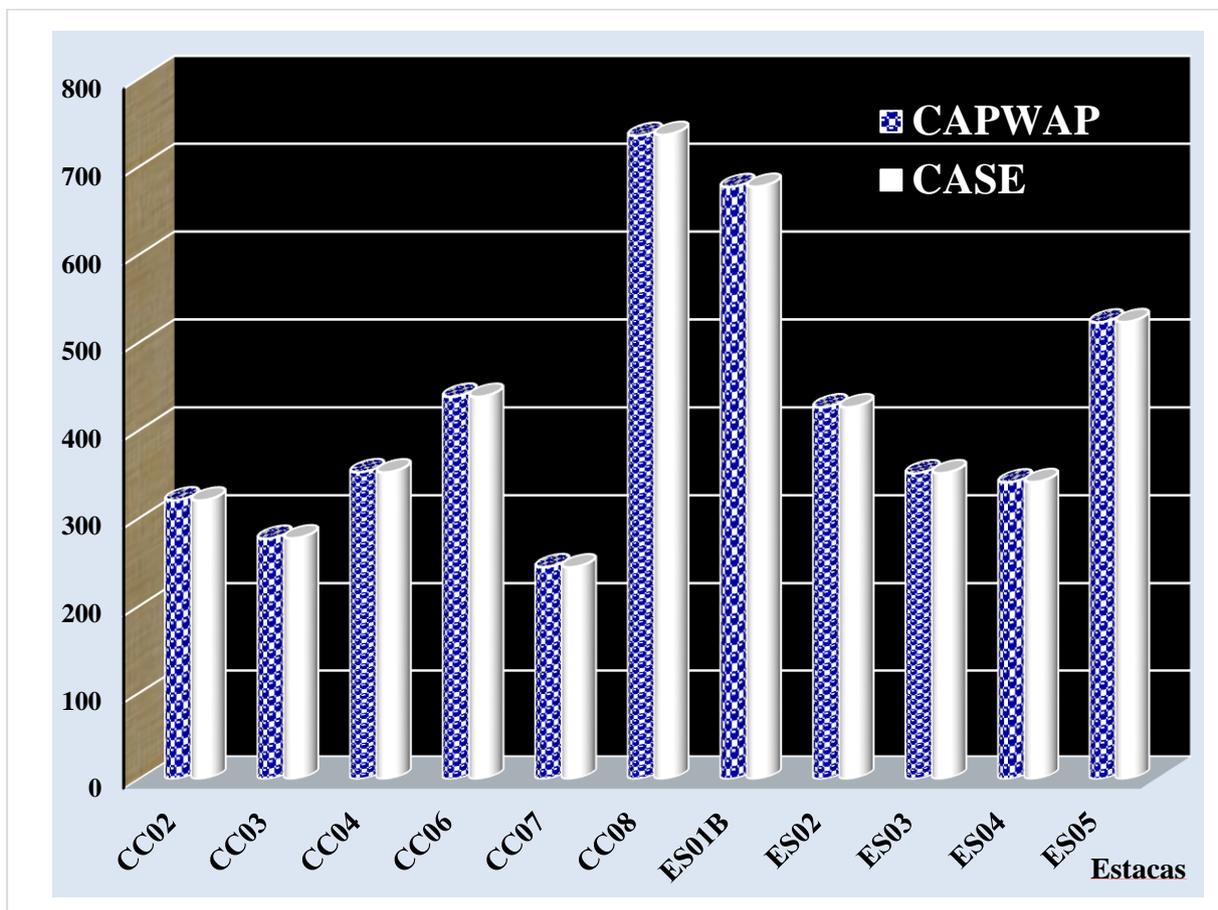


Figura 4.13 Comparação da resistência total obtidas pelas análises CAPWAP e CASE (kN)

A contribuição de cada parcela da resistência lateral e de ponta em relação a resistência total, das estacas submetidas a PCD encontra-se na Tab. 4.6 e plotadas na Fig. 4.15. O valor médio da R_L calculado na tabela 4.6 encontra-se acumulada.

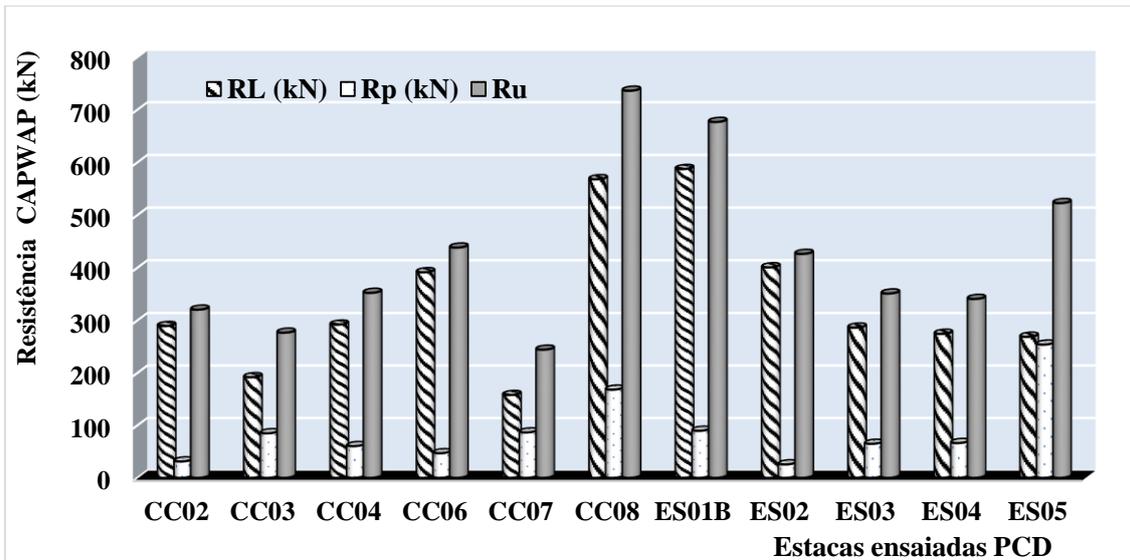


Figura 4.14 Comparação da resistência total, resistência lateral e a resistência ponta obtida pelo método CAPWAP (kN)

Observa-se na tabela 4.6 que o resultado dos ensaios de carregamento dinâmico pode ser separado por 2 grupos: as estacas que apresentaram atrito lateral (7estacas) nos primeiros segmentos da estaca, e as estacas em que a mobilização do atrito lateral inicia-se desde o primeiro segmento (4 estacas).

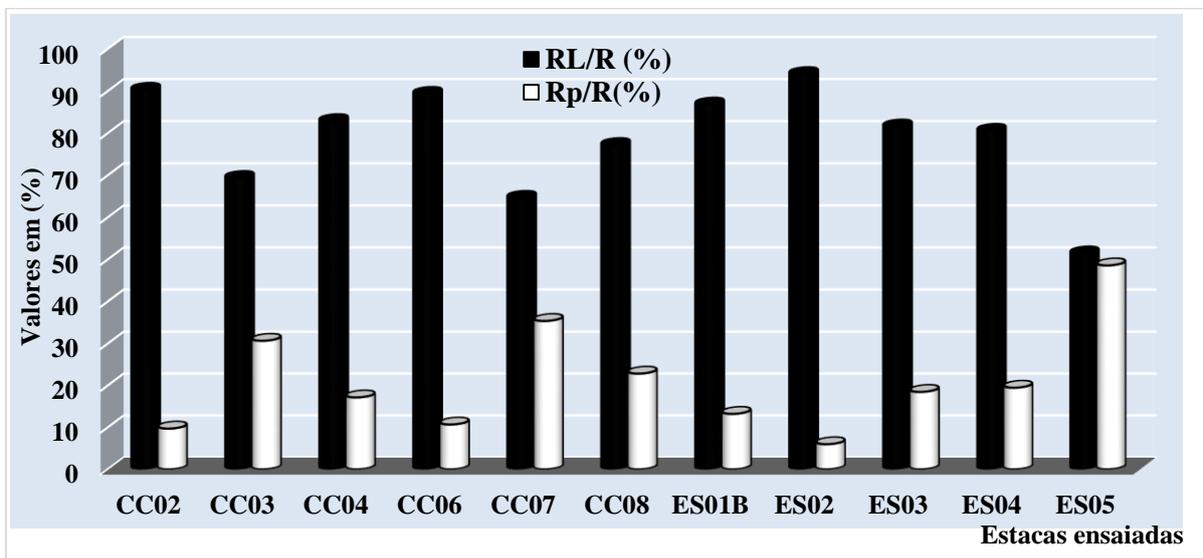


Figura 4.15 Valores resistência total obtida CAPWAP e a resistência lateral e a de ponta - PCD

As estacas CC03, CC04, CC06, CC08, ES01B, ES02, ES03 não apresentam atrito lateral nos primeiros metros, e as estacas CC02, CC07, CC08, ES04 são as que mobilizaram o atrito lateral a partir do primeiro segmento da estaca. Os valores estão apresentados no Apêndice F na Tab. F.1.

Tabela 4.6 Resultado das resistências de ponta e de atrito lateral da análise CAPWAP (%)

Estacas no Centro de Convenções										
z (m)	CC02			CC03			CC04		SPT ponta 6	
	SPT: Médio 4 - Ponta 9			SPT: Médio 7,12 - Ponta 14			SPT Médio 6,36		Valor	
	% Rp	% R _L	Valor Médio R _L	% Rp	% R _L	Valor Médio R _L	% Rp	% R _L	Valor Médio R _L	
0	0	0	0	0	0	0	100	0	0	
1	98,90	1,09	1,75	100	0	0	100	0	0	
2	96,69	3,31	4,70	100	0	0	100	0	0	
3	92,38	7,62	9,62	100	0	0	100	0	0	
4	85,29	14,70	17,12	100	0	0	100	0	0	
5	75,48	24,52	27,35	100	0	0	95,28	4,71	2,37	
6	64,02	35,97	39,90	98,88	1,12	0,44	83,50	16,49	9,34	
7	52,56	47,44	53,90	90,78	9,22	3,57	67,00	32,99	21,21	
8	42,50	57,49	68,37	81,34	18,66	8,91	45,80	54,20	38,18	
9	34,00	65,99	82,66	72,30	27,70	15,68	32,14	67,86	56,43	
10	26,29	73,70	96,60	68,61	31,39	22,14	24,87	75,13	73,78	
11	18,33	81,67	110,34	66,73	33,27	27,97	17,20	82,85	90,55	
12	9,71	90,28	124,09	64,01	35,98	33,47				
13				58,62	41,37	39,25				
14				50,20	49,80	45,81				
15				39,78	60,21	53,35				
16				30,67	69,33	61,49				

z (m)	CC06			CC07			CC08		
	SPT: Médio 6,44 – Ponta 7			SPT: Médio 5,27 – Ponta 12			SPT: Médio 6,36 – Ponta 9		
	% Rp	% R _L	Valor Médio R _L	% Rp	% R _L	Valor Médio R _L	% Rp	% R _L	Valor Médio R _L
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	100	0	0	92,86	7,14	8,7	99,50	0,503	1,85
2	100	0	0	86,37	13,87	17,07	98,22	1,78	5,6
3	100	0	0	79,31	20,93	25,55	96,94	3,06	9,82
4	100	0	0	70,61	29,64	34,88	95,88	4,12	13,92
5	100	0	0	60,26	39,98	45,30	95,38	4,62	17,27
6	96,78	3,22	2,01	50,49	49,75	56,14	94,88	5,12	20,18
7	91,60	8,40	6,36	43,55	56,69	66,39	94,37	5,62	22,84
8	79,20	20,79	15,78	39,53	60,71	75,44	93,87	6,13	25,31
9	73,45	26,54	25,83	37,15	63,09	83,27	89,13	10,87	30,78
10	66,90	33,10	36,66	35,47	64,78	90,04	79,66	20,34	41,59
11	65,76	34,24	46,11				65,44	34,55	59,32
12	59,00	40,99	56,37				46,51	53,48	85,03
13	46,63	53,36	69,05				22,83	77,17	119,52
14	31,13	68,86	84,56						
15	10,68	89,32	103,73						

Estacas no Edifício SEDE										
z (m)	ES01B			ES02			ES03			
	SPT: Médio 3,56 - Ponta 9			SPT: Médio 6,23 – Ponta 15			SPT: Médio 6,17 – Ponta 13			
	% Rp	% R _L	Valor Médio R _L	% Rp	% R _L	Valor Médio R _L	% Rp	% R _L	Valor Médio R _L	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
1	100	0	0	0	0	0	100	0	0	

2	100	0	0	100	0	0	100	0	0
3	100	0	0	100	0	0	100	0	0
4	100	0	0	97,65	2,34	2	99,12	0,85	0,60
5	100	0	0	85,87	14,13	11,7	98,29	1,71	1,50
6	99,35	0,65	0,63	68,95	31,05	28,93	88,26	11,74	7,17
7	98,70	1,30	1,65	52,29	47,71	50,72	78,23	21,76	15,82
8	92,80	7,19	6,88	38,37	61,63	74,27	68,20	31,79	29,77
9	85,44	14,55	16,04	27,34	72,66	97,80	57,15	42,85	38,86
10	73,65	26,35	30,79	18,56	81,43	120,45	40,60	59,40	54,28
11	61,86	38,14	49,73	11,59	88,40	141,80	18,46	81,54	73,61
12	50,06	49,93	71,90	5,98	94,01	161,71			
13	38,27	61,72	96,60						
14	26,48	73,52	123,32						
15	13,26	86,74	152,32						

z (m)	ES04			ES05			
	SPT: Médio 6,0 - Ponta 15			SPT: Médio 8 – Ponta 12			
	% Rp	% R _L	Valor Médio R _L	% Rp	% R _L	Valor Médio R _L	
0	0	0	0	0	0	0	
1	99,76	0,23	0,4	100	0	0	
2	99,61	0,38	0,7	100	0	0	
3	99,19	0,79	1,05	100	0	0	
4	97,55	2,43	2,62	100	0	0	
5	92,42	7,57	6,48	100	0	0	
6	80,47	19,52	15,06	100	0	0	
7	61,91	38,07	29,38	100	0	0	
8	43,21	56,78	47,61	98,7	1,2	0,7	
9	30,53	69,49	66,52	93,5	6,5	4,0	
10	23,66	76,33	84,11	84,9	15,09	10,8	
11	19,46	80,53	99,96	75,0	24,92	20,8	
12				66,0	33,81	32,8	
13				59,0	40,95	45,8	
14				53,4	46,54	58,9	
15				48,6	51,42	72,0	

z= profundidade
R_L= resistência lateral
R_p = resistência ponta

Observa-se também que a energia aplicada não foi suficiente para provocar deslocamentos na ponta da estaca de tal forma que as resistências lateral mobilizada correspondem com 65 % a 95 % da resistência total.

A estaca ES01B, representada no gráfico da Fig. 4.16, exemplifica o grupo das estacas em que inicialmente o atrito lateral é nulo, e a aderência lateral do solo à estaca inicia-se a partir do sexto segmento com valores pequenos (4,4 kN). A partir do décimo segmento a parcela da resistência lateral aumenta, passando a contribuir com 26,35 % e obtém o percentual no segmento final de 86,74 %. Com a profundidade a resistência de ponta reduz. A ponta da estaca está assente sobre uma camada de argila arenosa, com início de presença de água e com um

N_{SPT} igual a 9 golpes (SP11 da 1ª campanha), e isto poderia justificar a redução da resistência de ponta a medida que a estaca se aprofunda.

O outro grupo, em que a mobilização do atrito lateral ocorre desde o primeiro segmento do solo, está exemplificado pela estaca CC02, na Fig. 4.17. A mobilização lateral no último metro da estaca foi entorno de 90%. A ponta da estaca está assente sobre uma camada de argila pouco siltosa, com um N_{SPT} igual a 9 golpes. Nesta estaca também a resistência de ponta reduz com a profundidade, característica de todas as estacas desta obra e, a contribuição do atrito lateral fica em torno de 80 a 90%. Há que considerar a estaca ES05 que apresenta contribuição de resistência lateral de 51,4 %, sendo que a resistência de ponta responde por 48,6 % da resistência total e está assente em um extrato que apresenta N_{SPT} igual a 13 golpes. O gráfico das demais estacas encontra-se no Apêndice G.

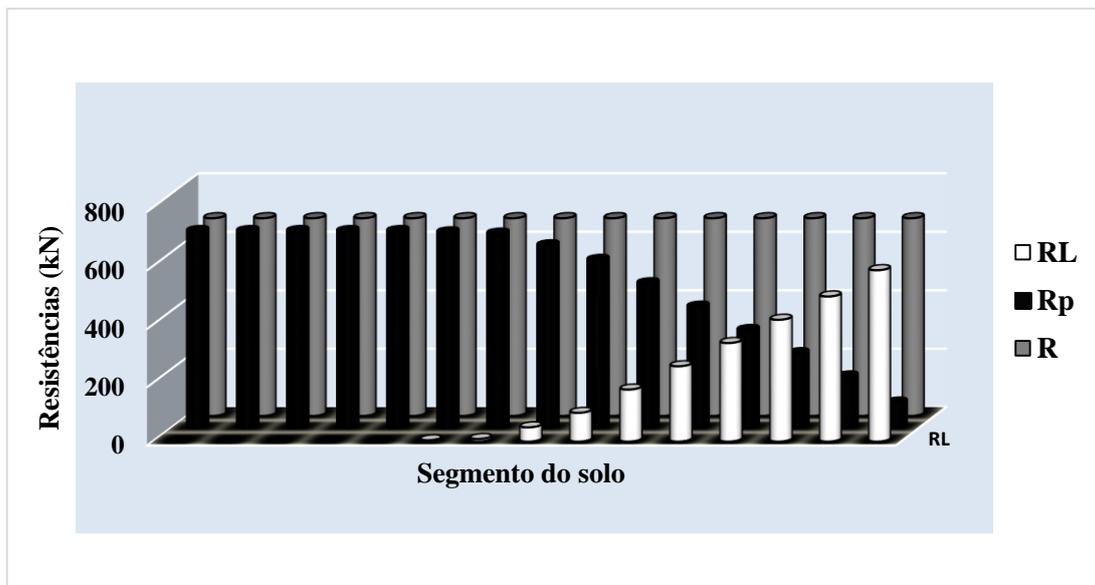


Figura 4.16 Resistências estáticas mobilizadas para a estaca ES01B

Deve-se lembrar que esta estaca em sua cravação apresenta seção de 24 cm, hexagonal e, que na entrada de dados da PCD a seção inserida foi de 27 cm.

O solo do Distrito Federal, como descrito no capítulo 2, é um solo tropical denominado como uma “argila porosa”. Devido as suas características, consequência da formação geológica e pedológica, os primeiros metros deste solo apresenta-se bastante intemperizado, apresentando algumas vezes percentual de areia em sua composição o que pode explicar a baixa ou nenhum atrito lateral nos primeiros segmentos dessas estacas. Mudanças de umidade também pode alterar a capacidade de carga das estacas em fundações profundas. Há que notar também que o

espaço de tempo entre a data de cravação e o ensaio dinâmico pode influenciar com os efeitos de relaxamento ou efeito “*set-up*”, como mostra a tabela. 3.4.

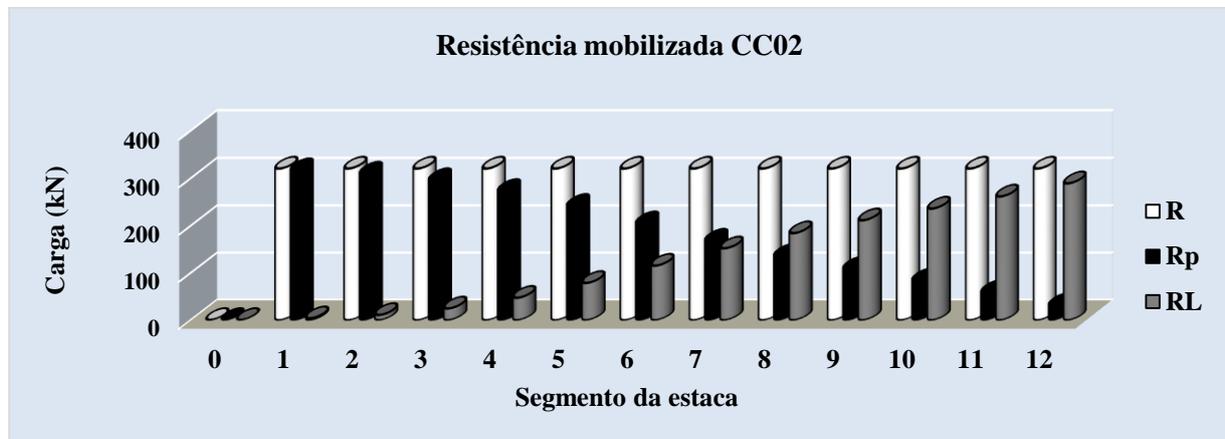


Figura 4.17 Resistências estáticas mobilizadas para a estaca CC02

4.4 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

Neste item será apresentado a previsão da capacidade de carga das fundações por métodos semiempíricos e fórmulas dinâmicas.

Os métodos semiempíricos utilizados foram os propostos por Aoki e Velloso (1975) e por Décourt e Quaresma (1978, 1982) descritos no capítulo 2 e, as fórmulas dinâmicas dos Holandeses, dos Dinamarqueses, de Brix, e de Engineering News Record.

Os métodos semiempíricos utilizam valores de N_{SPT} obtidos nas sondagens a percussão. Adotou-se o valor do N_{SPT} correspondente a última cota dos ensaios de PCD e PCE (ponta) referente ao furo das sondagens mais próximas das estacas ensaiadas, e encontram-se resumidas na Tab. 4.7.

Utilizou-se os dados apresentados nas tabelas 4.7 e 3.7, para o cálculo da previsão da capacidade de carga pelos métodos semiempíricos.

Importante ressaltar que as cotas alcançadas na PCD das estacas são divergentes dos valores relatados na cravação, mesmo considerando o acréscimo da recravação, como é o caso das estacas CC03, CC08 e ES04, em que o valor da cota de cravação é inferior a cota alcançada na PCD como mostra a tabela 3.4. Optou-se utilizar a cota obtida na PCD. Também pode ser conferido nessa tabela que as PCD foram realizadas antes das PCE.

Tabela 4.7 Resumo das sondagens para estacas ensaiadas

Ref.	Cota (m)	N _{SPT} ponta (golpes)	Furo Próximo	Solo/camada
CC01	12	9	SP02	Argila pouco siltosa, muito mole a rija / 1ªcamada
CC02	13	6	SP02	Argila pouco siltosa, muito mole a rija/ 1ªcamada
CC03	16	14	SP02	Argila pouco arenosa, média a dura/ 2ª camada
CC04	13	9	SP01	Argila pouco arenosa, média a dura/ 2ª camada
CC05	16	22	SP01	Argila pouco arenosa, média a dura/ 2ª camada
CC06	16	22	SP01	Argila pouco arenosa, média a dura/ 2ª camada
CC07	11	11	SP01	Argila pouco siltosa, muito mole a rija/ 1ª camada
CC08	13	9	SP01	Argila pouco siltosa/ 1ª camada
ES01B	16	9	SP11	Argila arenosa, variegada/ 3ª camada – presença água
ES02	13	13	SP03	Argila siltosa, muito mole a dura/ 1ª camada
ES03	12	15	SP03	Argila siltosa, muito mole a dura, presença água/ 1ª camada
ES04	12	15	SP03	Argila siltosa, muito mole a dura, presença água/ 1ª camada
ES05	14	14	SP03	Argila siltosa, muito mole a dura, presença água/ 1ª camada
ES06	18	10	SP11	Argila arenosa variegada – presença água/ 3ª camada

Os valores da resistência total obtidos pelas fórmulas dinâmicas, pelo método de extrapolação da NBR 6122 (2010) e pelos métodos semiempíricos de todas as estacas ensaiadas neste estudo e pelas análises CAPWAP e CASE encontram-se na Tab. 4.8.

O resultado previsto pelas fórmulas semiempírica e dinâmica apresentam valores inferiores aos obtidos pelas provas de carga estática e dinâmica, como mostra a tabela 4.8. As correlações dos resultados apresenta-se no item 4.5.

4.5 CORRELAÇÕES ENTRE OS RESULTADOS OBTIDOS DAS ESTACAS

Neste item relaciona-se os resultados obtidos pelos métodos de previsão de capacidade de carga com o resultado obtido pela PCE e PCD.

A grande dificuldade de comparar os resultados obtidos por instrumentação e por provas de carga estáticas ocorre pelo número reduzido das provas de carga estática realizadas e, raramente, são levadas à ruptura (Gonçalves et al. 2007). Isto leva à escassez de informações originadas pela quantidade reduzida das provas de cargas estáticas, em relação as provas de carga dinâmicas.

TABELA 4.8 Valores da capacidade de carga última por método em kN

Estaca	D-Q	A-V	CAPWAP	CASE	Hol.	Din.	Brix	Engi	NBR
CC01	111	181	-	-	-	-	-	-	170,0
CC02	211	227	320,2	320,0	138	280	107	45	-
CC03	230	290	276,5	277,0	77	197	56	55	-
CC04	261	306	352,2	352,0	86	278	84	59	-
CC05	303	420	-	-	-	-	-	-	323,0
CC06	277	412	438,1	438,0	129	274	114	64	-
CC07	144	165	244,2	244,0	47	144	25	44	-
CC08	259	306	735,0	736,0	601	508	374	141	-
ES01B	469	351	676,7	677,0	277	342	373	73	660,0
ES02	217	275	426,1	426,0	414	432	320	73	-
ES03	174	179	350,9	351,0	306	398	179	901	-
ES04	222	257	340,6	341,0	212	355	155	68	-
ES05	329	411	-	-	-	-	-	-	648,0
	376	418	522,6	523,0	109	392	124	94	-
ES06	341	364	-	-	-	-	-	-	615,0

D-Q =Décourt-Quaresma
A-V= Aoki -Velloso
PCE= Prova de Carga Estática
PCD= Prova de Carga Dinâmica

(¹) PCE
(²)PCD

Na obra em questão, executaram-se 12 provas de carga dinâmica, sendo uma danificada, e seis provas de carga estáticas, sendo que em todas as provas de carga estáticas observaram-se a ruptura nítida.

Importante salientar que, apesar do número de provas de cargas executadas, em apenas duas ensaiaram-se os dois tipos de ensaio comentados anteriormente, neste caso, as estacas ES01B e a ES05.

Ao comparar os valores obtidos pelos métodos semiempíricos e os valores da carga última de ruptura extrapoladas pelo método da NBR 6122 (2010), plotadas no gráfico da Fig. 4.18, das estacas ensaiadas por PCE, verifica-se que o método Aoki-Velloso para essas estacas analisadas apresenta resultados mais próximos da carga última de ruptura de referência (NBR) do que os resultados obtidos pelo método de Décourt-Quaresma que apresenta valores mais conservadores que do método Aoki-Velloso.

Para quantificar a dispersão dos valores da carga de ruptura última com os métodos semiempíricos calculou-se a relação A-V/ NBR e D-Q/ NBR, assim como o valor médio, desvio padrão e o coeficiente de variância apresentados na Tab. 4.9.

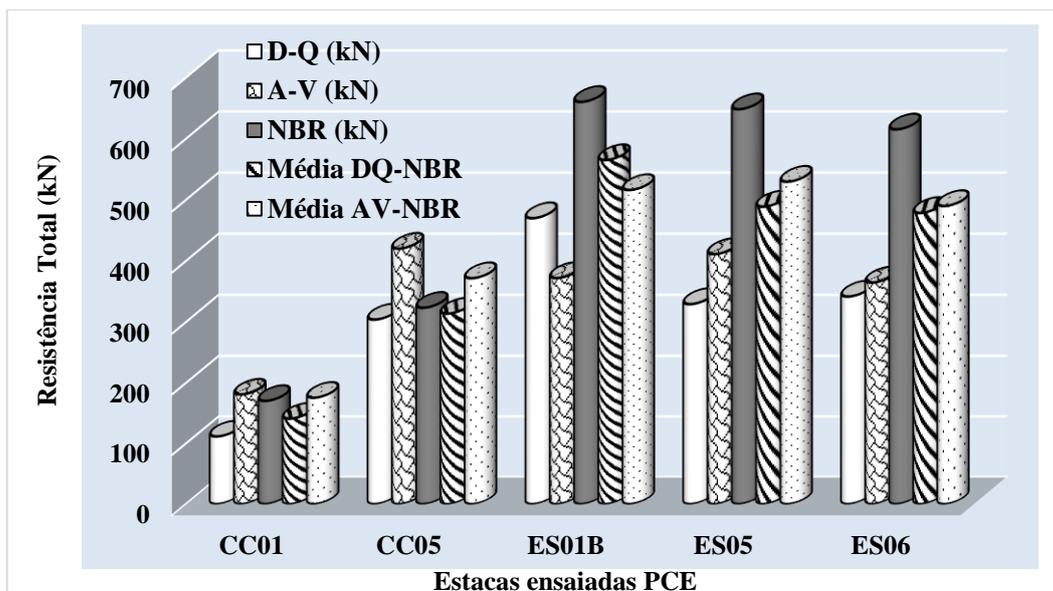


Figura 4.18 Valores dos métodos semiempírico e da carga última de ruptura e a média das estacas PCE

Tabela 4.9 Dispersão dos valores fórmula semiempírica e carga de ruptura última

Estaca	Média (kN)		(±) Desvp		CV (%)		Relação (%)	
	D-Q	A-V	D-Q	A-V	D-Q	A-V	D-Q/ NBR	A-V/NBR
CC01	140	175	29,5	5,3	21	3,3	-34,7	6,5
CC05	313	371	10,0	48,4	3,2	13,0	-6,2	30,0
ES01B	564	505	95,5	144,2	16,9	30,5	-28,9	-46,8
ES05	488	529	159,5	118,6	32,6	22,3	-49,2	-36,6
ES06	478	489	137,0	125,4	28,6	25,6	-44,5	-40,8
Média	397	416	86,3	88,4	20,5	18,9	-32,7	-17,5

D-Q = Décourt- Quaresma; A-V= Aoki-Velloso; CV=coeficiente de variância; Desvp= desvio padrão

Ao analisar os valores da dispersão na tabela 4.9 e o respectivo gráfico da Fig. 4.19 verifica-se que a média dos índices dispersivos, o do método Aoki-Velloso apesar de apresentar o maior desvio padrão, apresenta a melhor relação e o melhor coeficiente de variância em relação a PCE.

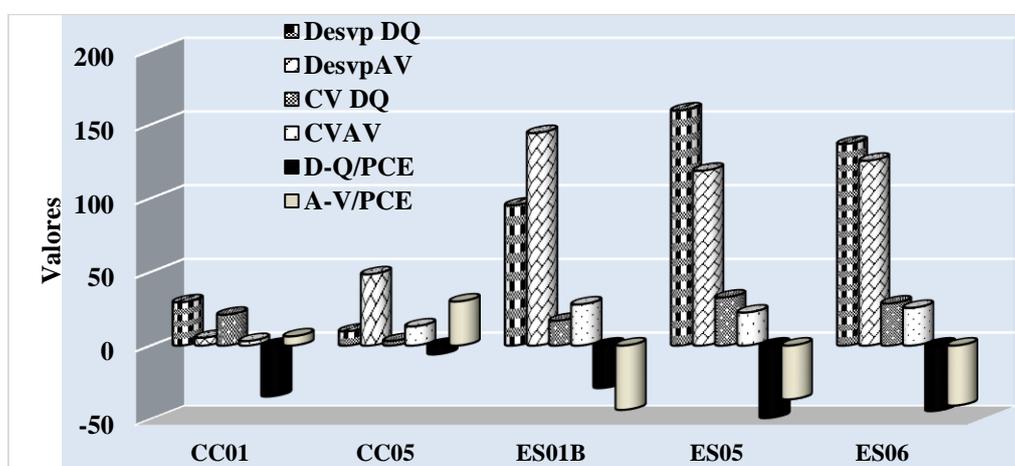


Figura 4.19 Valores estatístico da fórmulas semiempíricas com PCE

A dispersão das fórmulas semiempíricas com os resultados da CAPWAP, encontra-se na Tab. 4.10.

Tabela 4.10 Dispersão dos valores fórmula semiempírica e CAPWAP

Estaca	D-Q (kN)	A-V (kN)	PCD (kN)	DQ				AV			
				Média (kN)	Desvp (kN)	CV (%)	Relação (%)	Média (kN)	Desvp (kN)	CV (%)	Relação (%)
CC02	211	227	320,2	265	54,6	20,5	-34,1	273	46,6	17	-29,1
CC03	230	290	276,5	253	23,2	9,2	-16,8	283	6,7	2,4	4,9
CC04	261	306	352,2	306	45,6	14,8	-25,9	329	23,1	7,0	-13,1
CC06	277	412	438,1	357	80,5	22,5	-36,8	425	13,0	3,1	-5,9
CC07	144	165	244,2	194	50,1	25,8	-41,0	204	39,6	19,3	-32,4
CC08	259	306	735,0	497	238	47,9	-64,7	520	214,5	41,2	-58,3
ES01B	469	351	676,7	573	103,8	18,0	-30,7	514	162,8	31,7	-48,1
ES02	217	275	426,1	321	104,5	32,5	-49,0	350	75,5	21,5	-35,4
ES03	174	179	350,9	262	88,4	33,7	-50,4	265	85,9	32,4	-49,0
ES04	222	257	340,6	281	59,3	21,0	-34,8	299	41,8	14,0	-24,5
ES05	376	418	522,6	449	73,3	16,3	-28,0	470	52,3	11,1	-20,0
	Média			342	83,8	23,9	-37,5	358	69,3	18,3	-28,3

D-Q = Décourt- Quaresma; A-V= Aoki-Velloso; CV=coeficiente de variância; Desvp= desvio padrão

Ao analisar esses valores verifica-se que, como ocorre em relação aos valores da PCE, o resultado do método Aoki-Velloso apresenta parâmetros de maior similaridade. O coeficiente de variância do método é menor, sua relação é mais próxima, o desvio padrão apresenta resultados menores quando comparada com os resultados obtidos com o método de Décourt-Quaresma.

Ao comparar os valores obtidos pelas fórmulas dinâmicas podemos separá-los em três grupos sendo um grupo de valores inferiores, um grupo de valores superiores e o último grupo em valores intermediários em relação as fórmulas semiempíricas. Para qualificar a dispersão, calculou-se a média, o desvio padrão, o coeficiente de variância e a relação entre os métodos. O resultado da média entre os métodos está na Tab. 4.11.

Tabela 4.11 Média das dispersões entre fórmulas dinâmicas, CAPWAP e CASE

Método	Média (kN)		±Desvp (kN)		CV (%)		Relação (%)	
	CAPWAP	CASE	CAPWAP	CASE	CAPWAP	CASE	CAPWAP	CASE
Holandeses	322	321,9	104	104,0	38,9	38,9	-51,4	-51,4
Dinamarqueses	376	376,7	55	55,4	14,4	14,4	-20,6	-20,6
Brix	300	300	126	126,0	47,7	47,7	-62,2	-62,3
Engineering	249,5	249,6	176,2	176,3	70,1	70,1	-82,3	-82,3

CV=coeficiente de variância; Desvp= desvio padrão

Observa-se que a comparação média CAPWAP com a fórmula dos Dinamarqueses apresenta valor superior as demais fórmulas, além de apresentar o menor desvio, o melhor coeficiente de variância e de relação. A fórmula Engineering News Record, apresenta a menor média, e as fórmulas Holandesa e de Brix apresentam resultados próximos entre si e apresentam valores intermediários. A comparação com a análise CASE segue os mesmos índices da CAPWAP.

Ao plotar os resultados da resistência lateral, Fig. 4.20, obtidos pelos métodos semiempíricos e pela análise CAPWAP, observa-se que a resistência lateral das fórmulas semiempíricas apresentam valores inferiores em 70% das estacas. Já em relação a resistência de ponta, Fig. 4.21, o método de Aoki-Velloso apresenta valor de resistência de ponta superior em 55% das estacas quando comparadas com as obtidas na PCD.

Na Tab. 4.12 pode-se verificar os valores da estimativa da resistência total (R), resistência de ponta e da resistência lateral (R_L) obtida pelos métodos semiempíricos e pela análise CAPWAP.

Tabela 4.12 Resistência lateral e total da análise CAPWAP e métodos semiempíricos

Estaca	Décourt-Quaresma (kN)			Aoki-Velloso (kN)			CAPWAP (kN)		
	R_L	R_p	R	R_L	R_p	R	R_L	R_p	R
CC01	90	21	111	150	31	181	-	-	-
CC02	190	21	211	183	44	227	289	31	320
CC03	214	16	230	214	76	290	191	84	276
CC04	230	31	261	216	90	306	291	60	352
CC05	253	51	303	260	160	420	-	-	-
CC06	253	24	277	252	160	412	391	46	438
CC07	130	14	144	128	37	165	157	86	244
CC08	230	29	259	216	90	306	567	168	735
ES01B	342	127	469	201	170	351	587	89	676
ES02	193	24	217	215	60	275	400	25	426
ES03	145	29	174	137	42	179	286	64	351
ES04	180	42	222	188	69	257	274	66	340
ES05	292	37	329	270	141	411	-	-	-
	(¹)	(¹)	(¹)	(¹)	(¹)	(¹)	-	-	-
	302	74	376	309	109	418	130	392	522
ES06	(²)	(²)	(²)	(²)	(²)	(²)	-	-	-
	311	30	341	241	123	364	-	-	-

Ao tentar relacionar esses resultados com as características do solo e da estaca, verifica-se que esses valores possuem pequenas similaridades entre si quando comparados. A estaca CC01 e a ES03, de mesma seção, o valor do N_{SPT} apresenta 60 % de proximidade.

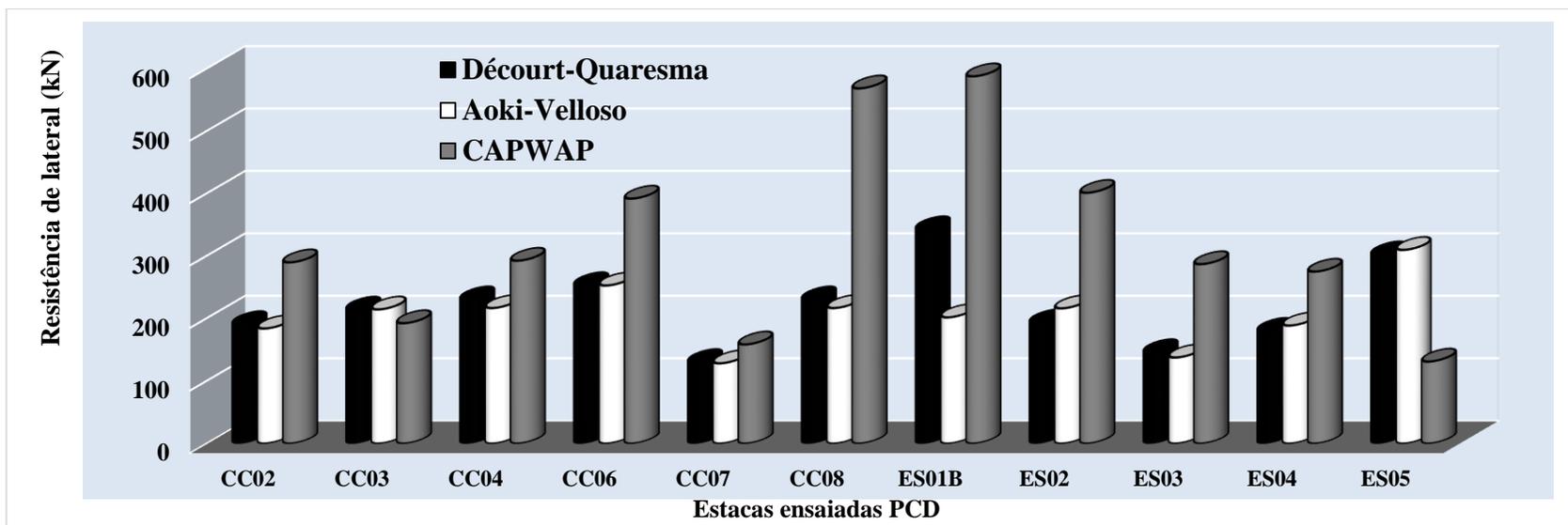


Figura 4.20 Representação gráfica da capacidade de carga lateral do CAPWAP e Semiempíricos

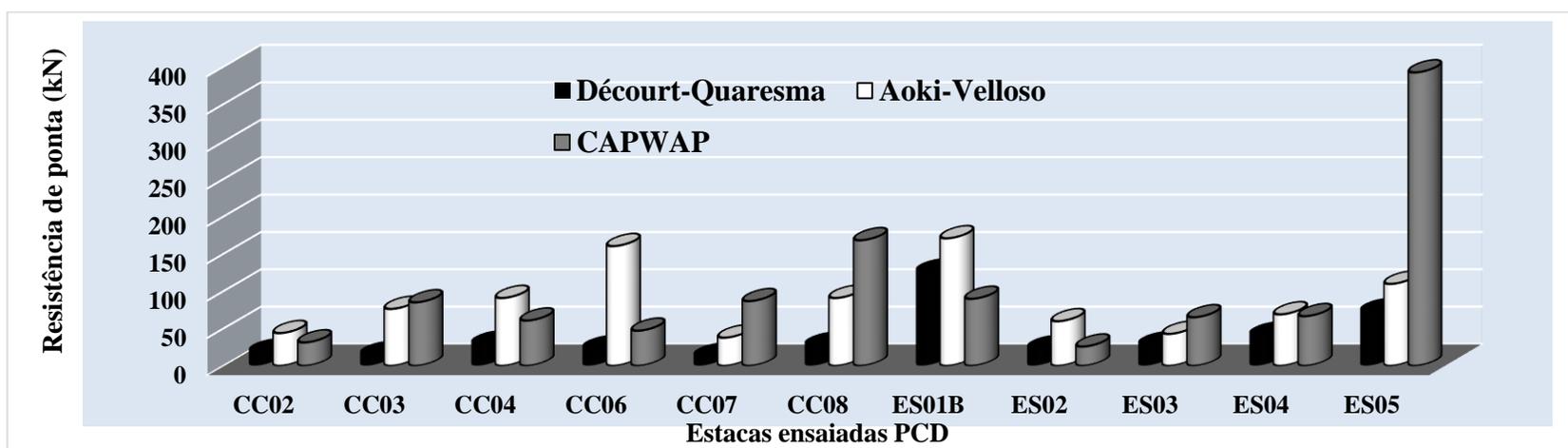


Figura 4.21 Representação gráfica da resistência de ponta do CAPWAP e Semiempíricos

No entanto, a proximidade dos valores de capacidade de carga de ponta está entre 72,0 % (Décourt-Quaresma) a 74% (Aoki-Velloso). Comparando-se as estacas CC02 e a ES02 com a mesma análise, a proximidade do valor de N_{SPT} é de 46 %, a capacidade de ponta apresenta 87 % (Décourt-Quaresma) e 73 % (Aoki-Velloso). Com esses resultados não é possível afirmar que as estacas assentes sobre um determinado solo apresenta valores maiores de suporte em detrimento do outro solo.

Ao comparar a resistência total dos métodos, plotados na Fig. 4.22. Verifica-se que os métodos de previsão apresentam valores inferiores ao da análise CAPWAP e CASE. Essa diferença pode ser melhor visualizada no gráfico da Fig. 4.23 onde encontra-se plotados a relação entre os métodos. É possível visualizar também que o método de Décourt-Quaresma possui valores mais conservadores que do método Aoki-Velloso para as estacas analisadas neste trabalho. A mesma situação ocorre com a fórmula do Engineering News.

Em relação as fórmulas dinâmicas os cálculos foram realizados utilizando os parâmetros que constam na tabela 3.7. Verifica-se que há variações entre os métodos utilizados, que podem ser justificados pelos diferentes coeficientes de correção e parâmetros intrínseco ao método, tabela 4.8.

Dessa forma, pode-se dividir em 02 grupos, o resultado da fórmula de Engineering, limite inferior, que apresenta relação média em módulo de 82,3 %; o grupo do limite superior, o método dos Dinamarqueses, em que a relação média em módulo é de 20,6 %; o grupo em que os valores situam-se entre o limite inferior e o superior, refere-se ao da fórmula Holandesa e Brix, apresentam a relação média em módulo de 51,4 % e 62, 2 %, respectivamente.

4.5.1 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS NA ESTACA ES01B

Neste item compara-se os valores de todos os métodos obtidos para a estaca ES01B. Nesta estaca realizaram-se as provas de carga estática e a dinâmica.

Primeiro compara-se o valor da PCE com o CAPWAP, CASE, Décourt-Quaresma e Aoki-Velloso. No segundo momento compara-se os valores da análise CAPWAP e CASE com as fórmulas dinâmicas e semiempíricas. Por último compara-se o resultado das PCE e PCD com os resultados definidos como referência.

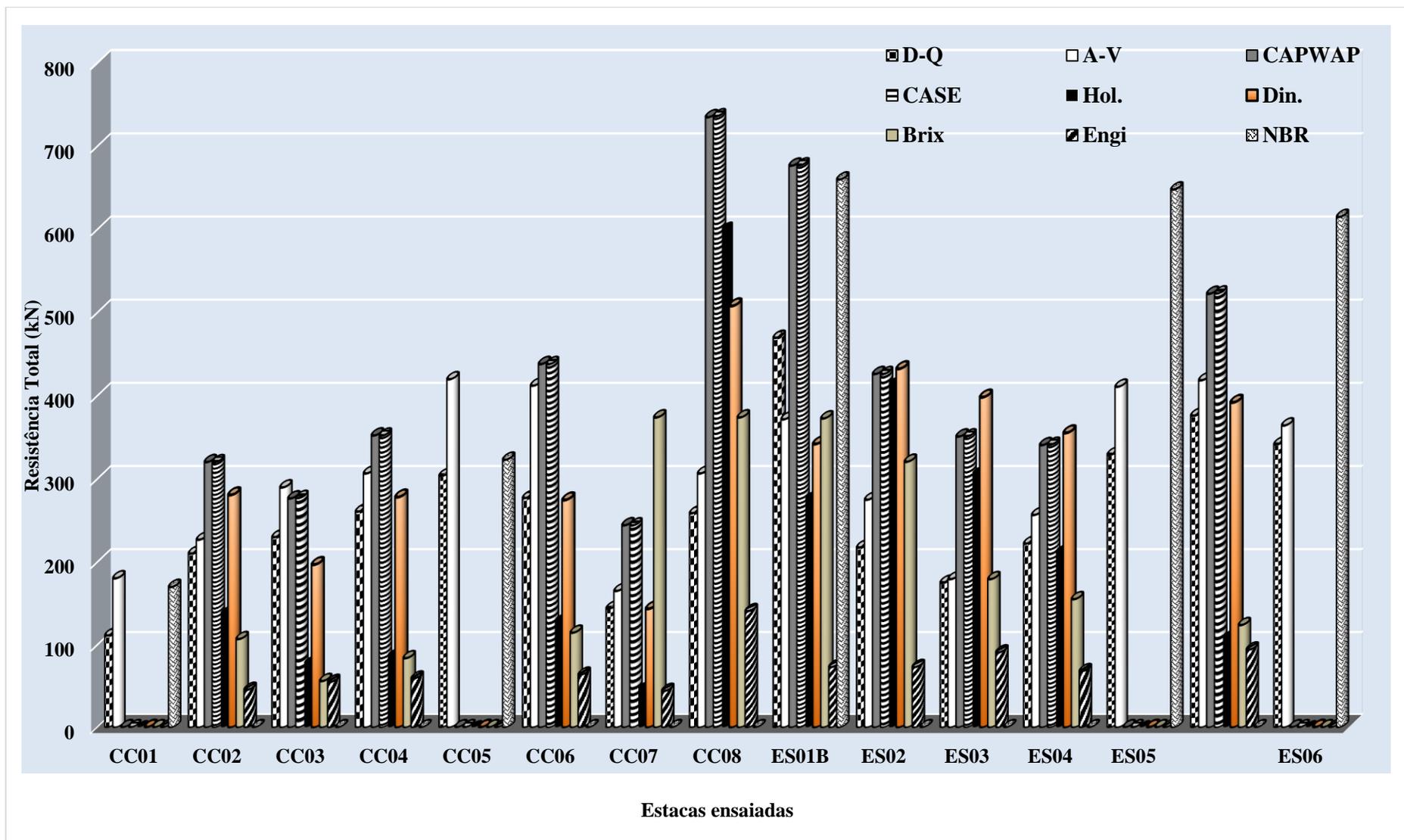


Figura 4.22 Representação gráfica da estimativa da capacidade de carga total CAPWAP e os métodos de estimativas de carga utilizados

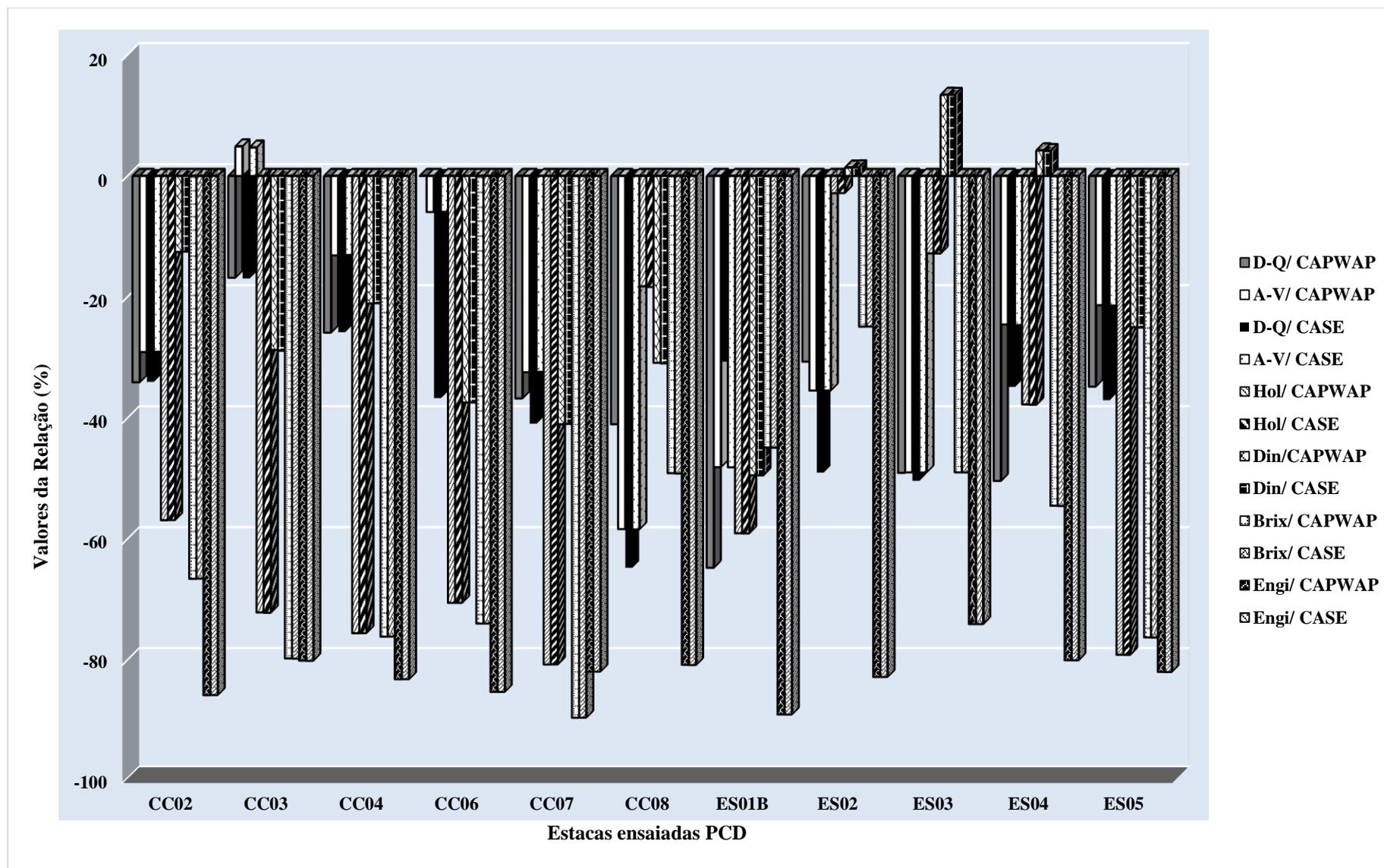


Figura 4.23 Relação das estacas ensaiadas entre as análises CAPWAP e CASE com fórmulas semiempíricas e dinâmicas (PCD)

Cravou-se a estaca ES01B no período de seca, 05 de outubro de 2007, com profundidade de 15,4 m tabela cravação 2007, não foi submetida a recravação. Realizou-se a prova de carga dinâmica em 30 de outubro de 2007, até a cota de 15,5 m. Já a prova de carga estática foi realizada em 12 de dezembro, do mesmo ano, no período chuvoso até a cota de 15,8 m. Essa diferença de deslocamento da estaca pode estar associado a perda de resistência do solo com o tempo (relaxação). Para efeito de cálculo das previsões de capacidade de carga considerou-se a cota de 15 m, o valor de SPT nessa cota é igual a 9 golpes e para 16 m o N_{SPT} é igual a 8 golpes e está sobre a mesma camada de solo, argila arenosa, variegada, consistência média. O furo mais próximo de sondagem é o SP11, referente a primeira campanha de sondagem, ocorrida em junho de 2006 (período de maior estiagem) onde nível de água encontrava-se na cota de 15,87 m. A sondagem finalizou-se a 24,0 m, em uma camada silte arenoso, variegado, compacto a muito compacto com N_{SPT} 32/15 golpes.

Na Fig. 4.24 encontra-se a curva carga-recalque da estaca ES01B. Percebe-se no gráfico que o recalque de acomodação do solo ocorreu 0,8 mm para a carga aplicada de 148 kN. O recalque final estabeleceu-se a 56 mm, cerca de 17 % do diâmetro circunscrito da ponta da estaca. Observa-se pela assintótica vertical a ocorrência da ruptura física nítida.

Ao extrapolar a curva carga-recalque pelos métodos já citados encontrou-se os valores da Tab. 4.13. Por razões já explicadas adotou-se o método NBR 6122 (2010).

Tabela 4.13 Valores da PCE extrapoladas	
Método	Carga última de ruptura (kN)
Van der Veen	711
Décourt (1999)	838
NBR 6122 (2010)	660

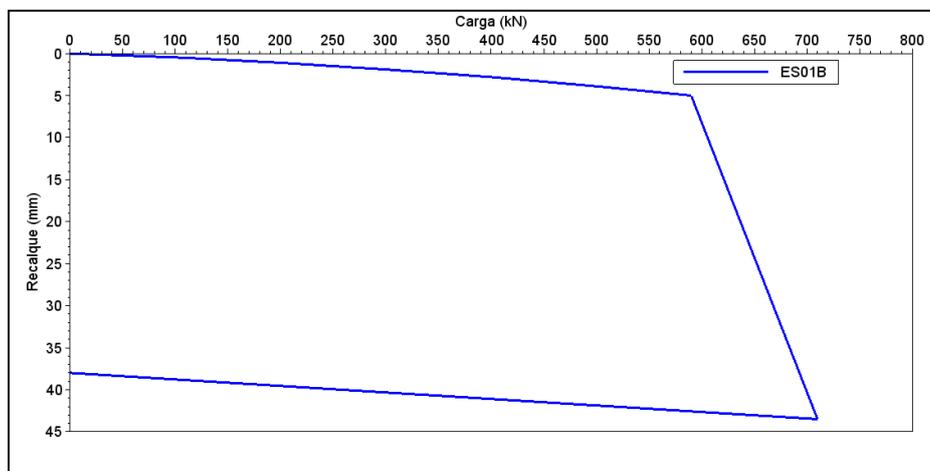


Figura 4.24 Curva carga-recalque da estaca ES01B

A resistência do solo é mobilizada quando ocorre o impacto do martelo sobre o sistema estaca-solo, a variação do atrito lateral e a da resistência de ponta ocorrerá com o tipo e a reologia das diferentes camadas de solos que envolvem a estaca. Nos primeiros metros de cravação desta estaca não apresentou atrito lateral, que pode ser devido a característica do solo poroso de Brasília na camada mais superficial proveniente da ação de intemperização e, pode ser também pela movimentação lateral da estaca durante o processo de cravação. Nesta estaca o atrito lateral contribui com 86,74 % da resistência total mobilizada, mostrada na figura 4.15, o que confirma a camada de baixa resistência.

Seguiu-se na prova de carga dinâmica a metodologia de altura de queda crescente com martelo de 20 kN, já descritos anteriormente. A tabela 4.4 apresenta os valores obtidos. Na figura 4.11 e 4.12 está plotado respectivamente a curva carga-recalque obtida pela PCD e a curva RMX-EMX desta estaca.

Até a carga de 640 kN, as duas curvas carga-recalque (PCE e PCD) tiveram o mesmo comportamento. O valor da carga limite do ensaio dinâmico (R_u) 676,7 kN. Logo, a prova de carga estática e a dinâmica apresentaram uma diferença de 2,5%, conforme mostram as Tab. 4.14 e 4.15, o resumo dos valores da estaca e a relação entre os métodos, respectivamente.

O deslocamento obtido através da PCE é superior ao obtido através da análise CAPWAP. A PCE foi executada 48 dias após a execução da PCD e 73 dias após a cravação da estaca e, a PCD 20 dias após a cravação da estaca. O aumento de deslocamento medido deve estar associado a perda de resistência do solo (relaxação).

Tabela 4.14 Resumo dos valores da estaca ES01B em kN

NBR 6122	CAPWAP	CASE	Décourt-Quaresma	Aoki-Velloso	Brix	Holandeses	Dinamarqueses	Eng
660	676,7	677,0	469	351	372,7	276,7	342,0	73,0

Eng= Engineering

Ao analisar os resultados verifica-se que os valores obtidos na PCE após sua extrapolação encontra-se próximo ao resultado obtido pelas análise CAPWAP e CASE. Isso é constatado na relação entre os resultados. A proximidade entre eles atinge 97,5 % pode-se dizer que o fato deve-se à compatibilidade da energia aplicada em campo durante a PCD.

Tabela 4.15 Relação com a PCE da estaca ES01B

Métodos	Relação (%)
CAPWAP/NBR	2,5
CASE/ NBR	2,6
Aoki-Velloso/ NBR	-46,8
DQ-Quaresma/ NBR	-28,9

Na mesma tabela verifica-se que a relação das fórmulas semiempíricas a que apresenta maior proximidade é a fórmula de Décourt-Quaresma de 58,5 % e com Aoki-Velloso a relação é menor, 56,0 %. Os valores dessa relação estão plotados na Fig. 4.25 onde fica visível a relação entre esses métodos.

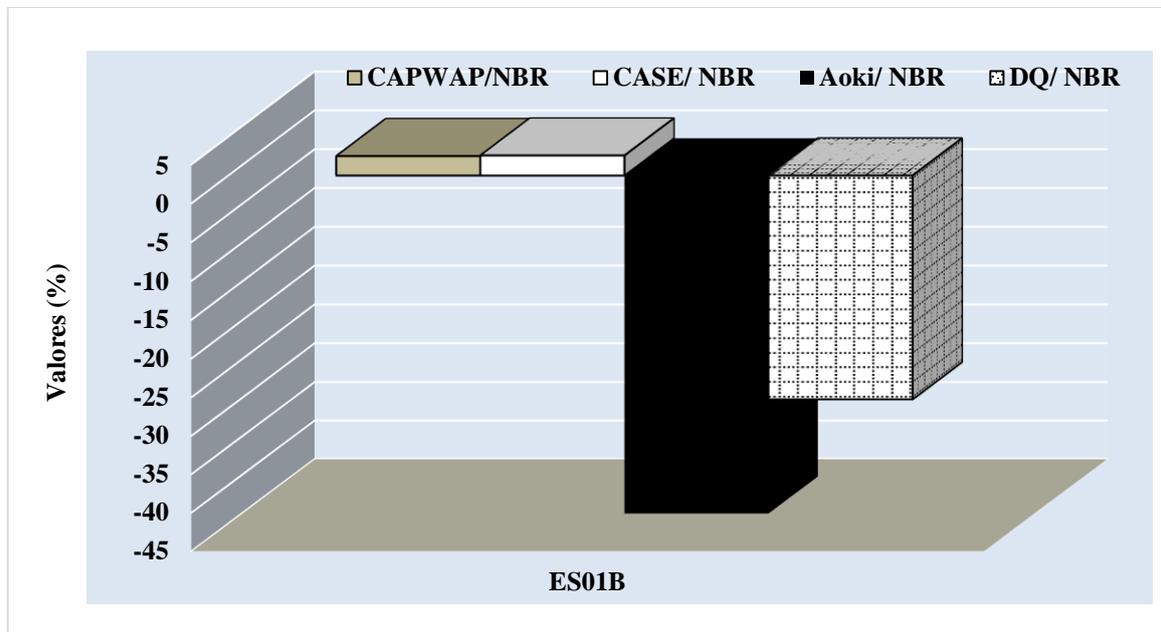


Figura 4.25 Relação do valor dos métodos estáticos com o valor referência PCE (ES01B)

Encontra-se na Tab. 4.16 a relação da análise CAPWAP e CASE com os demais resultados. Nesta análise, como ocorre também em relação a PCE verifica-se que a fórmula de Décourt-Quaresma é a mais próxima, 57 %. As relações com as fórmulas dinâmicas a de Brix, para esta estaca é a que apresenta melhor resultado, com proximidade de 53,5 %, sendo que as demais apresentam proximidades inferiores, entre 50,6 % a 10,8 %.

Métodos	Relação (%)
NBR/CAPWAP	2,5
CASE/ CAPWAP	0,04
Aoki/ CAPWAP	-48,1
DQ/ CAPWAP	-30,7
Brix/ CAPWAP	-44,9
Holandeses/ CAPWAP	-59,0
Dinamarqueses/ CAPWAP	-49,4
Engineering/ CAPWAP	-89,2

Plotaram-se esses valores na Fig. 4.26 demonstrando que a menor proximidade das fórmulas dinâmicas com a análise CAPWAP é a da fórmula dos Engineering, seguida pela dos Dinamarquese, Holandeses e Brix. Já as fórmulas semiempíricas, a menor proximidade é do método Aoki-Velloso.

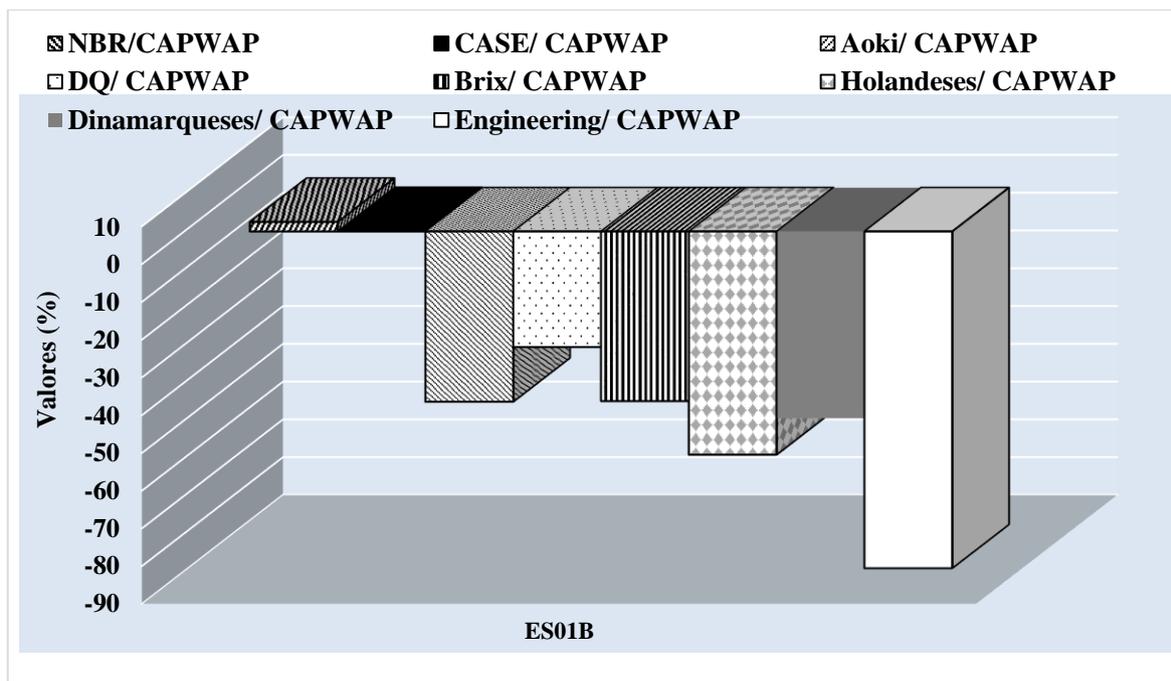


Figura 4.26 Relação do valor dos métodos dinâmico com o valor referência PCE (ES01B)

A seguir, na Tab. 4.17 apresenta-se os valores relacionados com os métodos definidos como referência. Relaciona-se primeiramente o valor da PCE (NBR) com os valores obtidos na PCD, fórmula de Brix e fórmula de Décourt-Quaresma. A segunda relação ocorre com o valor da análise CAPWAP e depois com o valor da análise CASE.

Tabela 4.17 Relação entre os valores de referência dos métodos utilizados (ES01B)

RELAÇÃO (%)							
CAPWAP/ NBR	CASE/ NBR	Brix/ NBR	DQ/ NBR	Brix/ CAPWAP	DQ/ CAPWAP	Brix/ CASE	DQ/ CASE
2,5	2,6	-43,5	-28,9	-44,9	-30,7	-44,9	-30,7

Nota-se que há uma estreita relação entre os métodos CAPWAP, CASE e NBR. A relação entre os valores obtidos nas provas de carga estática e dinâmica com a fórmula semiempírica de Décourt-Quaresma apresenta proximidade em torno de 58,5 % a 57 %; já a relação com a fórmula dinâmica, Brix, a proximidade é menor, em torno de 54 %. Conclui-se que os resultados das fórmulas semiempíricas apresentam-se bastante conservadores.

O gráfico da Fig. 4.27 mostra de forma nítida, a maior e menor proximidade entre os métodos apresentados para a estaca em análise.

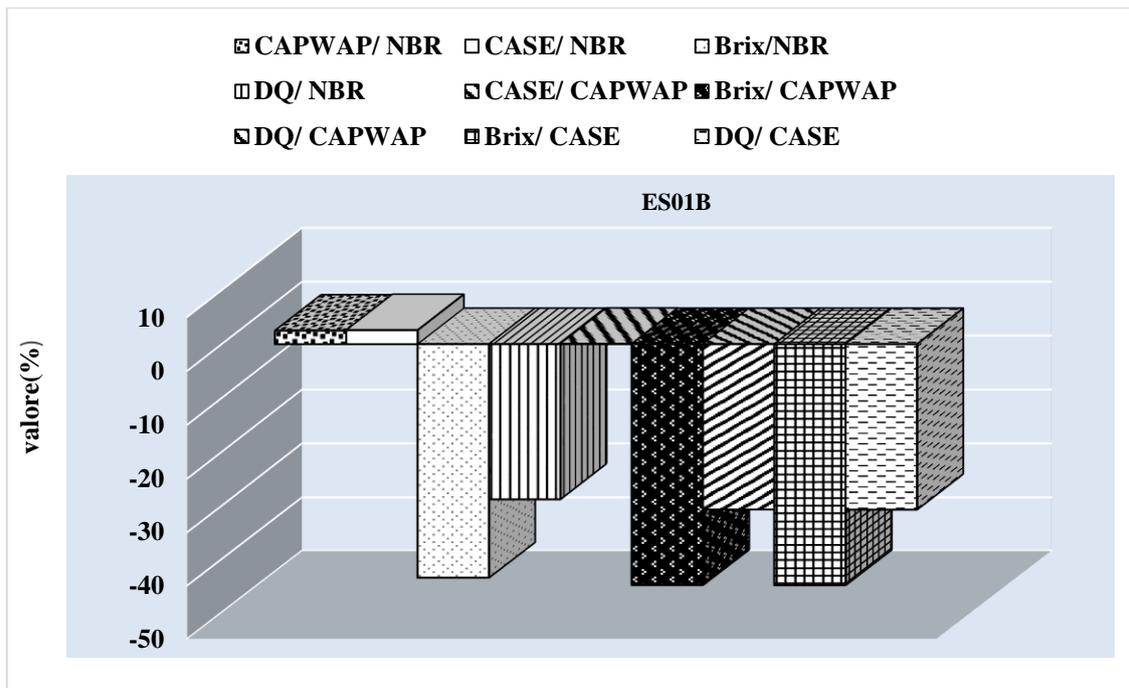


Figura 4.27 Relação entre os valores de referência dos métodos utilizados (ES01B)

4.5.1.1 AJUSTES DOS MÉTODOS COM O VALOR DA PCE

Neste item procurou-se adaptar cada um dos métodos analisados, de forma a tornar o valor da capacidade de carga mais próxima da carga última de ruptura (PCE), através da introdução de um fator de correção.

Para este estudo, utilizou-se apenas a estaca ES01B cujos valores estão apresentados na Tab. 4.18.

Introduziu-se um fator de correção, ao inverter o valor encontrado dividindo R/PCE . Multiplicando esse fator pelo valor de R , encontra-se o novo valor da resistência (R').

Tabela 4.18 Valores ajustados				
Fórmulas	R (kN)	R/PCE	Fator correção	R' (kN)
Holandeses	277	0,42	$(1/0,42) = 2,4$	660
Brix	373	0,56	$(1/0,56) = 1,7$	660
Engineering	73	0,11	$(1/0,11) = 9,0$	660
Dinamarqueses	342	0,52	$(1/0,52)=1,93$	660
Aoki-Velloso	351	0,53	$(1/0,53) = 1,9$	660
Décourt-Quaresma	469	0,71	$(1/0,71) = 1,4$	660
PCE	660,0	-	-	-
Relação =	$\left(\frac{R' - PCE}{PCE}\right) \times 100$			

Tabela 4.19 Valores estatísticos com fatores ajustados

Fórmulas	Média com PCE (kN)	Desvio padrão (kN)	CV (%)	Relação (%)
Aoki-Velloso	660	0	0	0
Décourt-Quaresma	660	0	0	0
Holandesa	660	0	0	0
Brix	660	0	0	0
Engineering	660	0	0	0
Dinamarqueses	660	0	0	0
PCE	660,0 (kN)			-

4.6 COMPARAÇÕES DOS RESULTADOS APRESENTADOS COM OUTROS ENSAIOS

Na literatura encontra-se muitos casos sobre comparações entre provas de carga estática e provas de carga dinâmicas. Foá (2001) faz destaque a três casos em particular, por se tratar de maciços de solos bem diferentes entre si. Cita que no primeiro caso de estacas pré-moldadas de concreto centrifugado cravadas, em um solo silte arenoso as diferenças por eles encontradas para a carga de ruptura no ensaio dinâmico e estático são de 0,16% em uma estaca e 0,23% em outra, ou seja, praticamente nulas. No segundo caso, em um maciço de argila porosa as diferenças encontradas é da ordem de 36%, porém pode ter influenciado pela saturação do solo. O terceiro caso trata-se de estaca de concreto em uma argila mole sobre uma camada de silte argiloso micáceo duro a rijo, a diferença encontrada é de 31 %.

Neste trabalho, à estaca ES01B submetida aos ensaios de prova de carga estática e dinâmica o resultado encontrado apresenta a diferença de 7,8 % (no caso do valor de campo da prova de carga estática e o valor da análise CAPWAP). A diferença da carga de ruptura extrapolada pela norma brasileira e a análise CAPWAP da mesma estaca é de 2,5 %.

Nota-se que os valores não são os menores já relatados na literatura, mas se encontra no limite sugerido por Gonçalves et al. (2000) em que a diferença deve situar em torno de 20 %.

É importante enfatizar que os casos estudados neste trabalho e seus resultados referem-se as análises nas quais os ensaios dinâmicos e suas interpretações foram realizados antes do conhecimento dos resultados da capacidade de carga da prova estática.

CAPÍTULO 5 – SUMÁRIO E CONCLUSÕES

Apresenta-se neste capítulo as conclusões mais importantes deste trabalho, no que se refere ao comportamento de cravabilidade e performance de estacas cravadas em solo tropical de Brasília.

Este trabalho demonstrou o potencial de utilização da prova de carga dinâmica nos projetos de fundações, sendo uma ferramenta de análise, discussão da metodologia.

As análises tiveram como objetivo comparar prova de carga dinâmica, as fórmulas dinâmicas e as semiempíricas com prova de carga estática. Para tal utilizou-se os dados de uma obra localizada em Brasília (DF).

Foram realizadas duas campanhas de sondagens em diferentes estações do ano, 6 provas de carga estáticas e 12 provas de carga dinâmicas.

As principais conclusões deste trabalho a partir da análise dos resultados das provas de carga estática, dos ensaios de carregamento dinâmico, dos ensaios de N_{SPT} , e valores de resistência do solo, estão apresentadas e resumidas a seguir.

1. As sondagens mostraram que o solo apresenta baixa resistência na camada onde as estacas foram assentes o que pode ser confirmada pelo resultado do N_{SPT} .
2. Os resultados das provas de carga estática podem ser descritos como gráficos compostos por dois segmentos retilíneos unidos por um trecho curvo. O primeiro segmento correspondente à mobilização da resistência lateral, com recalques sempre inferiores a 1 mm, exceção à estaca ES01A que apresentou recalques na ordem de 7 mm. O segundo segmento, devido à mobilização da resistência de ponta, mostra um crescimento dos recalques praticamente linear até grandes deslocamentos. Esse trecho curvo, que une os dois segmentos retilíneos, tem início em torno de um deslocamento de 1,2 % a 8,5 % do diâmetro das estacas e final em torno de 14 % a 29,5 % do diâmetro da estaca.
3. A carga limite do sistema estaca-solo, foi caracterizada por um patamar de escoamento definido, exibindo uma assíntota vertical na curva de penetração. Este comportamento é típico de sistemas em que a ruptura é comandada pela resistência do solo, isto se confirma pelos valores das cargas de ruptura que foram menores que a capacidade de carga estrutural do elemento de fundação nas estacas CC01, CC05, ES01B.

4. Há uma dispersão entre os métodos de determinação do valor da carga de ruptura, que pode ser separados em três grupos: método que apresentou valores bem abaixo da prova de carga, método de Van der Veen (1953); método que apresentou valores mais elevados de carga de ruptura, método de Décourt (1999); e o método que apresentou valores próximos aos das provas de carga, método da NBR 6122 (2010).
5. As curvas carga-deslocamento extrapoladas por Van der Veen (1953), não seguem o modelo exponencial e não estabelece uma assíntota vertical para a curva, sendo modelo inadequado para este estudo.
6. A partir das análises feitas neste trabalho pode se concluir que o método da NBR 6122 (2010) foi o mais adequado para extrapolação da curva carga-deslocamento, refletiu de forma satisfatória o comportamento das curvas carga-deslocamento de estacas cravadas em solos porosos e valores a favor da segurança.
7. A tabela 4.6 apresenta nitidamente que por se tratar o solo de uma argila porosa, nos primeiros metros de profundidade não houve confinamento solo-estaca, sendo a parcela de ponta responsável pela capacidade de suporte. Com o aumento da profundidade a resistência lateral aumenta por segmento de estaca, ocorre uma maior transferência de carga para o solo ao longo do fuste. A porcentagem do atrito lateral mobilizado em relação à resistência total é entre 51 % a 90 %. O que caracteriza que a energia de ensaio aplicada aos deslocamentos gerados na ponta não foram suficientes para mobilizar a resistência total de ponta. Observa-se também que a parcela lateral obtida pelas fórmulas semiempíricas é inferior ao atrito lateral acumulado na PCD.
8. Com os resultados obtidos nas fórmulas semiempíricas não é possível afirmar que as estacas assentes sobre um determinado solo apresenta valores maiores de suporte em detrimento do outro solo.
9. A relação média entre a análise CAPWAP e as fórmulas dinâmicas apresenta, com a fórmula dos Holandesa -51,4 %; dos Dinamarqueses -20,6 %; a de Brix -62,2 % e a dos Engineering - 82,3 %.
10. A relação média entre o método de Décourt-Quaresma e a PCE é de -32,7 % e com o de Aoki-Velloso é de 17,5 %. Ao comparar com a PCD Décourt-Quaresma apresenta a média de -37,5 % e de Aoki-Velloso -28,3 %.
11. Na análise CASE a eficiência de energia transmitida do martelo em muitas estacas ficou abaixo de 40% como é recomendado. Em outra situação, a resistência máxima mobilizada não ocorreu com a maior eficiência de energia, isso pode ser explicado pela baixa resistência do

solo naquela profundidade, que apesar da transferência de energia ser eficiente, a resistência mobilizada naquele golpe não correspondeu à máxima.

12. À estaca ES01B submetida aos ensaios de PCE e PCD apresentou a diferença de 2,5 % (no caso do valor de campo da prova de carga estática e o valor da análise CAPWAP).

13. A previsão de capacidade de carga por métodos semiempíricos não sofreu influência significativa em relação à sazonalidade.

14. Para a previsão da parcela da resistência de ponta observou-se que a parcela devida ao atrito lateral é a maior contribuinte para a resistência dessas estacas, uma vez que, na profundidade em que foram assentadas, a resistência de ponta é pequena devido à baixa capacidade de suporte do solo.

15. O resultado obtido pelos métodos de previsão de carga, fórmulas semiempíricas e fórmulas dinâmicas apresentaram valores bem inferiores aos obtidos pela PCE e PCD, pode ser que devido ao espaço de tempo entre a realização da sondagem, cravação, e as provas de cargas tenham contribuído para essa diferença.

16. Em relação aos resultados obtidos com as fórmulas semiempíricas a de Brix foi definida para análise comparativa e, dentre as fórmulas semiempíricas o método de Aoki-Velloso, por apresentarem resultados de maior proximidade com a PCE.

17. Ao analisar a estaca ES01B, submetida a PCE e PCD o método semiempírico que apresentou melhor desempenho foi o do Décourt-Quaresma (1982). A relação de Décourt-Quaresma com a PCE é de -28,9 % e Aoki-Velloso é de -46,8 %. A relação com a PCD Décourt-Quaresma ficou com -30,7 % e Aoki-Velloso com -48,1 %.

18. A relação da estaca ES01B com a PCE e PCD é de 2,5 % (CAPWAP) e 2,6 % (CASE) respectivamente, o que demonstra que essas análises conseguiu representar, de maneira satisfatória, o modelo estudado, fornecendo resultados fisicamente coerentes e consistentes com o dado experimental, via PCE.

19. Finalmente, para a previsão de capacidade de carga para este estudo é recomendado o método semiempírico de Aoki-Velloso e para fórmula dinâmica o método de Brix, pelo fato da única estaca em que ocorreu os dois tipos de ensaios, esses métodos foram os mais próximos.

Conclui-se, portanto, com base nas análises realizadas neste trabalho que as estacas foram cravadas em solos de baixa resistência, confirmada com o resultado obtidos através das fórmulas de previsões de capacidade de carga onde apresentou valores inferiores aos obtidos pelos ensaios de controle de qualidade, entre 20 % a 84 %. Outro fato a concluir é que a pequena contribuição da resistência ponta obtida na PCD deve-se a energia aplicada não ter sido

suficiente para provocar o deslocamento na ponta. Pode-se concluir também que o ensaio de carregamento dinâmico representa bem o comportamento do sistema estaca–solo, quanto à determinação da capacidade de carga da fundação. As diferenças encontradas mostraram ser esta metodologia uma excelente ferramenta de ensaio, de fácil e rápida execução, vindo a oferecer resultados satisfatórios.

Pode-se afirmar que os objetivos propostos no início deste trabalho foram alcançados e as motivações para esta pesquisa puderam ser analisadas e obtidos resultados apresentados na dissertação.

5.1 SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS

Realizar em solos tropicais provas de cargas dinâmicas antes da prova de carga estática para melhor análise e compará-las com resultados obtidos com a prova de carga estática realizada antes da prova de carga dinâmica. Comparar os resultados com os métodos de previsão de capacidade de carga, para melhor correlação regional. Verificar se a eficiência de energia sofrerá alteração considerada, em duas estações (seca e chuvosa).

Realizar estudo em solo tropical obtendo novos parâmetros a ser utilizados na previsão de carga das fórmulas semiempíricas.

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6122**: Projeto e Execução de Fundações – Procedimento. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 6484**: Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 13208**: Estacas – Prova de Carga Dinâmica. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 12131**: Estacas – Prova de Carga Estática. Rio de Janeiro, 2006.

ALBUQUERQUE, P.J.R. (1996). Análise do Comportamento de Estaca Pré-Moldada de Pequeno Diâmetro, Instrumentada, em Solo Residual de Diabásio da Região de Campinas. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Agrícola da Universidade Estadual de Campinas, Campinas - SP.

ALBUQUERQUE, P.J.R. & CARVALHO, D. (1998). Previsão da capacidade de carga de estaca pré-moldada através de Prova de Carga Dinâmica e controle pelo repique. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Brasília, DF, 3: 1345-1349.

ALBUQUERQUE, P.J.R.; CARVALHO, D.; FERREIRA, C. V.; LOBO, A. S. Comportamento de estacas Pré-moldadas e Escavadas, Instrumentadas, em Solo não saturado. A Experiência do Campo Experimental da UNICAMP-Campinas. Campinas, SP. acessado em 02.07.2010, 16h56.

AMARAL, J. C; BAGGIO A. C. M. (2008). Estimativa e o controle da capacidade de carga de estacas pré-moldadas de concreto com o uso de provas de carga, diagramas de cravação e métodos estáticos na obra da vila do PAN 2007. VI SEFE.

ANDRAOS, N. C. (2009). Prova de Carga Dinâmica em Estacas Moldadas *in loco*: Contribuições para a Seleção do Sistema de Impacto e Amortecimento a Partir de Retro-Análise. Dissertação de Mestrado. Área de Concentração em Geotecnia, Departamento de Construção Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba-PR.

ANJOS, G.J.M. (2006). Estudo Experimental do Comportamento de Fundações Escavadas em Solos Tropicais. Tese de Doutorado, Publicação G.DM 033/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 341p.

AOKI, N. (1976). Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas. Notas de Aula, Universidade Gama Filho.

AOKI, N. (1989). A new dynamic load test concept. XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. ISSMGE, Rio de Janeiro, RJ, 1: 1-4.

AOKI, N. (1991). Carga admissível de estacas através de ensaios dinâmicos. SEFE II – 2º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, Vol. 2, pp. 269-292.

AOKI, N. (1997). Determinação da Capacidade de Carga Última de Estaca Cravada em Prova de Carga Dinâmica de Energia Crescente. Tese de D.Sc, EESC/USP, São Carlos, SP, Brasil.

ARAKI, M. S. (1997). Aspectos Relativos às Propriedades dos Solos Porosos Colapsíveis do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Publicado G.DM-040^a/97, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 121 p.

AVELINO, J. D. (2006). Análise de Desempenho de Estacas de Fundação em um Terreno com Presença de Solos Moles. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil. UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, RJ.

BERNARDES, G.P. & NORDAL, S. (1991). Estudo da capacidade de carga de estacas modelo através de ensaios estáticos e dinâmicos. II Seminário de Engenharia de Fundações Especiais – II SEFE. ABMS, São Paulo, SP, 1: 17-30.

BERNARDI, E.; CAMPOS, G.C. & MACHADO, J.R.A. (1991). O método CAPWAPCE e sua aplicação no caso do campo experimental da EPUSP/ABEF. II Seminário de Engenharia de Fundações Especiais –II SEFE. ABMS, São Paulo, SP, 1: 31-39.

BELINCATA, A., PEIXOTO, P. S.A., MIGUEL, G. M. (2010). Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT e Torque. Eduem-UEM, Maringá-PR. Coleção Fundamentum N. 63.

BOWLES, J.E. (1988). Foundation Analysis and Design. Mc Graw Hill, New York, USA.

BRANCO, C.J.M.C. (2006). Provas de Carga Dinâmica em Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro com Ponta Modificada. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.

C.F.M.(1997)- California Foundation Manual. State of California, Department of Transportation Engineering Service Center, division of Structures. Office Strutura Construction.

CAMPOS, J.E.G. (2004). Hidrogeologia do distrito federal: bases para a gestão dos recursos hídricos subterrâneos. Revista Brasileira de Geociências, nº 34(1): 41-48, março.

CAMAPUM DE CARVALHO, J., MORTARI, D., SILVA, P.R. & PAIXÃO, M.N.O.N (1993). Avaliação da colapsividade de um solo poroso em consequência da construção de um aterro. 27^a Reunião de Pavimentação, Belém, PA, 255-263.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. & MORTARI, D. (1994). Caracterização geotécnica de solos porosos do distrito federal. 3^o Simpósio Brasileiro de Escavações Subterrâneas, ABMS/ABGE/CBT/CNPq/UnB, Brasília, DF, pp.109-122

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GUIMARÃES R.C.; CARDOSO F.B.F. e PEREIRA, J.H.F. (1996). Proposta de uma nova metodologia para ensaios de sedimentação. 30^o Reunião Anual de Pavimentação, Salvador, BA, pp 521-529.

CAMAPUM DE CARVALHO, J., GITIRANA Jr., G. (2005). considerações sobre parâmetros de resistência de solos tropicais II Simpósio sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste, Goiânia, GO, p.183-190.

CARDOSO, F. B. F. (1995). Análise Química, Mineralógica e Micromorfológica de Solos Tropicais Colapsíveis e o Estudo da Dinâmica do Colapso. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-026^a/95, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 139p.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. (2010). Fundações por estacas: projeto geotécnico. São Paulo, SP: Oficina de Textos.

CODEPLAN - Companhia de Desenvolvimento do Planalto. Atlas do Distrito Federal; vol.I. Brasília. 1984.

COIMBRA, A.R.S.R. (1987). Balanço Hídrico Preliminar do Distrito Federal. Inventário Hidrogeológico do Distrito Federal. GDF/CAESB, Brasília, DF, pp. 50-78.

CONCIANI, W. (2008). Relatório Técnico.

COSTA, H. C.; MARCUZZO, F. F. N.; FERREIRA, O. M.; ANDRADE, L. R. (2012). Espacialização e sazonalidade da precipitação pluviométrica do estado de Goiás e Distrito Federal. Artigo- Revista Brasileira de Geografia Física 01, pag. 87-100 www.ufpe.br/rbgfe, acessado em 21.01.2013, 11h.

CUNHA, R.P. & COSTA, F.L. (1998). Avaliação da integridade física de estacas assentes na argila porosa de Brasília pelo PIT. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. ABMS, Brasília, DF, 3: 1647-1654.

CUNHA, R.P; ASSIS, A.P; MARQUES, F.E.R; SANTOS, C.R.B.S. (2006). Influência do estado de tensão de um túnel e da sazonalidade em ensaios de campo em argila colapsível do Brasil. In: Geotecnia, Lisboa, Portugal. V.110,p.157-182.

DECOURT, L. & QUARESMA, A.R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS, Rio de Janeiro, RJ, 1.

DÉCOURT, L. (1999). Behavior of Foundations under Working Load Conditions. 11th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Foz do Iguaçu, 4: 453-488.

EMBRAPA (1978). Levantamento de Reconhecimento dos Solos do Distrito Federal. Boletim Técnico, nº 53, Serviço Nacional de Levantamento e Conservação de Solos, Rio de Janeiro, RJ, 455 p.

EMBRAPA (1983). Levantamento do Reconhecimento de Baixa Intensidade dos Solos e Aptidão Agrícola das Terras de Parte da Região Geoeconômica de Brasília. Boletim de Pesquisa, nº 24, Serviço Nacional de Levantamento e Conservação de Solos, Rio de Janeiro, RJ, 515 p.

FARTO, J. M.M. (2003). Previsão da Capacidade de Carga de Estacas Pré-Moldadas de Concreto Através de Métodos Semi-empíricos na Cidade de Nobres, MT. Dissertação de Mestrado. UFCG Campina Grande, PE.

FELLENIUS, B. H. (2006). Basics of Foundations Design. Electronic Edition, January. www.Fellenius.net acessado em 15.10.2012, 8:20h.

FERREIRA, R.C., MONTEIRO, L.B., PERES, J.E.E & BENVENUTO, C.(1989). Some aspects on the behavior of Brazilian collapsible soils. XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. ISSMGE, Rio de Janeiro, RJ, 1: 117-120.

FOÁ, S.B. (2001). Análise do Prova de Carga Dinâmica de Energia Crescente para o Projeto de Fundações Profundas. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-078A/01, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 200 p.

FREITAS-SILVA, F.H. e CAMPOS, J.E.G. (1998). Geologia do Distrito Federal. Inventário Hidrogeológico do Distrito Federal. UnB/IEMA, Brasília-DF, Parte I, pp. 1-86.

GONÇALVES, C., ANDREO, S. C., BERNARDES, G.P., (1996). Prova de Carga Dinâmica. São Paulo, SP. Copyright 1º Edição.

GONÇALVES, C., ANDREO, C.S., BERNARDES, G.P. & FORTUNATO, S. G. S. (1998). Controle da cravação de estacas pré-fabricadas de concreto através do repique elástico. ABMS, Revista Solos e Rochas, São Paulo, SP, 21, (2): 103-116.

GONÇALVES, C.; ANDREO, C. S.; BERNARDES, G. P.; FORTUNATO, S. G. S. (2000). Controle de Fundações Profundas Através de Métodos Dinâmicos. 1. ed. São Paulo.

GONÇALVES, C., BERNARDES, G.P., NEVES, L. F. S. (2007). Estacas Pré-fabricadas de Concreto, Teoria e Prática. 1º Edição.

GUIMARÃES, R. C., e CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2003). Influência da microestrutura na propriedades mineralógicas e físicas de um perfil de solo do Distrito Federal. I Simpósio sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste, Brasília, DF, p.155-164.

GUIMARAES, R.. (2002). Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao Estudo do Desempenho de Estacas Escavadas. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental de Brasília, Brasília, DF, 183 p.

MACÊDO, P. M.; BRANDÃO, W. & ORTIGÃO, J. A. R. (1994). Geologia de engenharia no túnel da Asa Sul do Metrô de Brasília, 4º Simpósio de Geologia do centro-Oeste, Brasília, DF, 206-209.

MANDOLINI, A. RUSSO, G., VIGGIANI, C. (2005). Pile foundations: experimental investigations, analysis and design Fondations sur pieux: recherche expérimentale, analyse et projet, Osaka, XVI ICMGE.

MARTINS, J. B. (2002). Fundações. 3ª edição UM, Braga.

MASSAD, E. (1985). Provas de carga e acompanhamento de recalques. I Seminário de Engenharia de Fundações Especiais. ABMS, São Paulo, SP, 2: 9-72.

MENEZES, S.M. (1997). Análise do Comportamento de Estacas Pré-Moldadas em Solo de Alta Porosidade do Interior do Estado de São Paulo. Tese de Doutorado, EP, USP, São Paulo, SP, 377 p.

MENEZES, S.M., CARVALHO, D. ALBUQUERQUE, P. J. R. (2005). Estimativa de cargas residuais obtidas na ponta de estacas cravadas em solos porosos. Semina: Ciências Exatas e Tecnologia, Londrina, v.26, n. 1, p.3-10, jan/jun., acessado em 30.10.2010 <http://www.uel.br/revistas/uel/index.php/semexatas/article/view/1576>.

MENEZES, S.M., CARVALHO, D. & SOUZA, T. M. (2000). Controle in situ da capacidade de carga – parte I. IV Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – IV SEFE, ABMS, São Paulo, SP, 1: 373 - 378.

MELO, M. T. da S., e CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2003). Viabilidade econômica da utilização de solo-cimento em estacas em solos porosos. I Simpósio sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste, Brasília, DF, p.283-290.

MENDONÇA, A.F., LIMA, A. BARROS, J.G.C., CORTOPASSI Jr., R & CORTOPASSI, R. (1994). Critérios geológicos e geotécnicos para execução de sondagens na área do Distrito Federal. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS, Foz do Iguaçu, PR, 2: 389-395.

MIRANDA, M.C. Fundações e Cotações Lateral dos Solos – Execução de Estacas. Série estruturas. 1ª edição. acessado em 01.01.11 às 17h30 <http://www2.ufp.pt/~jguerra/PDF/Fundacoes/Execucao%20de%20Estacas.pdf>

MOTA, N.M.B. (2003). Ensaio Avançados de Campo na Argila Porosa Não Saturada de Brasília: Interpretação e Aplicação em Projetos de Fundação. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-013A/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 335 p.

NIENOV, A. F. (2006). Comportamento à Compressão de Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro em Solo Sedimentar na Região de Santa Maria. Dissertação de Mestrado.UFSM-RS. Santa Maria, RS.

NYAMA, S., MEDEIROS, S., MARTINS, J. & LINKIS, G. (1984). Dynamic pile instrumentation in a calcareous sand close to PCER-2 platform, Brazil. 2nd International Conference on Application of Stress-Wave Theory to Piles. Stockholm, 1: 306-312.

NIYAMA, S.; AOKI, N. (1991). Correlação entre as provas de carga dinâmica e estática no campo experimental da EPUSP/ABEF. In: SEFE, 2., São Paulo. Anais: ABEF/ABMS, v.1, p. 285-293.

NOGAMI, J.S. & VILLIBOR, D.F. (1995). Pavimentação de Baixo Custo em Solos Lateríticos. Ed. Villibor, São Paulo, SP, 240 p.

NOVAES PINTO, M. (1993). *Caracterização Geomorfológica do Distrito Federal - Cerrado: Caracterização, Ocupação e Perspectiva*. Ed. Universidade de Brasília, Brasília, 681 p.

PAIXÃO, M.N.O.N. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. (1994). Influência da Microestrutura no Colapso de um Solo de Brasília. 2º Simpósio sobre Solos Não-Saturados, Recife, PE, 105-110.

PDI. Provas Dinâmicas e Instrumentação Engenharia Ltda - PDI Engenharia. Acessado em 06/02/2013. Disponível em <http://pdi.com.br/>.

POULO, H. G. DAVIS, E. H. (1980). *Pile Foundations Analysis and Design*. John Wiley & Sons, Inc., New York.

ROBINSKY, E. I., MORRISON, C. F.(1964). Sand displacement and compaction around model friction piles. *Canadian Geotechnical Journal*, 1 (2) (1964), pp. 81–93 *Canadian Geotechnical Journal*, 1(2): 81-93, 10.1139/t64-002

RADAMBRASIL (1982). Brasília: Geologia, Geomorfologia, Pedologia, Vegetação e Uso Potencial da Terra. Ministério das Minas e Energia. Secretaria Geral, Folhas SD 23, Rio de Janeiro, RJ 660 p.

RAUSCHE, F., GOBLE, G.G., LIKINS, G.E., (1985). Dynamic determination of pile capacity. *JGDE, ASCE*, Vol. III, N° 3, pp. 367-383.

REATTO, A.; MARTINS, E. S.; RIBEIRO, M. F.; SILVA, A. V.; CARVALHO JR., O. A. (2004). Planaltina, DF EMBRAPA Cerrado. Mapa Pedológico Digital SIG - atualizado do Distrito Federal, escala 1:100 000 e uma síntese do texto explicativo.

REESE, L.C., ISENHOWER, W.M., WANG, S.-T. (2005). *Analysis and Design of Shallow and Deep Foundations*. -Wiley. 608p.

RELATÓRIO. (2007). Prova de carga dinâmica em estacas (PDA), novembro.

RELATÓRIO TÉCNICO. (2007). Relatório Técnico Acompanhamento, Mapeamento e Definição de Alternativas de Solução para as Fundações Profundas da Obra do Ed. Sede e Centro de Convenções do Departamento de Polícia Rodoviária Federal, Brasília, dezembro.

RELATÓRIO. (2008). Provas de carga estáticas. Brasília-DF, Janeiro.

ROJAS SALDIVAR, R. E. (2008). *Retroanálise Probabilista Aplicada à Análise Dinâmica da Cravação de Estacas*. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica. São Paulo, SP.

SMITH, E.A.L. (1960). Pile driving analysis by the wave equation. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proc. of American Society Civil Engineering (ASCE)*, agosto, pp. 35-61.

SCHNAID, F. (2000). *Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações*. São Paulo, SP: Oficina de Textos.

SOARES, F. L. (2006). Análise de Provas de Carga Estática em Estacas Pré-moldadas Instrumentadas em Depósitos Argilosos. Universidade Federal de Pernambuco - Departamento de Engenharia Civil, Tese de Doutorado, João Pessoa, PE.

VARGAS, M.(1990) Provas de Carga em Estacas. Uma apreciação histórica. Revista Solos e Rochas, São Paulo, v.13, n. único, p. 3-12.

VAN DER VEEN, C. (1953). The Bearing Capacity of a Pile. 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, 2: 84-90.

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

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (2002). Fundações: Fundações Profundas. Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (2010). Fundações: Fundações Profundas. São Paulo: Oficina de Textos, Nova Edição, Volume 2.

VIEIRA, S.H.A. (2006). Controle da Cravação de Estacas Pré-moldadas: Avaliação de Diagramas de Cravação e Fórmulas Dinâmicas. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do rio de Janeiro, COPPE. Rio de Janeiro, RJ.

APÊNDICE A – RESULTADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS NO CAMPO EXPERIMENTAL DA UnB-BRASÍLIA

Na Tab. A.1 encontra-se os parâmetros geotécnicos do solo do campo experimental da UnB, sendo CD granulometria com defloculante e SD sem defloculante.

Tabela A.1 Caracterização geotécnica do solo da UnB (modificado – Guimarães, 2002)

Parâmetro	Profundidade (m)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
γ_s (kN/m ³)	26,8	26,7	26,1	25,97	26,94	25,75	26,52	26,25	27,15	27,62
γ_d (kN/m ³)	10,2	10,4	11,4	11,46	11,96	11,98	12,82	13,86	13,84	13,29
γ (kN/m ³)	13,3	13,6	14,6	14,45	14,95	14,39	15,44	18,00	17,78	17,53
γ_{sat} (kN/m ³)	16,4	16,5	17,0	17,03	17,53	17,33	17,98	18,60	18,75	18,47
G _s	2,73	2,73	2,66	2,648	2,747	2,626	2,704	2,677	2,769	2,816
e	1,6	1,57	1,27	1,27	1,25	1,15	1,07	0,89	0,96	1,08
n(%)	61,6	61,1	56,0	55,9	55,6	53,5	51,7	47,2	49,0	51,9
Pedregulho CD	0,2	0,2	0,7	0,8	1,4	2,1	4,3	3,6	0,6	0,0
Areia CD	41,5	41,5	41,6	33,7	31,6	25,7	22,7	33,8	10,2	3,4
Silte CD	24,9	29,2	25,7	26,3	26,5	22,9	24,6	27,4	80,4	93,2
Argila CD	33,4	29,1	32,0	39,2	40,5	49,3	48,4	35,2	8,8	3,4
Pedregulho SD	0,2	0,2	0,7	0,8	1,4	2,1	4,3	3,6	0,6	0,0
Areia SD	56,2	56,2	53,2	53,0	49,2	34,9	30,1	42,0	10,2	1,4
Silte SD	51,4	35,9	34,2	43,1	48,6	61,4	61,9	51,9	86,8	79,5
Argila SD	2,2	7,7	11,9	3,1	0,8	1,6	3,7	2,5	2,4	19,1
w _L (%)	38	36	39	41	45	44	46	43	44	46
w _P (%)	28	26	29	29	34	33	35	34	26	30
I _P (%)	10	10	10	12	11	11	11	9	18	16
I _a	0,29	0,33	0,30	0,29	0,26	0,21	0,21	0,21	2,00	4,71

Encontra-se na Tab. A.2 os parâmetros de resistência do solo ϕ' (ângulo de atrito) e c' (coesão do solo).

Tabela A.2 Parâmetros médios e resistência do solo na condição saturada

Parâmetro	Profundidade (m)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ϕ' (°)	27	27	27	27	27	27	27	27	28	24
c' (kPa)	6	2	0	2	6	10	11	17	22	18

Encontra-se plotado nas Fig. A.1 e A.2 o coeficiente de empuxo no repouso (K_0) na profundidade unitária na estação seca e na estação chuvosa respectivamente.

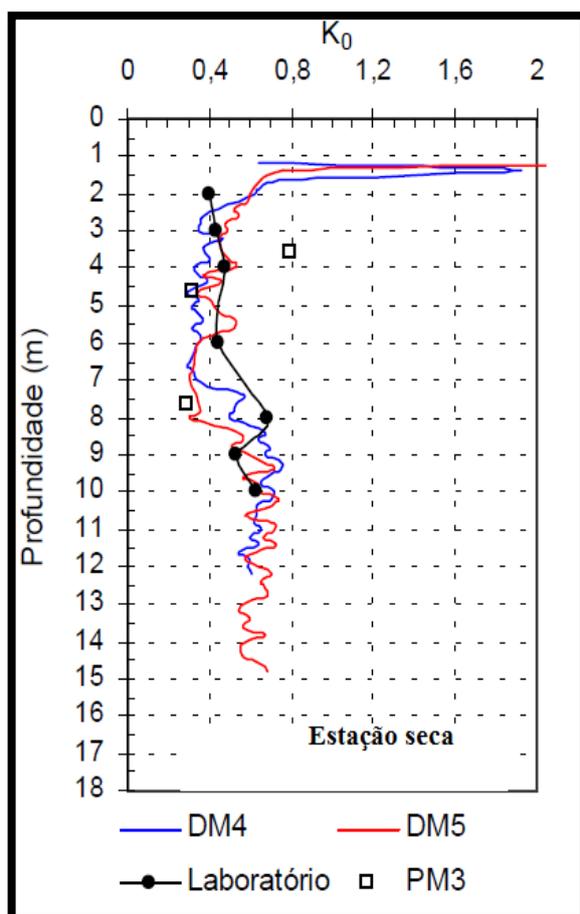


Figura A.1 Perfil da estação seca calculado através de ensaio triaxial e da correlação de Lume et al. (1990) – Motta (2003)

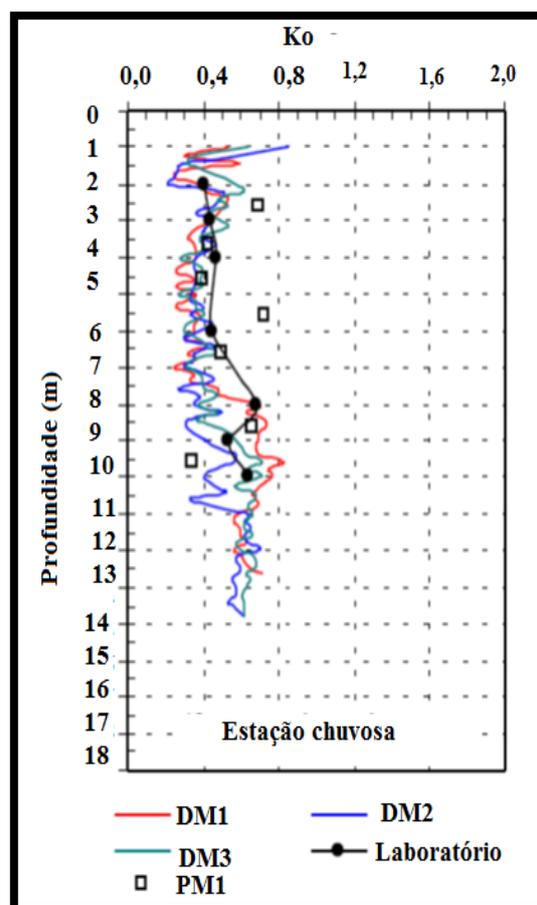


Figura A.2 Perfil da estação chuvosa calculado através de ensaio triaxial e da correlação de Lume et al. (1990) – Motta (2003)

DM1 a DM5 – ensaios dilatômetro de Marchetti realizados no campo experimental
 PM1 – ensaios de pressiómetro de Ménard realizados no campo experimental

Apresenta-se os resultados obtidos pelo ensaio de adensamento na Tab. A3.

Tabela A.3 Resultados dos ensaios de adensamento do solo do campo experimental (modificado-Guimarães (2002)).

Parâmetro	Profundidade (m)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
c_c	0,518	0,62	0,46	0,502	0,484	0,403	0,319	0,249	0,078	0,115
c_s	-	0,02	0,01	0,018	0,015	0,020	0,017	0,014	0,030	0,048
σ'_{Pa} (kPa)	30	33	81	57	80	100	89	107	150	156
σ'_{P0} (kPa)	13	27	42	56	71	85	101	119	137	154
OCR	2,3	1,2	1,9	1,0	1,1	1,2	0,9	0,9	1,1	1,0
e inicial	1,70	1,70	1,34	1,37	1,36	1,20	1,14	0,91	0,94	0,96
e final	0,95	0,67	0,75	0,74	0,79	0,82	0,72	0,76	0,99	1,00
w inicial (%)	28,44	29,2	27,1	25,6	25,0	26,8	20,4	18,0	28,8	31,3
Sr inicial (%)	45,9	47,1	54,0	49,3	50,5	58,8	48,3	52,8	85,0	91,4

A variação do ângulo de atrito nas duas estações (seca e chuvosa), encontra-se plotados na Fig. A3 e A4 respectivamente.

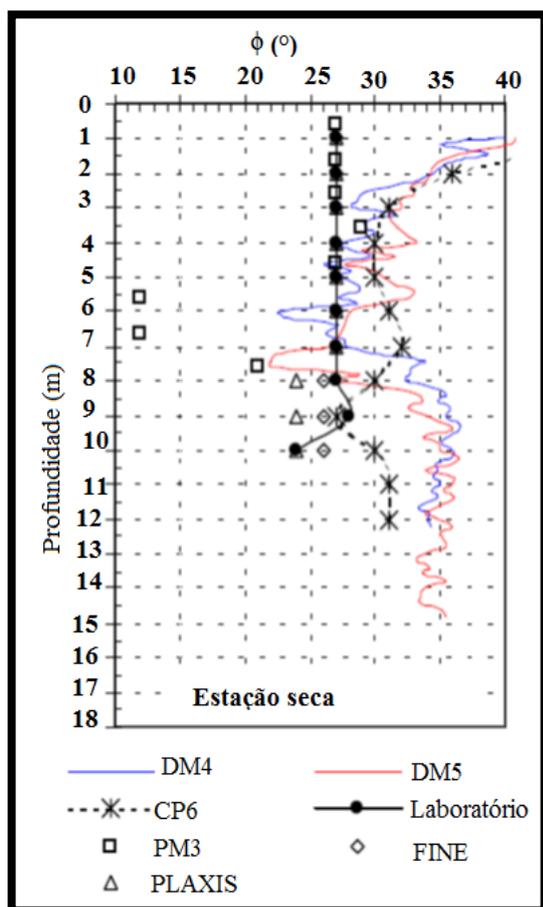


Figura A.3 Variação do ângulo de atrito do ensaio estação seca com o cálculo do DMT pela proposta Marchetti (1997) – Motta (2003)

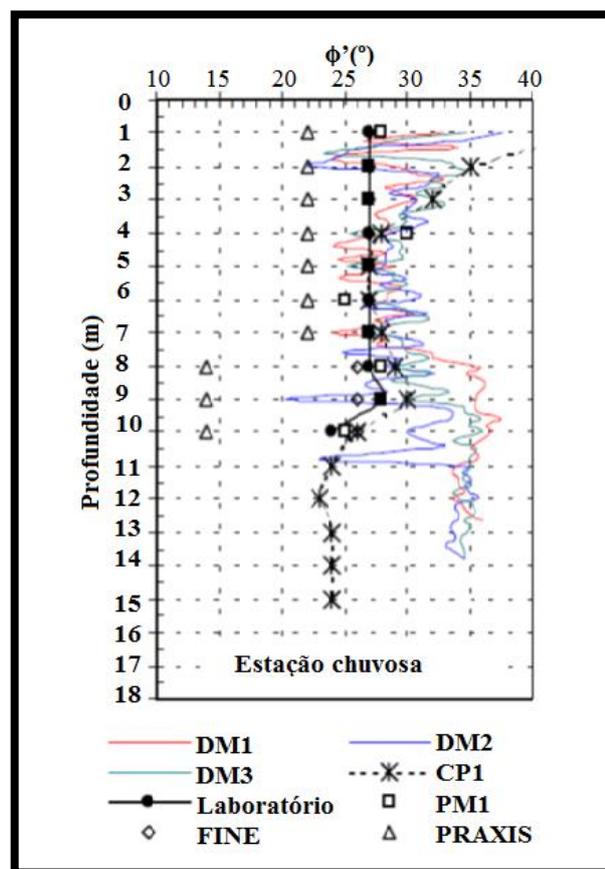


Figura A.4 Variação do ângulo de atrito do ensaio estação chuvosa com o cálculo do DMT pela proposta Marchetti (1997)-Motta (2003)

Motta (2003) afirma que a correlação com base em resultados de ensaios de laboratório e sondagens confiáveis correlacionado com o N_{SPT} e a resistência não drenada de argila saturada, recomendada por Décourt (1999), não atende as condições de drenagem e saturação do solo do campo experimental da UnB. Ainda a autora afirma que a coesão em solos não saturados é o parâmetro que sofre maiores variações e estão dentro das incertezas do parâmetro que decorrem de variações sazonais verificadas durante os ensaios de campo e provas de carga executadas em diferentes estações do ano, além de distintas trajetórias de tensão entre campo e laboratório. Na Fig. A.5 e na Fig. A.6 está plotada a coesão em diferente estações.

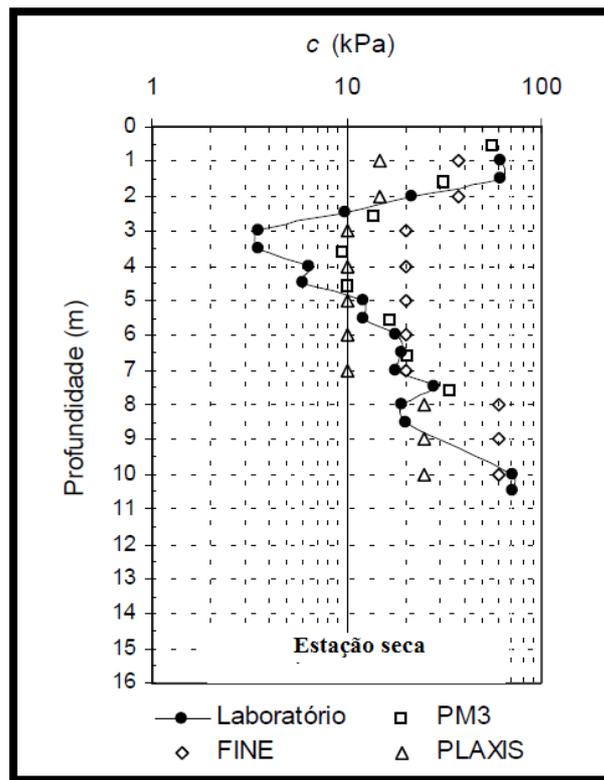


Figura A.5 Variação da coesão dos ensaios na estação seca – Motta (2003)

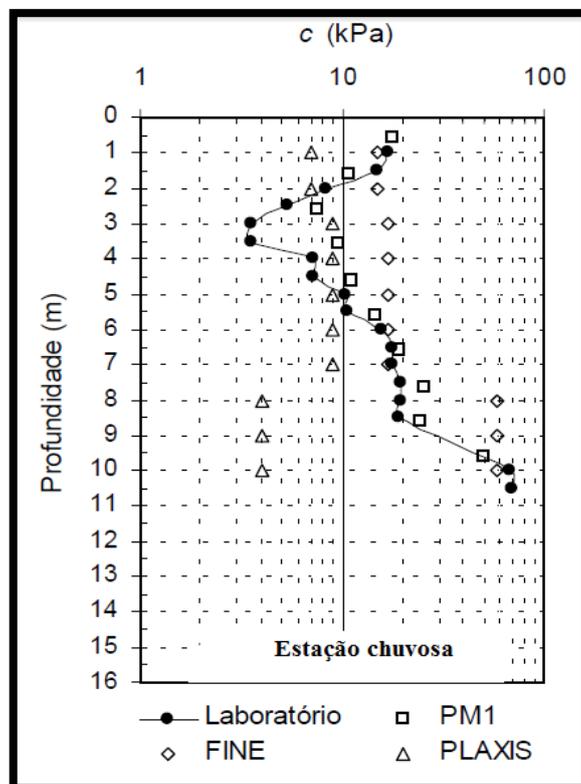


Figura A.6 Variação da coesão dos ensaios na estação chuvosa – Motta (2003)

APÊNDICE B - CONROLE DE CRAVAÇÃO

Tabela B1 – Controle de estacas

Obra: Polícia Rodoviária Federal						
CONTROLE DE ESTACAS – 1ª Etapa da Obra						
PILAR	BLOCO	DIÂMETRO ESTACA (CM)	CRAVADOS (m)	NEGA (mm)	DATA	
CENTRO DE CONVENÇÕES						
	B1E20	17	12,00	quebrou	13/09/2007	
P1	B2E20 – A/ CC01	17	14,00	0,80	20/09/2007	
		17	14,00	1,00	20/09/2007	
P2	B2E25/ CC02	20	12,55	1,00	20/09/2007	
		20	11,80	0,80	20/09/2007	
P3	B1E20/ CC03	17	11,50	1,00	19/09/2007	
P4	B1E25	20	11,60	1,00	30/08/2007	
P5	B2E20	17	14,00	1,00	11/09/2007	
		17	13,80	1,00	11/09/2007	
P6	B2E20	17	14,00	1,00	12/09/2007	
		17	14,10	1,00	12/09/2007	
P7	B1E25	20	12,50	1,00	13/09/2007	
P8	B2E25	20	12,60	1,00	11/09/2007	
		20	12,80	1,00	11/09/2007	
P9	B2E25	20	16,30	1,00	12/09/2007	
		20	16,30	1,00	12/09/2007	
P10	B2E20 – A	17	13,60	1,00	31/08/2007	
		17	11,85	1,00	31/08/2007	
P11	B2E20 – A	17	12,00	1,00	13/09/2007	
		17	12,00	1,00	13/09/2007	
P12	B2E20	17	13,10	1,00	13/09/2007	
		17	13,40	0,80	13/09/2007	
P13	B3E35	24	12,65	1,00	20/07/2007	
		24	12,95	1,30	20/07/2007	
		24	12,35	1,00	21/07/2007	
P14	BE25	20	13,30	1,00	19/09/2007	
		20	11,50	1,00	19/09/2007	
P15	B1E15	17	13,20	1,00	31/08/2007	
P16	B1E15	17	11,10	1,00	05/09/2007	
P17	B2E20 – A	17	15,80	1,00	31/08/2007	
		17	20,30	1,00	01/09/2007	
P18	B2E20 – A	17	12,40	1,00	05/09/2007	
		17	13,00	1,00	05/09/2007	
P19	B2E25	20	11,80	1,00	14/09/2007	
		20	12,10	1,00	14/09/2007	
P20	B3E40	24	12,50	0,80	21/09/2007	
		24	12,80	1,00	21/09/2007	
		24	13,10	1,00	21/09/2007	
P21	B2E25	20	12,55	0,80	19/09/2007	
		20	12,00	0,80	19/09/2007	
P22	B2E20 - A	17	17,60	1,00	01/09/2007	

		17	14,55	1,00	01/09/2007
P23	B2E30 - A	20	15,50	1,00	04/09/2007
		20	14,80	1,00	04/09/2007
P24	B2E40	24	12,60	1,00	14/09/2007
		24	13,00	1,00	14/09/2007
		24	13,20	1,00	15/09/2007
P25/CC04	B3E40	24	14,50	1,00	15/09/2007
		24	12,90	1,50	15/09/2007
P26	B2E40	24	10,70	1,00	19/09/2007
		24	10,60	1,00	19/09/2007
		20	11,65	1,00	18/09/2007
P27	B3E30	20	11,40	1,50	18/09/2007
		20	11,65	0,80	18/09/2007
P28	B1E20	17	15,60	1,00	03/09/2007
P29	B1E20	17	16,80	1,00	03/09/2007
P30	B2E20	17	14,20	1,00	01/09/2007
		17	14,55	1,00	03/09/2007
P31	B2E20	17	15,00	1,00	03/09/2007
		17	14,35	1,00	03/09/2007
		17	12,00	quebrou	04/09/2007
P32	B2E20	17	12,00	1,00	02/10/2007
		17	12,00	1,00	02/10/2007
P33	B2E25/ CC05	20	15,80	1,00	04/09/2007
		20	16,30	1,00	04/09/2007
P34	B2E30	20	13,40	0,80	14/09/2007
		20	13,20	1,30	14/09/2007
P35	B2E25	20	12,60	1,20	15/09/2007
		20	12,90	1,00	15/09/2007
P36	B2E30/ CC06	20	11,50	1,00	17/09/2007
		20	11,55	0,90	17/09/2007
		20	11,65	1,00	17/09/2007
P37	B3E30	20	11,75	1,80	17/09/2007
		20	11,60	1,60	17/09/2007
P38	B1E20/ CC07	17	10,50	1,00	02/10/2007
P39	B2E20	17	11,50	1,00	02/10/2007
		17	12,00	1,00	02/10/2007
P40	B2E20	17	15,00	1,00	01/10/2007
		17	13,50	1,00	02/10/2007
P41	B2E20	17	12,90	1,00	01/10/2007
		17	12,90	1,00	01/10/2007
P42	B2E20	17	12,75	1,00	01/10/2007
		17	12,00	1,00	01/10/2007
P43	B2E20	17	12,00	1,00	28/09/2007
		17	11,50	1,00	01/10/2007
P44	B2E20	17	10,50	1,00	28/09/2007
		17	10,30	1,00	28/09/2007
		20	12,70	1,00	28/09/2007
P45	B3E30/ CC08	20	12,60	1,00	28/09/2007
		20	12,00	1,00	28/09/2007
P46	B2E20	17	14,00	quebrou	26/09/2007
		17	12,75	1,00	01/10/2007

		17	12,75	1,00	01/10/2007
P47	B2E25	20	13,60	1,00	26/09/2007
		20	13,70	1,00	26/09/2007
P48	B2E25	20	13,00	1,00	26/09/2007
		20	12,40	1,00	26/09/2007
P49	B2E20	17	11,00	1,00	26/09/2007
		17	11,00	1,00	26/09/2007
ED. SEDE (CGO II)					
P03	B07	20	13,00	1,00	02/10/2007
		20	13,00	1,00	02/10/2007
P02	B07	20	17,00	0,50	02/10/2007
		20	16,30	0,60	02/10/2007
P05	B08	17	12,60	1,00	01/10/2007
		17	11,50	1,00	01/10/2007
P04	B07/ ES02	20	13,00	0,60	01/10/2007
		20	12,00	0,50	01/10/2007
P08	B07/ ES04	20	11,60	1,00	28/09/2007
		20	11,40	0,80	28/09/2007
P07	B07	20	12,35	1,00	28/09/2007
		20	12,35	1,00	28/09/2007
P06	B08/ ES03	17	11,45	1,00	28/09/2007
		17	10,50	0,40	28/09/2007
P34	B07	20	14,10	1,00	28/09/2007
		20	13,80	1,00	28/09/2007
P28	B01/ ES06	27	15,40	1,00	03/10/2007
P27	B01	27	17,60	1,00	04/10/2007
P01	B04/ ES01B	33	15,40	1,00	05/10/2007
P33	B07	20	13,90	0,30	05/10/2007
P17	B12/ ES05	24	14,85	1,00	02/10/2007
P18	B10	20	14,20	0,80	03/10/2007
P22	B12	24	14,40	0,60	03/10/2007
P28	B01	27	15,40	1,00	03/10/2007

APÊNDICE C – MÉTODOS DE EXTRAPOLÇÃO DA CURVA CARGA-RECALQUE

C.1 MÉTODO VAN DER VEEN

Na Tab. C.1 encontra-se os resultados obtidos para as cargas de ruptura previstas a partir do método de extrapolação de Van der Veen (1953).

Tabela C.1 Estimativa de carga de ruptura por Van der Veen (1953)							
Estaca	Prova de Carga		-ln(1-P/R)				
	P(kN)	ρ(mm)	199,3	199,5	199,6	199,8	200
CC01	0	0	0	0	0	0	0
	40	0,25	0,224	0,224	0,223	0,223	0,223
	80	0,55	0,513	0,513	0,512	0,511	0,511
	120	1,25	0,921	0,920	0,919	0,918	0,916
	160	2,05	1,623	1,619	1,62	1,613	1,609
	199,2	27,2	7,597	6,500	6,212	5,808	5,521
Estaca	Prova de Carga		-ln(1-P/R)				
	P(kN)	ρ(mm)	422	425	427	430	450
CC05	0	0	0	0	0	0	0
	60	0,4	0,153	0,152	0,151	0,150	0,143
	120	1,15	0,334	0,332	0,330	0,327	0,310
	180	2,3	0,556	0,551	0,547	0,542	0,511
	240	3,2	0,841	0,832	0,825	0,817	0,762
	300	4,9	1,241	1,224	1,212	1,196	1,098
	350	9,8	1,768	1,735	1,713	1,682	1,504
	420	28	5,352	4,42	4,111	4,442	2,708
Estaca	Prova de Carga		-ln(1-P/R)				
	P(kN)	ρ(mm)	711	712	715	718	720
ES01B	0	0	0	0	0	0	0
	148	0,8	0,233	0,233	0,232	0,231	0,230
	320	2,1	0,598	0,597	0,588	0,597	0,556
	480	4	1,124	1,121	1,113	1,211	1,098
	640	6,5	2,304	2,291	2,255	2,219	2,197
	690	37,2	3,522	3,477	3,353	3,244	3,178
	710	56,5	6,567	5,874	4,963	4,497	4,276
Estaca	Prova de Carga		-ln(1-P/R)				
	P(kN)	ρ(mm)	725	730	740	750	755
ES05	0	0	0	0	0	0	0
	80	0,4	0,117	0,116	0,114	0,113	0,112
	160	0,4	0,249	0,247	0,243	0,240	0,248
	240	1,9	0,402	0,398	0,392	0,385	0,382
	323	2,5	0,589	0,584	0,573	0,563	0,558
	400	3,3	0,802	0,794	0,777	0,762	0,755
	480	4,4	1,085	1,071	1,010	1,021	1,000
	560	6,8	1,480	1,457	1,354	1,373	1,354
	640	19,3	2,143	2,093	1,881	1,920	1,881
	720	57,2	4,976	4,290	3,071	3,220	3,071
Estaca	Prova de Carga		-ln(1-P/R)				
	P(kN)	ρ(mm)	712	715	720	730	740
ES06	0	0	0	0	0	0	0
	108	0,5	0,164	0,163	0,162	0,160	0,157
	200	1,1	0,329	0,328	0,325	0,320	0,315
	300	1,9	0,547	0,544	0,539	0,530	0,520
	400	2,8	0,825	0,820	0,811	0,794	0,777
	500	3,9	1,211	1,201	1,185	1,155	1,126
	590	5	1,764	1,744	1,712	1,651	1,596
	710	43,5	5,875	4,963	4,276	3,597	3,205

A forma gráfica do método de Van der Veen para as estacas verificadas por Prova de Carga Estática está representada nas Fig. C.1 a C.10.

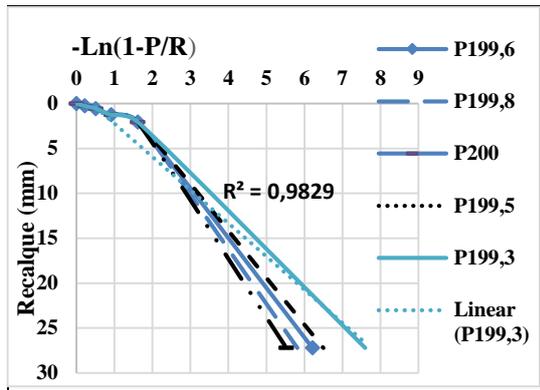


Figura C.1 Gráfico estaca CC01- estimativa da carga de ruptura (R) por Van der Veen (1953).

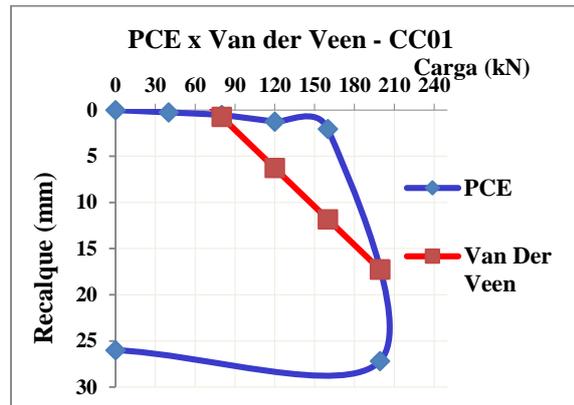


Figura C.2 Curva carga x recalque da estaca CC01

Quando os pontos se aproximam de uma reta, a carga arbitrada representa a carga de ruptura da estaca. Na estaca CC01, a carga de ruptura corresponde a 199,3 kN, com recalque de 17,28 mm. A relação desse método para a carga do experimento (PCE) é em torno de 0,05 %.

O critério do método Van der Veen busca uma assíntota vertical. Ao analisar o resultado do método na estaca CC05 constata-se que o critério não foi atendido.

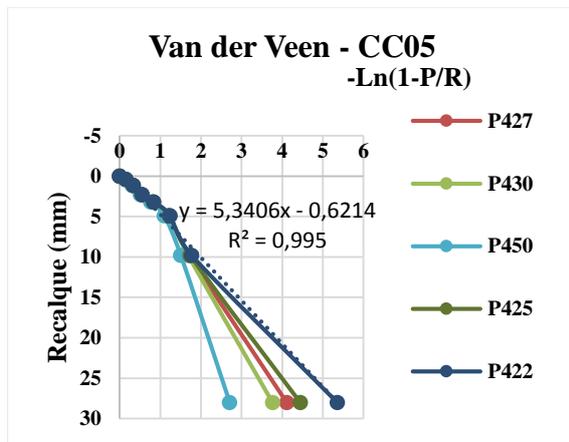


Figura C.3 Gráfico estaca CC05 - estimativa da carga de ruptura (R) por Van der Veen (1953).

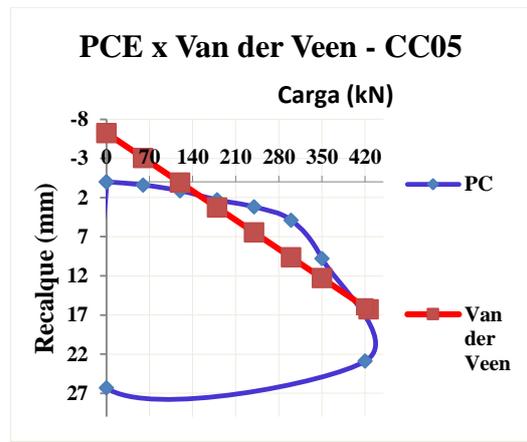


Figura C.4 Curva carga x recalque da estaca CC05

No gráfico da estimativa de carga de Van der Veen da estaca CC05, obteve-se o valor de carga de ruptura de 422 kN, com recalque de 16 mm. A relação dessa carga com a carga do experimento (PCE) ficou em torno de 0,48 %.

Análoga à estaca anterior, à estaca CC05 não atende ao critério do método Van der Veen. Arbitrando valores após a carga de ruptura encontrada pelo método, obtém a continuidade de uma reta ao contrário de uma assíntota vertical.

Para a estaca ES01B a carga de ruptura por Van der Veen obteve-se em 711 kN e uma relação de 0,14. O recalque apresentou 33,88 mm.

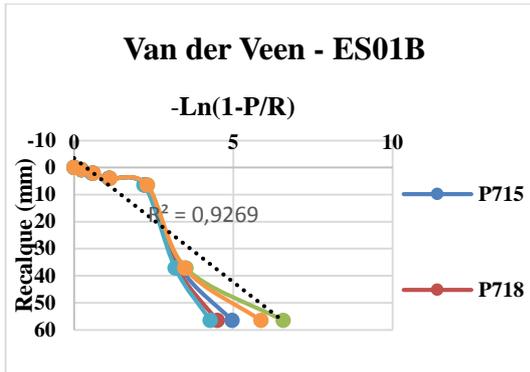


Figura C.5 Gráfico estaca ES01B - estimativa da carga de ruptura (R) por Van der Veen (1953).

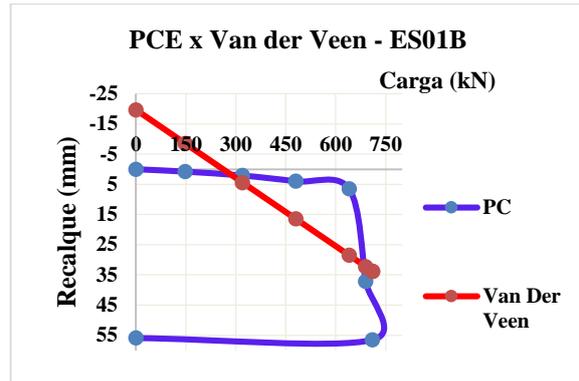


Figura C.6 Curva carga x recalque da estaca ES01B

Observando o gráfico da Fig. C.6 conclui-se como nas demais estacas que o critério de Van der Veen não foi atendido, a tendência da curva é uma reta linear.

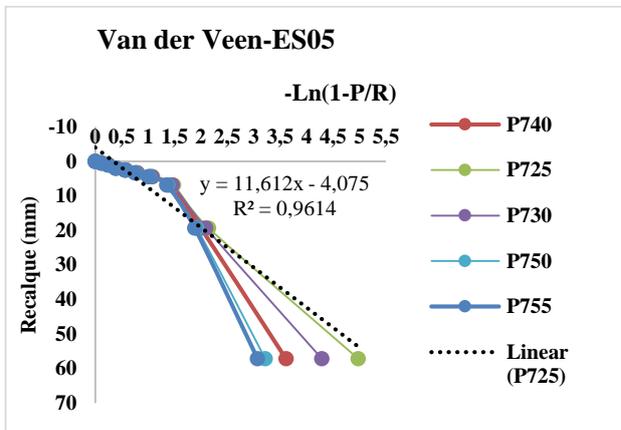


Figura C.7 - Gráfico estaca ES05 - estimativa da carga de ruptura (R) por Van der Veen (1953).

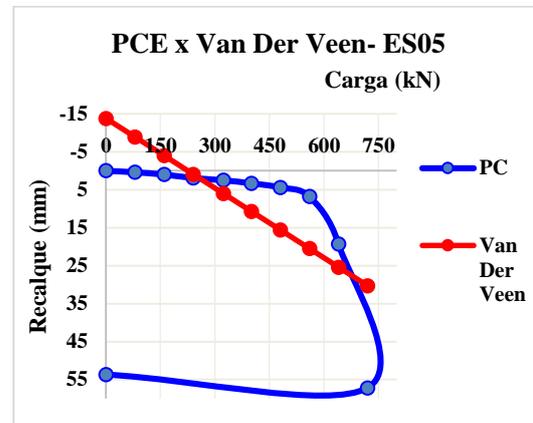


Figura C.8 Curva carga x recalque da estaca ES05

O valor de ruptura desta estaca ocorre para a carga de 725 kN para um recalque de 30,62 mm. Sua relação com a carga do experimento (PCE) ficou em torno de 0,69%.

Análoga as estacas anteriores à estaca representada na Fig. C8, também não atende ao critério de Van der Veen.

A carga de ruptura da estaca ES06 estimada pelo método de Van der Veen é de 712kN, uma relação desta com a PCE de 0,28% e o recalque 22,14 mm.

O critério de Van der Veen não é atendido nesta estaca como nas anteriores, como apresenta a Fig. C.10 pois o objetivo do método, é uma assíntota vertical.

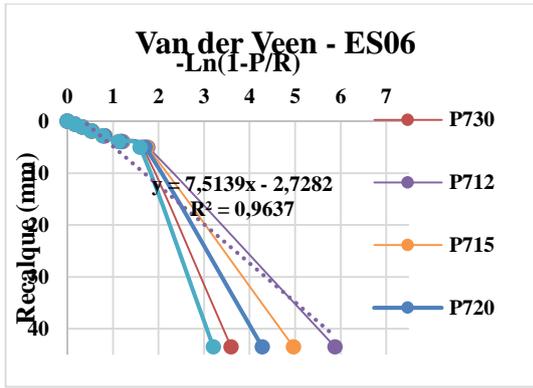


Figura C.9 - Gráfico estaca ES06 - estimativa da carga de ruptura (R) por Van der Veen (1953).

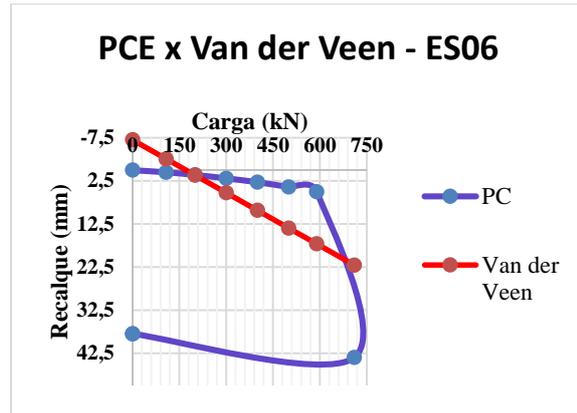


Figura C.10 Curva carga x recalque da estaca ES06

C.2 MÉTODO DÉCOURT (1999)

A Tab. C.2 apresenta o resultado das estimativas de carga de ruptura pelo método do Décourt.

Tabela C.2 - Estimativa de carga de ruptura por Décourt (R)

Estaca	R(kN)
CC1	224
CC5	459
ES01B	838
ES05	820
ES06	902

Décourt et al. (1996), citado também por Mota (2003) afirmam que a ruptura convencional é definida como a carga correspondente ao recalque do topo da estaca de 10% do seu diâmetro.

As figuras gráficas a seguir apresentam a aplicação do método de Décourt (1999) para a extrapolação da curva carga-recalque das estacas verificadas com o ensaio de Prova de Carga Estática. A descrição do método encontra-se no capítulo 2 deste trabalho.

A estaca CC01, apresenta diâmetro de 17 cm e o deslocamento medido pela Prova de Carga Estática do topo da estaca mínimo de 0,25 mm e máximo de 27,2 mm. Portanto, segundo Décourt et al. (1996), à estaca atingiu a ruptura convencional, Fig. C11 e C12.

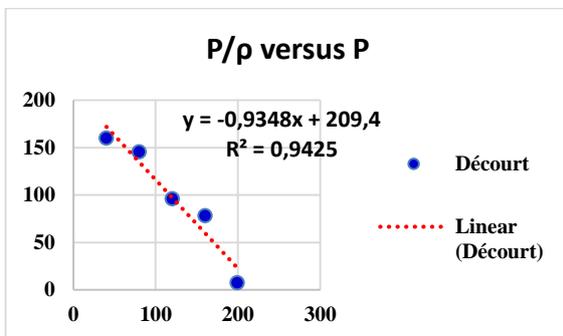


Figura C11 Método Décourt (1999) - Estaca CC01

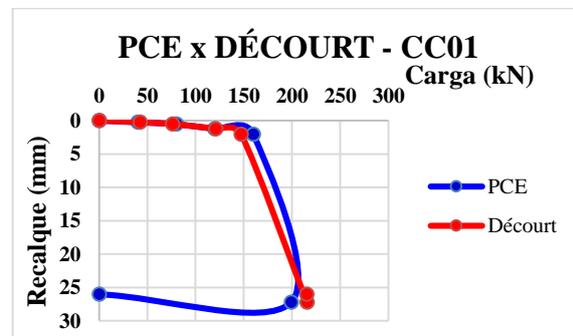


Figura C12 Curva carga x recalque da estaca CC01 (Décourt 1999)

A ruptura pelo critério de Décourt (1999) ocorreu para a carga de 224 kN apresentando uma diferença de 12,45% com o resultado da prova de carga. Constata-se pelo gráfico que as curvas carga-recalque da Prova de Carga Estática e do método de extrapolação são muito semelhantes.

Na estaca CC05 apresentada na Fig. C.13 e C.14 com diâmetro de 20 cm, a Prova de Carga Estática obteve o valor de 0,4 mm para o menor recalque e 28 mm para o recalque máximo. Pelo critério de 10% do diâmetro da estaca, esta, como a anterior atingiu a ruptura convencional.

A ruptura obtida pelo método ora analisado é de 459 kN, apresentando uma diferença de 9,28% com o resultado da prova de carga. Verifica-se que as duas curvas plotadas não apresentam dispersão em seu formato, caracterizando coerência no resultado obtido em campo e no calculado quando aplica-se a equação de tendência linear.

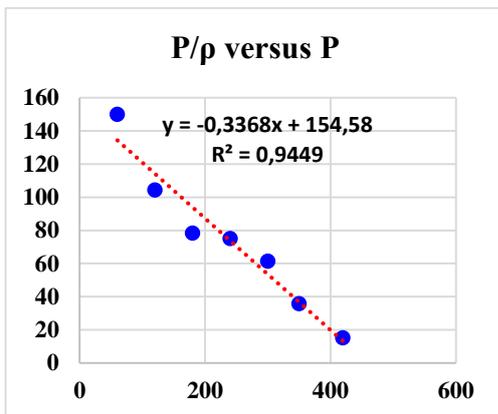


Figura C.13 Método Décourt (1999)- Estaca CC05

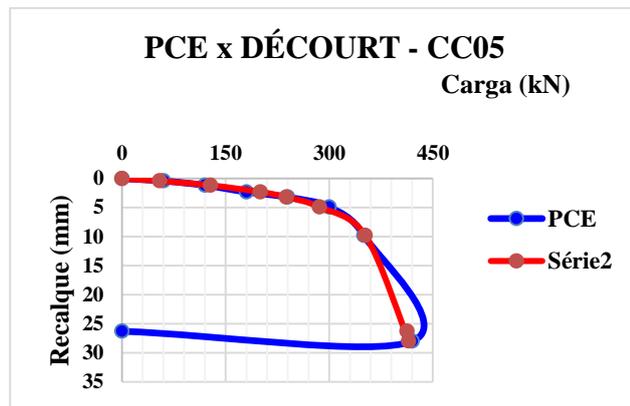


Figura C.14 Curva carga x recalque da estaca CC5 (Décourt 1999)

A estaca que segue, Fig. C.15 e C.16, apresenta o diâmetro de 33 cm. Na estaca ES01B obteve recalque variando de 0,6 mm a 56 mm, valores da prova de carga. Pelo critério de 10% do diâmetro da estaca, essa também atingiu a ruptura convencional.

Ao aplicar o método de Décourt (1999) obteve a ruptura com a carga de 838 kN. As curvas plotadas apesar de se afastarem em alguns pontos, não apresentam dispersão significativa em seu formato. A diferença entre os valores do método e da Prova de Carga Estática situa-se próximo a 18%.

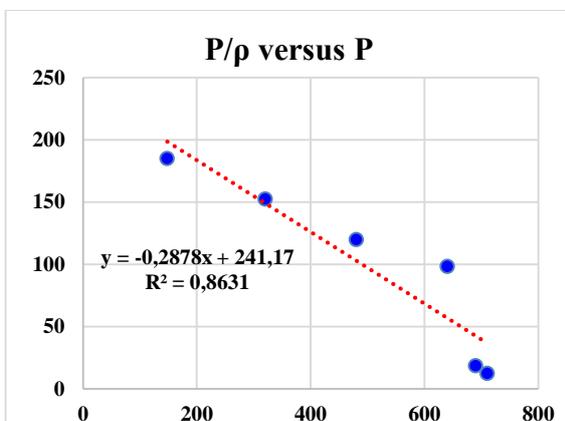


Figura C.15 Método Décourt (1999) - Estaca ES01B

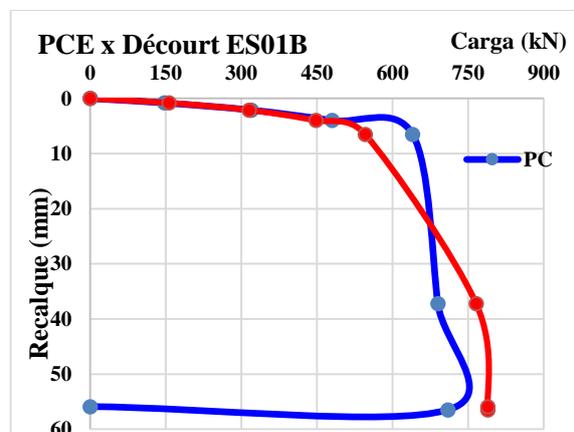


Figura C.16 Curva carga x recalque da estaca ES01B(Décourt 1999)

O diâmetro da estaca ES05 é de 24 cm e o deslocamento obtido na Prova de Carga Estática apresenta valor entre 0,4 mm e 57,3 mm, atingindo a ruptura convencional conforme critério de Décourt et al. (1996), como mostra a Fig. C.17 e C.18.

Para a extrapolação da curva carga recalque no método em análise, obteve-se a carga de ruptura de 820 kN, diferenciando em 13,89% do valor obtido na prova de carga. As duas curvas plotadas são bastante semelhantes em seu formato.

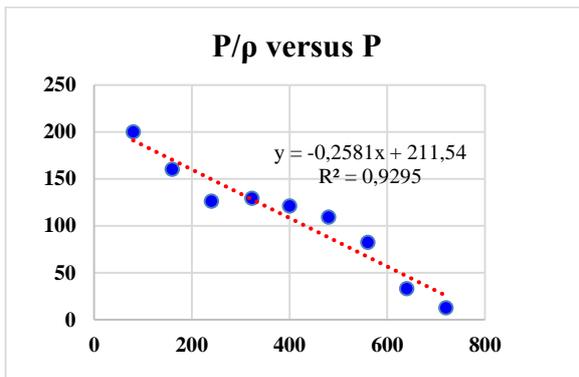


Figura C.17 Método Décourt (1999)- Estaca ES05

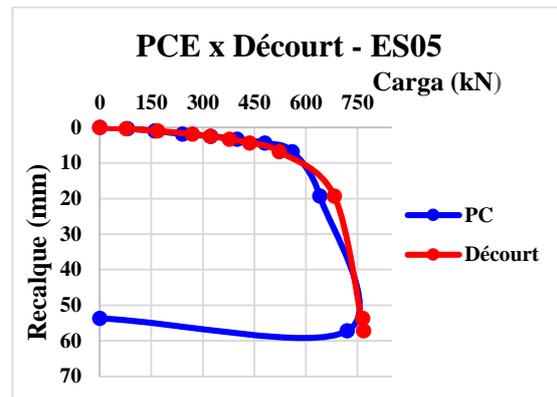


Figura C.18 Curva carga x recalque da estaca ES05(Décourt 1999)

Como as demais estacas analisadas anteriormente, a estaca ES06 também atingiu a ruptura convencional. Esta possui diâmetro de 27 cm e na Prova de Carga Estática obteve-se o valor de 0,5 mm para o menor recalque e 43,5 mm para o recalque máximo, apresentada na Fig. C.19 e C.20.

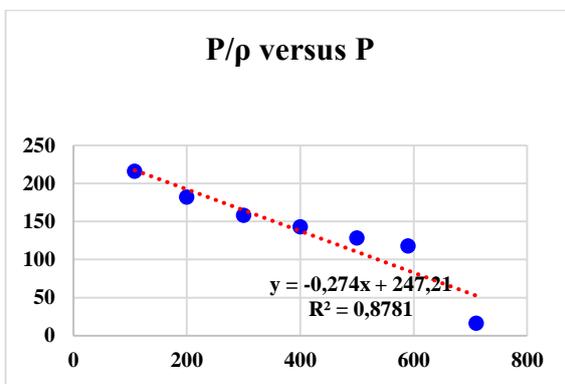


Figura C.19 Método Décourt (1999) - Estaca ES06

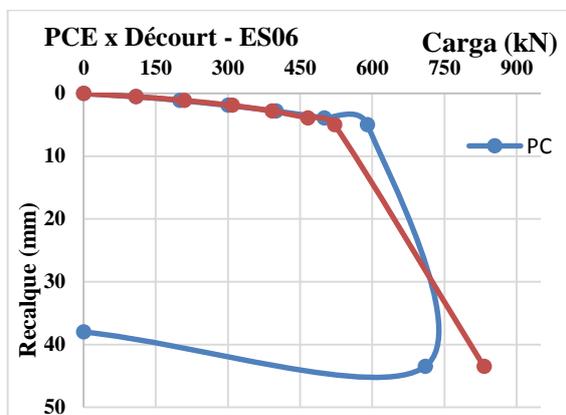


Figura C.20 Curva carga x recalque da estaca ES06(Décourt 1999)

Obteve-se neste caso a ruptura para a carga de 902 kN, diferenciando em torno de 27% da obtida pela prova de carga. As duas curvas plotadas no gráfico a seguir são bastante semelhante, comprovando a convergência da Prova de Carga Estática com a equação de tendência linear obtida pelo método Décourt (1999).

C.3 MÉTODO NORMA BRASILEIRA NBR 6122 (2010)

Na Tab. C.3 apresenta-se os valores resumidos de carga de ruptura determinados através da utilização do método da NBR 6122:2010 e graficamente representados nas figuras que se seguem.

Todas as provas de carga foram conduzidas a um valor de deslocamento superior a 10% do diâmetro da estaca, valor este suficiente para definição da ruptura pela NBR 6122(2010). Ainda, segundo Nienov (2006), o método da norma brasileira deve ser utilizado em Prova de Carga Estática que apresenta recalque considerável, acima de $D/30$.

Tabela C.3 -Estimativa de carga de ruptura e recalque pela NBR 6122:2010

Estaca	Q_r (kN)	Δ_r (mm)
CC01	170	5,67
CC05	323	6,67
ES01B	660	11
ES05	570	8
ES06	636	9,0

A estaca CC01, representada na Fig. C.21 apresenta a carga de ruptura convencional de 170 kN obtida pelo método em análise, considerou-se como carga nominal 200 kN e o eixo dos recalques foi cortado a 5,7 mm e o recalque calculado é de 5,67 mm. A diferença na relação da carga encontrada pelo método e o da Prova de Carga Estática é de -17%.

Para a estaca CC05, obteve carga de ruptura convencional de 323 kN. Seu gráfico está representado na Fig. C.22. A carga arbitrada pelo método em análise, é a carga nominal de 200 kN e o eixo dos recalques foi cortado a 6,67 mm e o recalque calculado de 6,67 mm. A relação da carga encontrada pelo método e o da Prova de Carga Estática apresenta relação de -30 %.

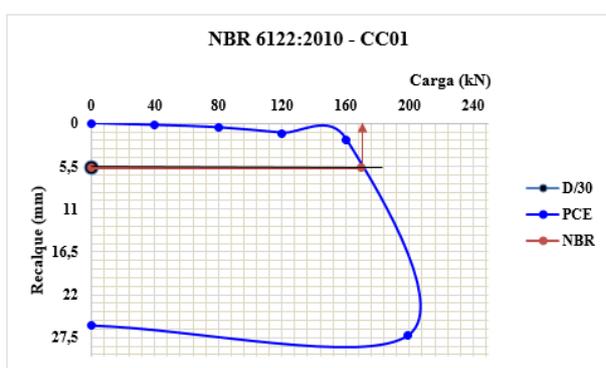


Figura C.21 Curva carga x recalque da estaca CC01(NBR 6122: 2010)

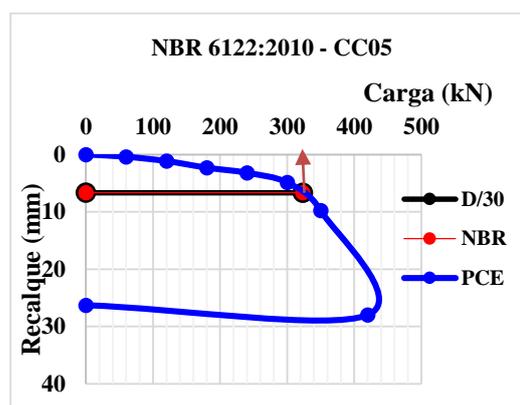


Figura C.22 Curva carga x recalque da estaca CC05(NBR 6122: 2010)

A seguir, à estaca ES01B, graficamente apresentada na Fig. C.23 obteve carga de ruptura convencional no valor de 660 kN, havendo uma diferença entre essa carga e a da Prova de Carga Estática de -7,57%. Arbitrou-se a carga em 800 kN e o eixo dos recalques foi cortado a 11 mm e o recalque calculado de 11 mm.

A estaca a seguir, ES05, ao aplicar o método da norma brasileira arbitrou-se a carga no valor de 400 kN e como carga de ruptura convencional obteve-se o valor de 570 kN. No gráfico da

Fig. C.24, o eixo dos recalques foi cortado a 8 mm e o recalque calculado de 8 mm. A diferença na relação da carga encontrada pelo método e o da Prova de Carga Estática é de -26%.

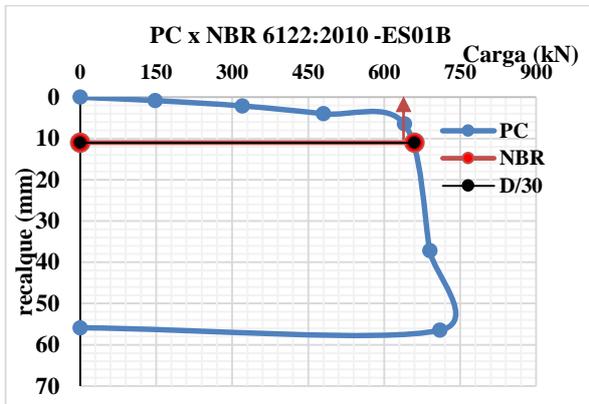


Figura C.23 Curva carga x recalque da estaca ES01B (NBR 6122: 2010)

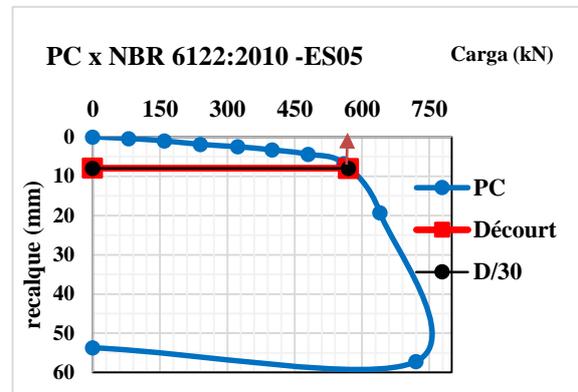


Figura C.24 Curva carga x recalque da estaca ES05(NBR 6122: 2010)

Na Fig. C.25 à estaca ES06, utilizou a carga nominal de 500 kN onde o método apresenta a carga de ruptura convencional de 615 kN. Seu gráfico foi cortado no eixo dos recalques na altura de 9 mm e o recalque calculado 9 mm. Entre a carga calculada e a obtida na Prova de Carga Estática diferença é de -15,45%.

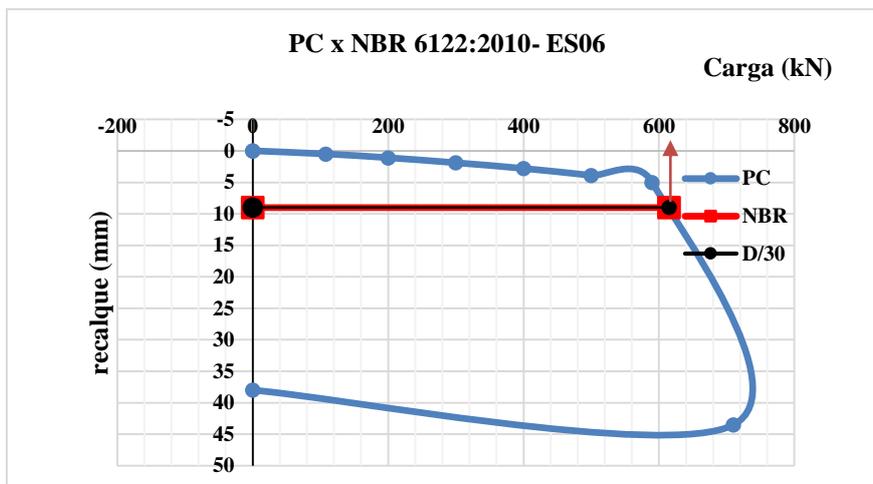


Figura C.25 Curva carga x recalque da estaca ES06 (NBR 6122: 2010)

APÊNDICE D – CURVAS CARGA *VERSUS* RECALQUE DAS ESTACAS ENSAIADAS POR ENSAIO DE CARGA DINÂMICA

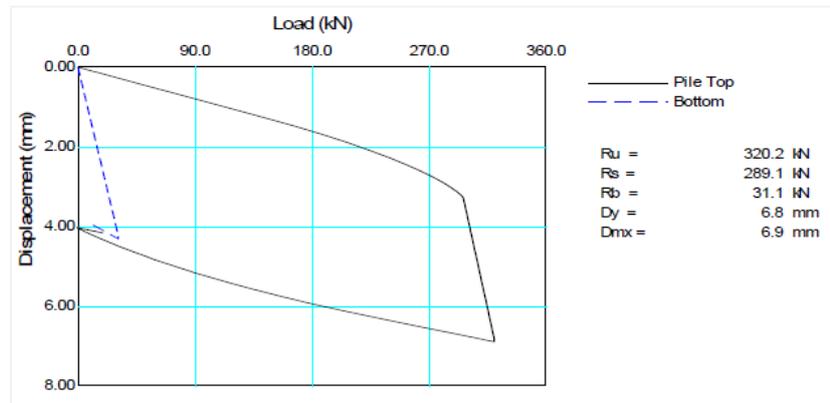


Figura D.1 Curva carga x recalque da estaca CC02 – Prova carga dinâmica (Relatório do PCD -2007)

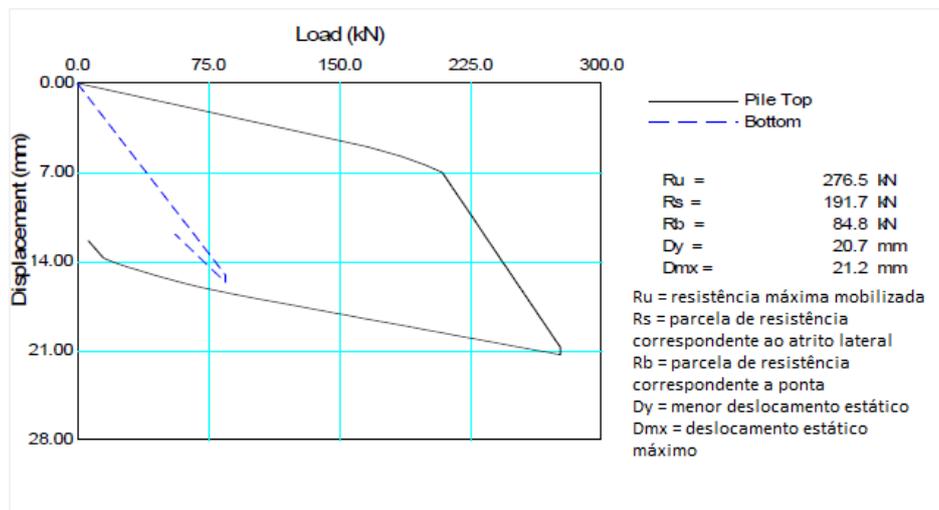


Figura D.2 Curva carga x recalque da estaca CC03 – Prova carga dinâmica (Relatório do PCD -2007)

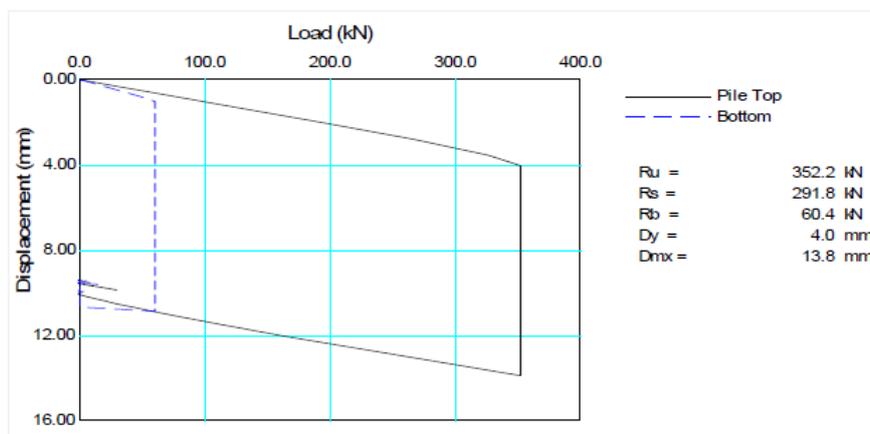


Figura D.3 Curva carga x recalque da estaca CC04 – Prova carga dinâmica (Relatório do PCD -2007)

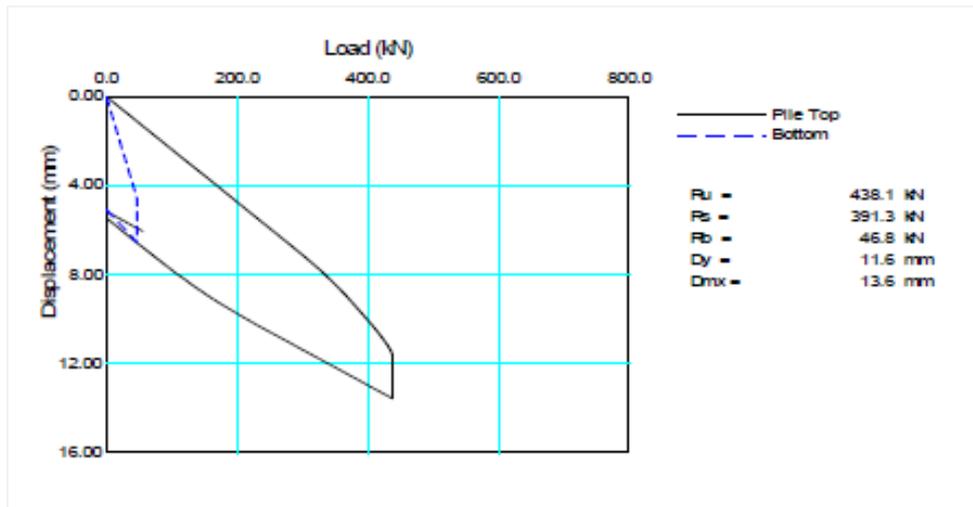


Figura D.4 Curva carga x recalque da estaca CC06 – Prova carga dinâmica (Relatório do PCD -2007)

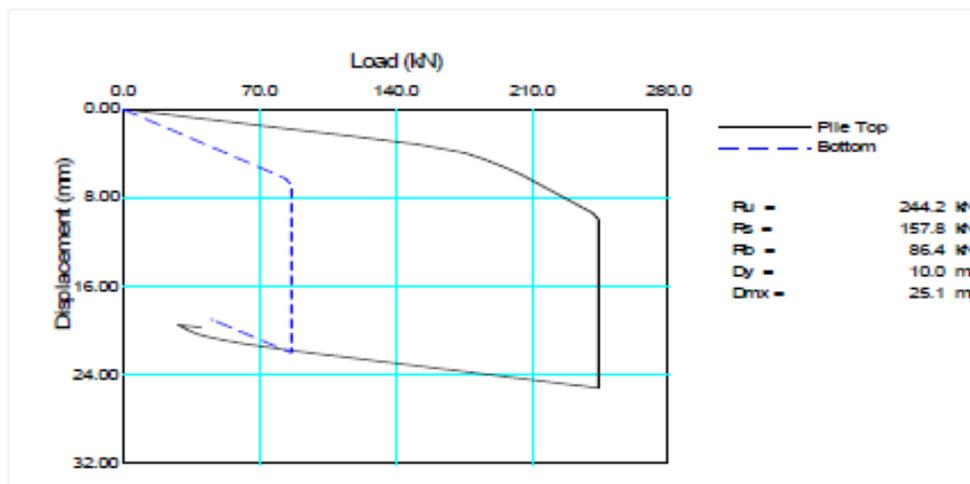


Figura D.5 Curva carga x recalque da estaca CC07 – Prova carga dinâmica (Relatório do PCD -2007)

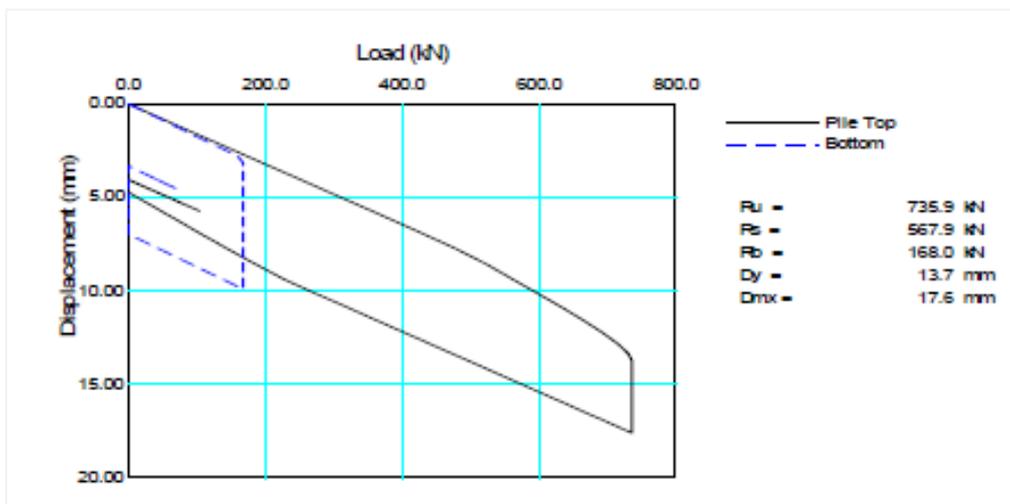


Figura D.6 Curva carga x recalque da estaca CC08 – Prova carga dinâmica (Relatório do PCD -2007)

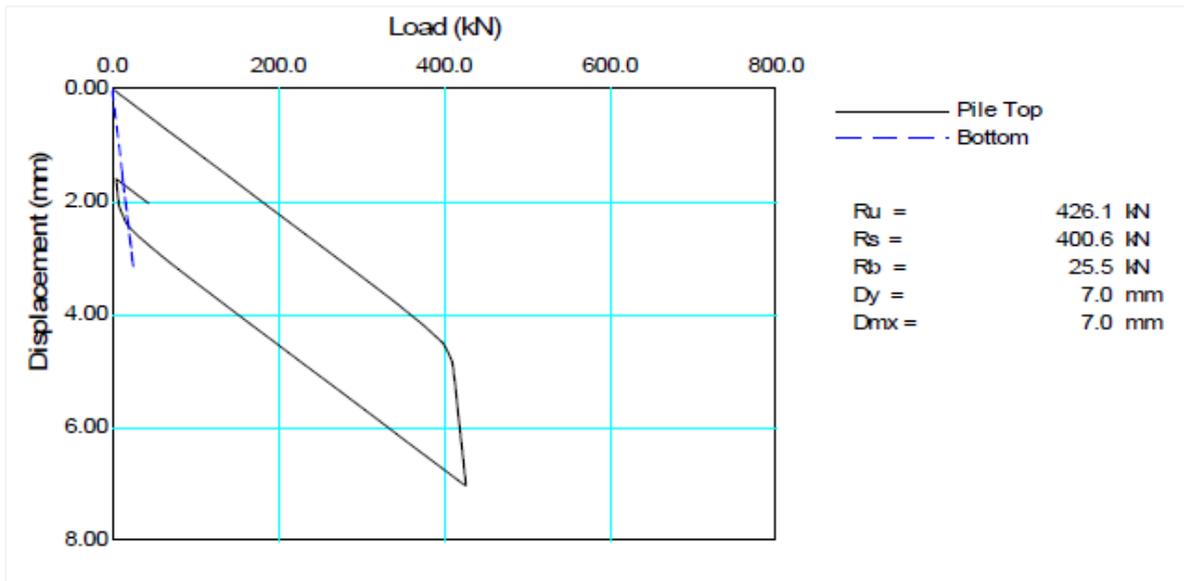


Figura D.7 Curva carga x recalque da estaca ES02 – Prova carga dinâmica (Relatório do PCD -2007)

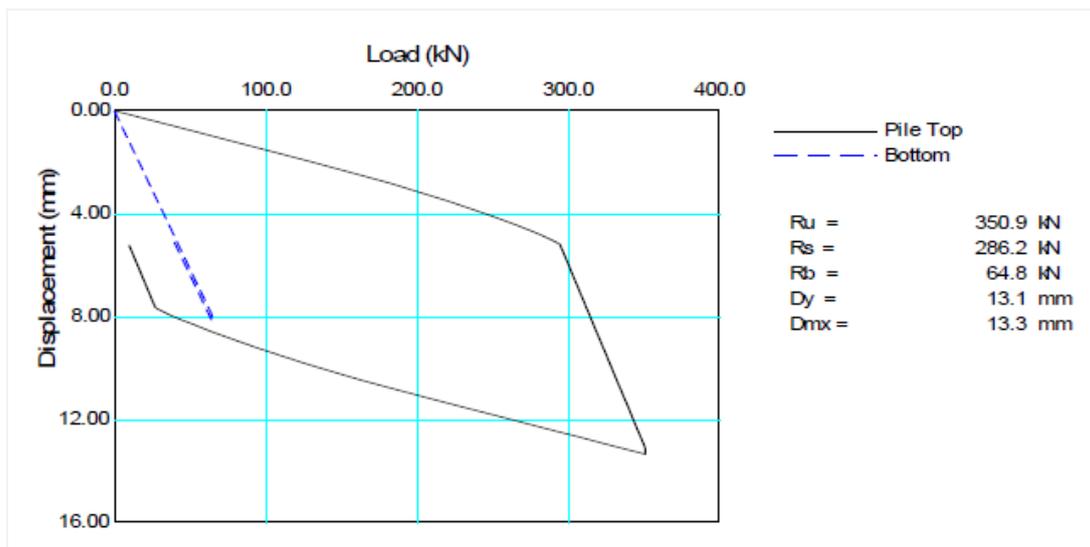


Figura D.8 Curva carga x recalque da estaca ES03 – Prova carga dinâmica (Relatório do PCD -2007)

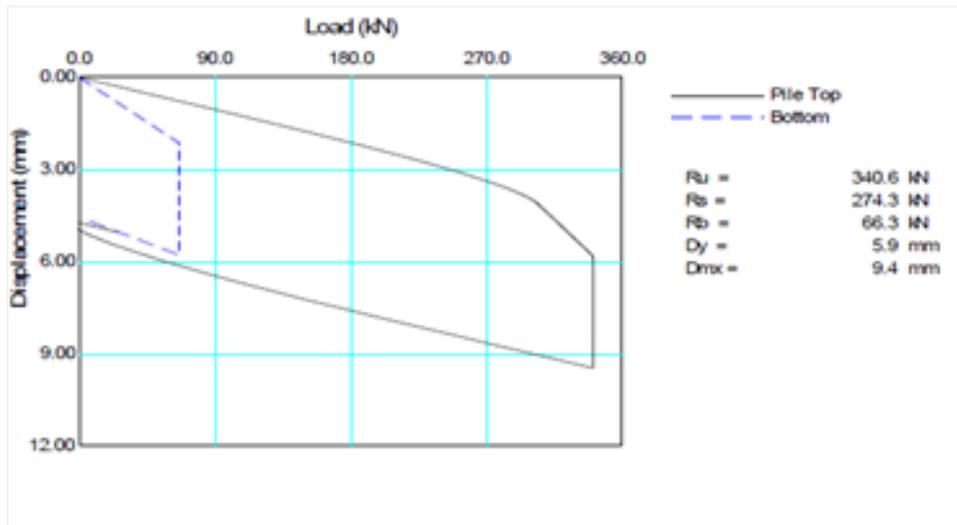


Figura D.9 Curva carga x recalque da estaca ES04 – Prova carga dinâmica (Relatório do PCD -2007)

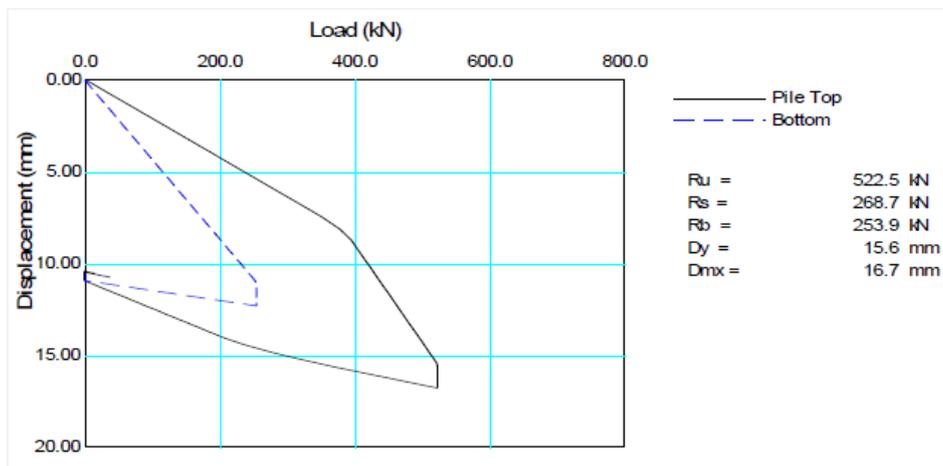


Figura D.10 Curva carga x recalque da estaca ES05 – Prova carga dinâmica (Relatório do PCD -2007)

APÊNDICE E – GRÁFICO RESISTÊNCIAS MOBILIZADAS VERSUS ENERGIA MÁXIMA POR GOLPE (CASE)

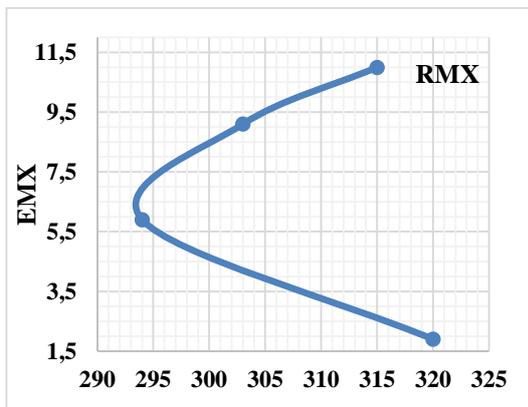


Figura E.1 Curva RMX versus EMX – CC02

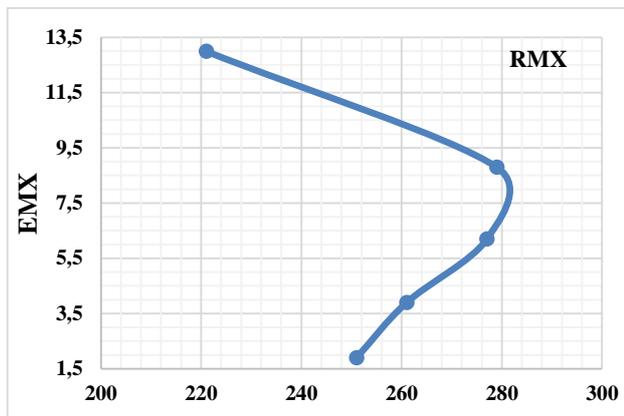


Figura E.2 Curva RMX versus EMX – CC03

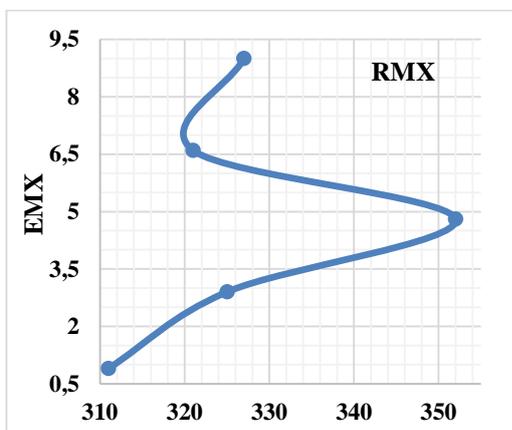


Figura E.3 Curva RMX versus EMX – CC04

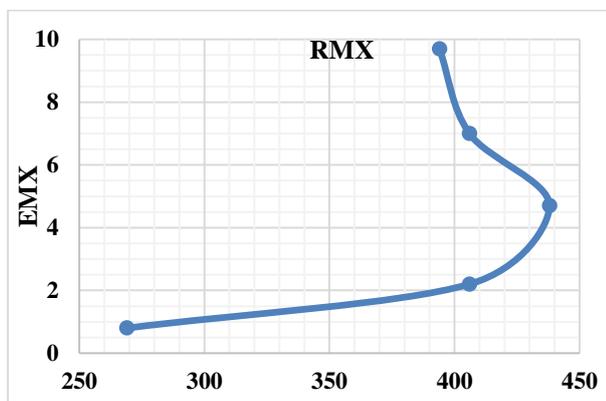


Figura E.4 Curva RMX versus EMX – CC06

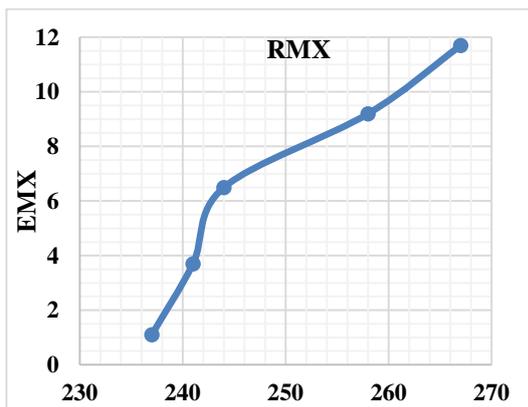


Figura E.5 Curva RMX versus EMX – CC07

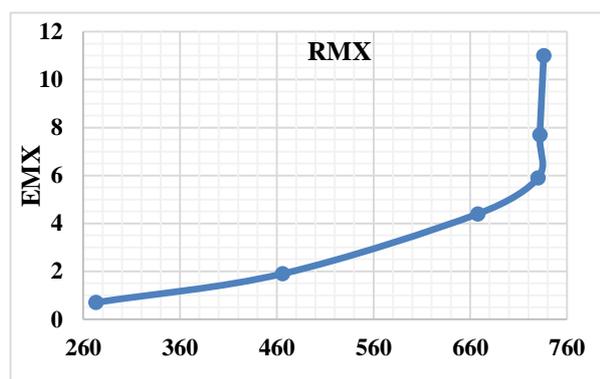


Figura E.6 Curva RMX versus EMX – CC08

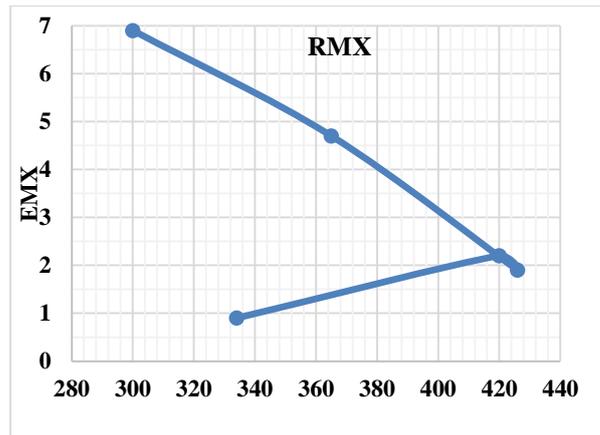


Figura E.7 Curva RMX versus EMX – ES02

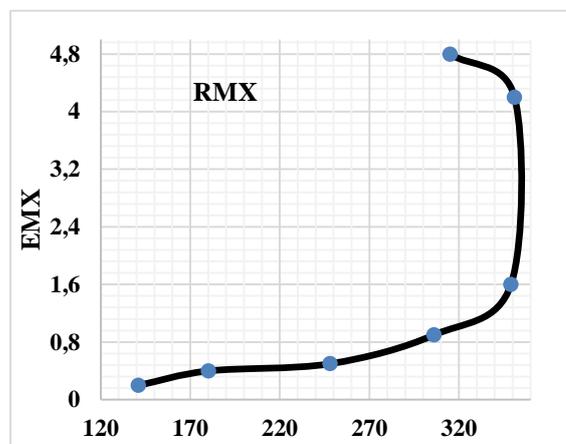


Figura E.9 Curva RMX versus EMX – ES04

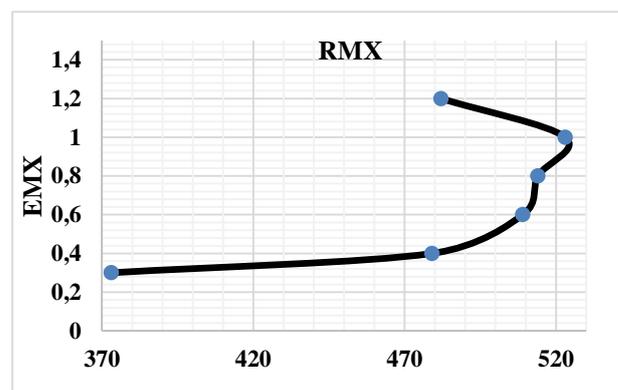


Figura E.9 Curva RMX versus EMX – ES05

Para a estaca ES03 não consta no relatório os valores. O valor de RMX é o do CAPWAP para um golpe.

APÊNDICE F – TABELA DAS RESISTÊNCIAS LATERAL E DE PONTA ESTÁTICAS MOBILIZADA DAS ESTACAS ENSAIADAS POR PCD

Tabela F.1 – Resultado das Resistências mobilizadas - CAPWAP

z (m)	Estacas no Centro de Convenções											
	CC02		CC03		CC04		CC06		CC07		CC08	
	R _p	R _L	R _p	R _L	R _p	R _L	R _p	R _L	R _p	R _L	R _p	R _L
1	316,7	3,5	276,5	0,0	352,2	0,0	438,1	0,0	226,2	17,4	732,2	3,7
2	309,6	10,6	276,5	0,0	352,2	0,0	438,1	0,0	210,4	33,8	722,8	13,1
3	295,8	24,4	276,5	0,0	352,2	0,0	438,1	0,0	193,2	51,0	713,4	22,5
4	273,1	47,1	276,5	0,0	352,2	0,0	438,1	0,0	172,0	72,2	705,6	30,3
5	241,7	78,5	276,5	0,0	352,2	0,0	438,1	0,0	146,8	97,4	701,9	34,0
6	205,0	115,2	273,4	3,1	352,2	0,0	424,0	14,1	123,0	121,2	698,2	37,7
7	168,3	151,9	251,0	25,5	335,6	16,6	401,3	36,8	106,1	138,1	694,5	41,4
8	136,1	184,1	224,9	51,6	294,1	58,1	347,0	91,1	96,3	147,9	690,8	45,1
9	108,9	211,3	199,9	76,6	236,0	116,2	321,8	116,3	90,5	153,7	655,9	80,0
10	84,2	236,0	189,7	86,8	161,3	190,9	293,1	145,0	86,4	157,8	586,2	149,7
11	58,7	261,5	184,5	92,0	113,2	239,0	288,1	150,0			481,6	254,3
12	31,1	289,1	177,0	99,5	87,6	264,6	258,5	179,6			342,3	393,6
13			162,1	114,4	60,4	291,8	204,3	233,8			168,0	567,9
14			138,8	137,7			136,4	301,7				
15			110,0	166,5			46,8	391,3				
16			84,8	191,7								

z (m)	Estacas no Edifício Sede									
	ES01B		ES02		ES03		ES04		ES05	
	R _p	R _L	R _p	R _L	R _p	R _L	R _p	R _L	R _p	R _L
1	676,7	0	426,1	0	350,99	0	339,8	0,8	522,55	0
2	676,7	0	426,1	0	350,99	0	339,3	1,3	522,55	0
3	676,7	0	426,1	0	350,99	0	337,9	2,7	522,55	0
4	676,7	0	416,1	10,0	347,9	3,0	332,3	8,3	522,55	0
5	676,7	0	365,9	60,2	345,0	6,0	314,8	25,8	522,55	0
6	672,3	4,4	293,8	132,3	309,8	41,2	274,1	66,5	522,55	0
7	667,9	8,8	222,8	203,3	274,6	76,4	210,9	129,7	522,55	0
8	628,0	48,7	163,5	262,6	239,4	111,6	147,2	193,4	516,1	6,4
9	578,2	98,5	116,5	309,6	200,6	150,4	103,99	236,7	488,3	34,2
10	498,4	178,3	79,1	347,0	142,5	208,5	80,6	260,0	443,7	78,8
11	418,6	258,1	49,4	376,7	64,8	286,22	66,3	274,33	392,1	130,44
12	338,8	337,9	25,5	400,6					345,4	177,1
13	259,0	417,7							308,5	214,0
14	179,2	497,5							279,4	243,2
15	89,5	587,2							253,9	268,7

z = profundidade

R_L = Resistência lateral

R_p = Resistência de ponta

APÊNDICE G – GRÁFICO DAS RESISTÊNCIAS ESTÁTICAS MOBILIZADA (PCD)

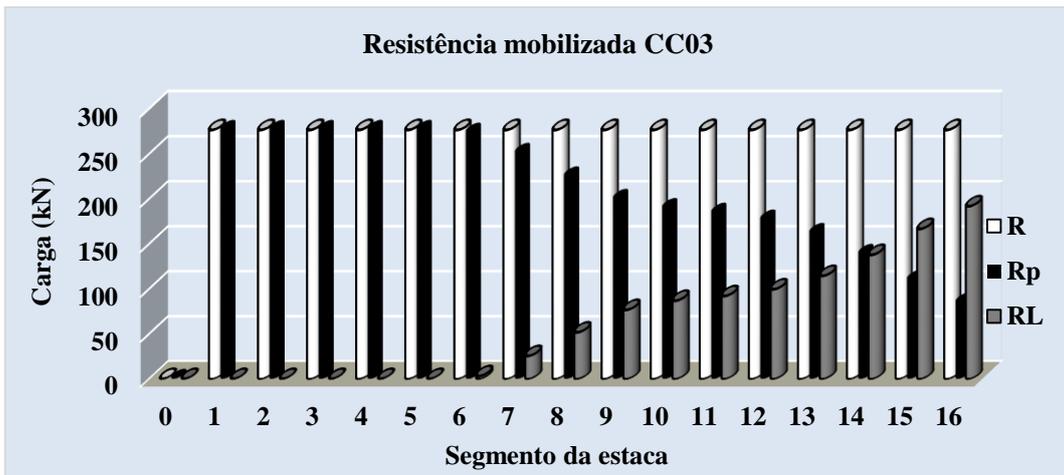


Figura G.1 – Resistência estática mobilizada PCD- CC03

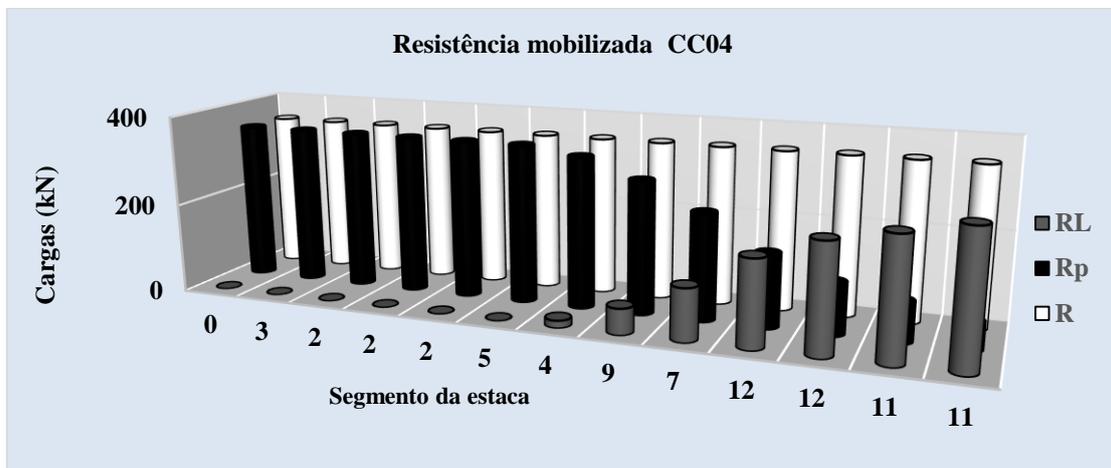


Figura G.2 – Resistência estática mobilizada PCD- CC04

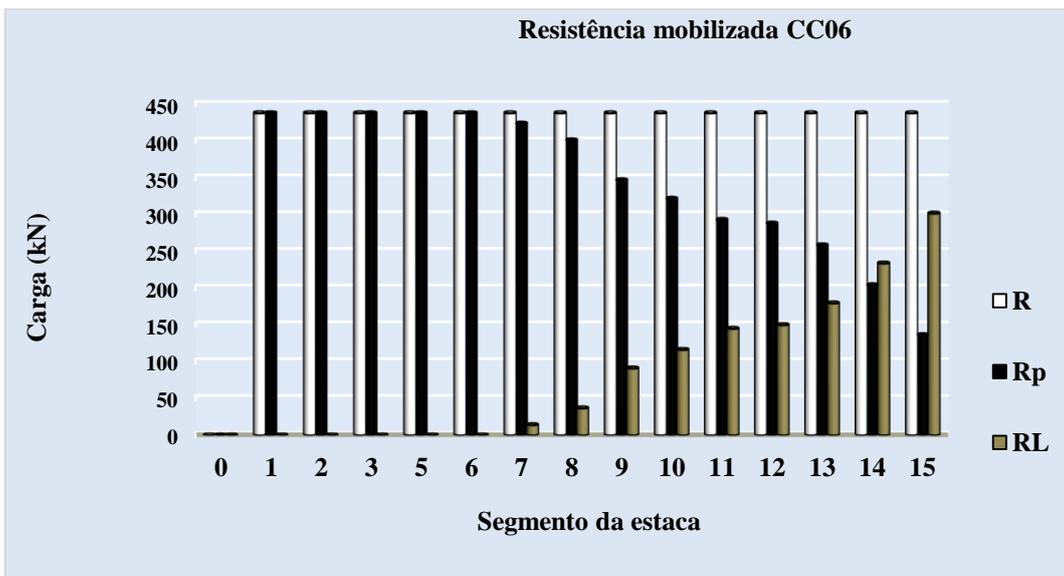


Figura G.3 – Resistência estática mobilizada PCD- CC06

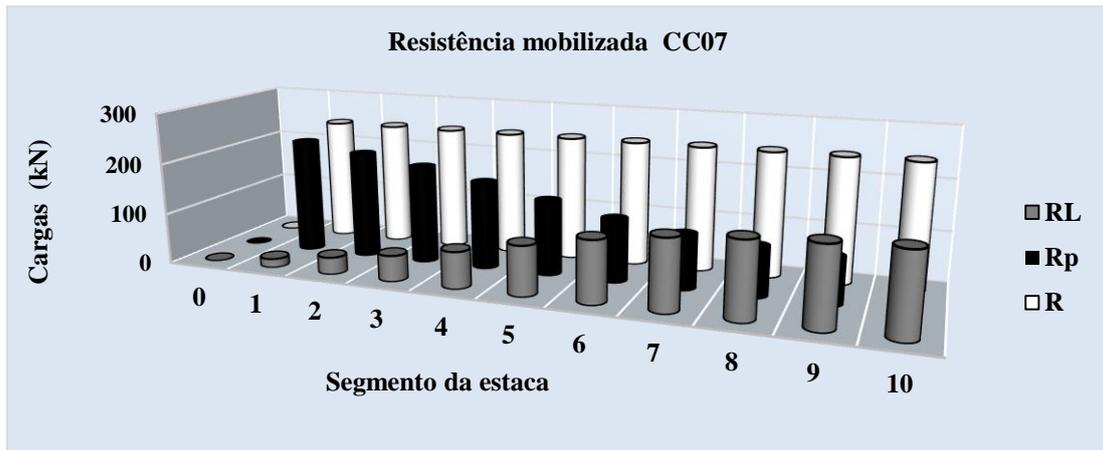


Figura G.4 – Resistência estática mobilizada PCD– CC07

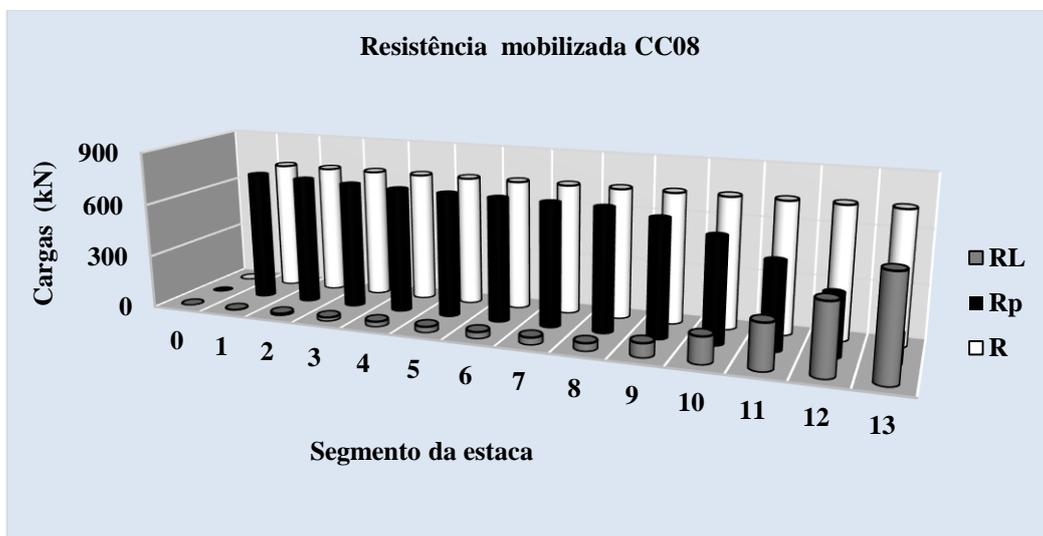


Figura G.5 – Resistência estática mobilizada PCD– CC08

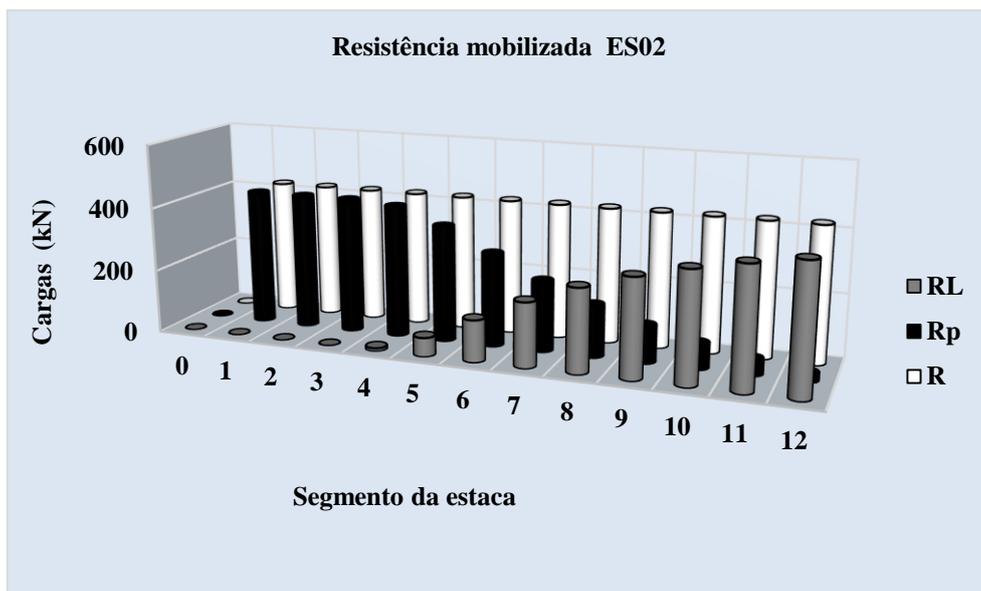


Figura G.6 – Resistência estática mobilizada PCD– ES02

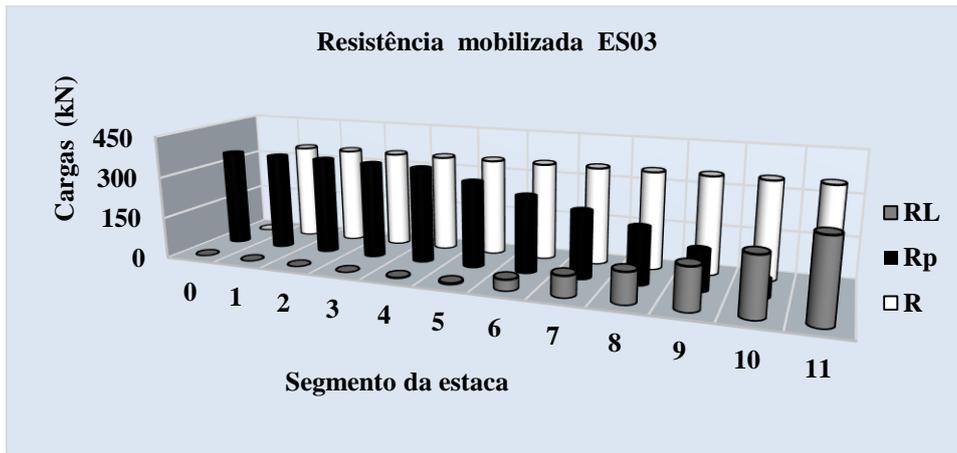


Figura F.7 – Resistência estática mobilizada PCD– ES03

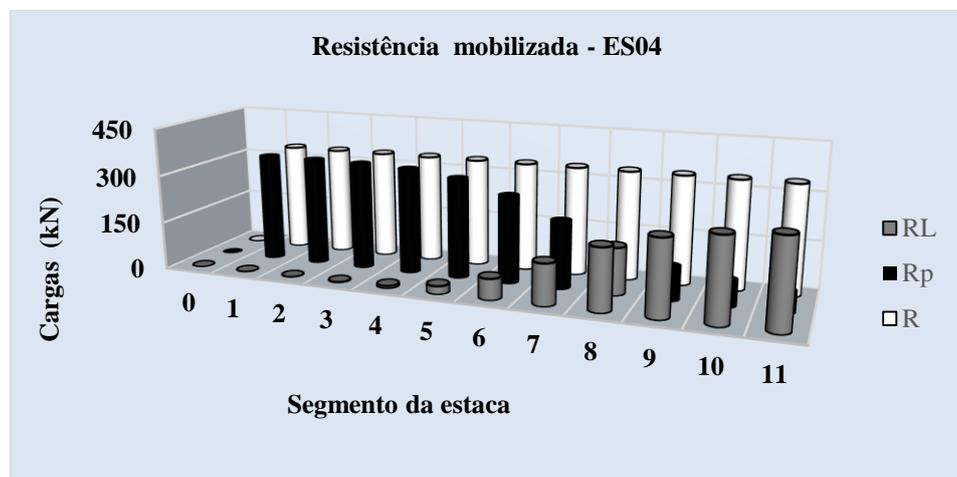


Figura G.8 – Resistência estática mobilizada PCD– ES04

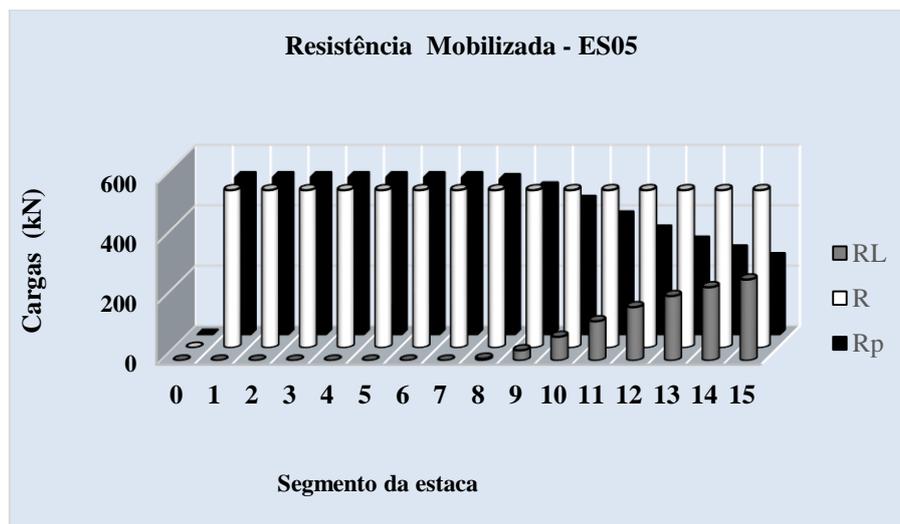


Figura G.9 – Resistência estática mobilizada PCD– ES05