



**UNIVERSIDADE DE PERNAMBUCO
ESCOLA POLITÉCNICA DE PERNAMBUCO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

GUILHERME DE LUCA CAMPOS

**ANÁLISE DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICA EM
ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA E RAIZ NO COMPLEXO
DE SUAPE - IPOJUCA/PE**

Recife, PE

2014



**UNIVERSIDADE DE PERNAMBUCO
ESCOLA POLITÉCNICA DE PERNAMBUCO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

GUILHERME DE LUCA CAMPOS

**ANÁLISE DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICA EM ESTACAS
HÉLICE CONTÍNUA E RAIZ NO COMPLEXO DE SUAPE -
IPOJUCA/PE**

Dissertação apresentada ao curso de Pós-graduação de Engenharia Civil da Escola Politécnica da Universidade de Pernambuco, para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Construção Civil

Orientador: Prof. Dr. Alexandre Duarte Gusmão

Co-orientador: Prof. Dr. Eder C. G. dos Santos

Recife, PE

2014

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
Universidade de Pernambuco – Recife

- C198a Campos, Guilherme De Luca
Análise de provas de carga estática em estacas hélice contínua e raiz no complexo de Suape – Ipojuca/PE / Guilherme De Luca Campos – Recife: UPE, Escola Politécnica, 2014.
209 f.
- Orientador: Dr. Alexandre Duarte Gusmão
Co-Orientador: Dr. Eder C. G. dos Santos
Dissertação (Mestrado – Construção Civil) Universidade de Pernambuco, Escola Politécnica, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2014.
1. Fundação profunda 2. Prova de carga estática 3. Análise curva carga x recalque I. Engenharia Civil - Dissertação II. Gusmão, Alexandre Duarte (orient.) III. Santos, Eder C.G. dos IV. Universidade de Pernambuco, Escola Politécnica, Mestrado em Construção Civil. V. Título.

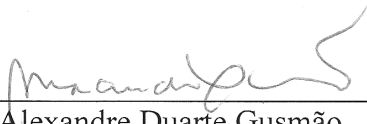
CDD 624.15

GUILHERME DE LUCA CAMPOS

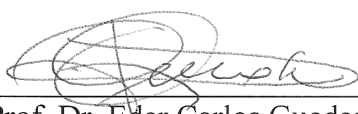
**ANÁLISE DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICA EM ESTACAS
HÉLICE CONTÍNUA E RAIZ NO COMPLEXO DE SUAPE –
IPOJUCA/PE**

BANCA EXAMINADORA:

Orientadores:



Prof. Dr. Alexandre Duarte Gusmão
Universidade de Pernambuco

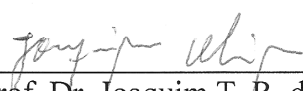


Prof. Dr. Eder Carlos Guedes dos Santos
Universidade de Pernambuco

Examinadores:



Prof. Dra. Stela Fucale Sukar (interna)
Universidade de Pernambuco



Prof. Dr. Joaquim T. R. de Oliveira (externo)
Universidade Católica de Pernambuco

Recife, PE
2014

AGRADECIMENTOS

Aproveito o espaço para agradecer ao professor Alexandre Gusmão pela oportunidade em tê-lo como orientador na elaboração e defesa deste trabalho. Seu profissionalismo, tanto no mercado de trabalho quanto na área acadêmica são dignos de admiração.

Agradeço também ao professor Eder Santos, meu co-orientador, no apoio na estruturação e apresentação deste trabalho além de suas dicas e experiências repassadas tanto na área acadêmica quanto também na área profissional.

Não me esquecerei também da Professora Stela Fucale, a qual me recebeu e orientou, com sua habitual simpatia, quanto aos procedimentos e diretrizes do processo seletivo deste mestrado.

Não posso deixar de registrar o agradecimento a minha família. Mãe (Jacira de Luca Campos) e Pai (Nilson Campos) pelo aprendizado, incentivo e por sempre acreditar na minha capacidade.

Por fim agradeço em especial a minha esposa Juliana Wolff pelo carinho, paciência e companheirismo para enfrentarmos as dificuldades do dia-a-dia. Minha filha, Julia Campos que, apesar da pouca idade, é fonte de energia, alegria e inspiração, os quais foram essenciais para conclusão deste trabalho.

CAMPOS, Guilherme de Luca. **Análise de provas de carga estática em estacas hélice contínua e raiz no Complexo de Suape – Ipojuca/PE**. Recife: UPE, 2014. 209 p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de Pernambuco. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Recife.

RESUMO

A fim de avaliar os métodos correntes de dimensionamento de fundações profundas, principalmente para obras industriais que demandam grandes obras de fundações, esta pesquisa analisou os critérios e os métodos de avaliação da extrapolação das curvas carga x recalque obtidas de ensaios de prova de carga estática (PCE), executados em empreendimento no Complexo Industrial e Portuário de Suape. A acurácia dos métodos para a previsão da carga de ruptura e as parcelas de resistência lateral/ponta foram avaliadas com o propósito de apontar os melhores métodos e valores típicos para o dimensionamento de fundações profundas no empreendimento analisado. A metodologia consistiu na análise de 15 ensaios de PCE executadas durante controle de qualidade das estacas. As cargas de ruptura foram definidas a partir de métodos de extrapolação e de cálculos com os tradicionais métodos semi-empíricos. As contribuições da resistência lateral e de ponta da interação solo-estaca foram separadas. Em seguida, foram comparados os resultados e avaliados os melhores métodos para as estimativas de valores e dimensionamento de estaca raiz e estaca hélice contínua no estudo de caso. Considerando-se o maciço rochoso, verificou-se as propostas para N_{SPT} equivalente, coeficientes α e β aplicados no método semi-empírico de Décourt (1998) e a relação direta entre a resistência lateral/ponta e a resistência à compressão de corpos de prova extraídos do maciço. Em relação às estacas hélice contínua, os coeficientes α e β do maciço terroso também foram calculados. Por fim, foram comparados os valores obtidos a partir de provas de carga instrumentadas com os valores calculados por meio de métodos semi-empíricos, para avaliar resistência por camada de solo. Observou-se que os métodos de extrapolação da Rigidez (1996), Van der Veen (1953), Chin-Kondner (1970) e Mazurkiewicz (1972) apresentaram os melhores resultados para os valores para estimativa de carga de ruptura das PCE selecionadas - o método de Van Der Veen (1953) mostrou os melhores resultados. Os resultados de resistência lateral do maciço rochoso em estaca raiz apresentaram valores equivalentes a solo compacto e graduado. No entanto, isolando-se os valores de resistência de ponta do maciço rochoso, o resultado encontrado revelou-se estar subestimado quando comparado aos valores obtidos nos métodos semi-empíricos convencionalmente utilizados. A tentativa de separar as resistências lateral e de ponta de estacas hélice contínua em solo revelou um elevado desvio padrão dos resultados – principalmente no método da Rigidez (2008), o que pode ser atribuído aos baixos valores de recalque alcançados durante alguns ensaios. Por fim, a análise comparativa entre os resultados de instrumentação e de métodos semi-empíricos apresentaram valores coerentes quando aplicados em ensaio de PCE com ruptura. Conclui-se que a criteriosa análise dos resultados de PCE apresenta-se como uma eficiente ferramenta para o dimensionamento de fundações profundas em obras de grande porte.

Palavras Chave: Fundação profunda, Prova de carga estática, Analise curva carga x recalque

CAMPOS, Guilherme de Luca. **Analysis of static load tests in root piles and continuous flight auger (CFA) piles in the Suape Complex - Ipojuca / PE**. Recife: UPE, 2014. 209 p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de Pernambuco. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Recife.

ABSTRACT

In order to evaluate the current design methods of deep foundations, primarily for industrial projects that require great works of foundations, the main goal of this work is to evaluate the criteria and evaluation methods of extrapolation of the curve load versus settlement obtained from static load test (SLT) carried out in Suape Port and Industrial Complex. The accuracy of methods for predicting the pile axial and lateral resistance was evaluated in order to obtain the best methods and typical values for the design of deep foundations for the study case. The methodology consisted of the analysis of 15 tests performed during SLT's quality control stakes. The pile load capacity were estimated by extrapolation and using traditional semi-empirical methods. The contributions of axial and lateral resistance of soil-pile interaction were separated. After that, the values and best methods for estimating values and scaling of root piles and continuous flight auger (CFA) piles in the case study were compared. Considering the rock mass, it was found the proposals for N_{SPT} equivalent, α and β coefficients applied in the semi-empirical method Décourt (1998) and direct relationship between the pile axial and lateral resistance and the compressive strength of specimens sampled from the rock mass. Regarding CFA piles, the coefficients α and β of the soil mass were also estimated. Finally, values obtained from instrumented load tests were compared with calculated by values semi-empirical methods to evaluate resistance per layer of soil. It was observed that extrapolation methods of Rigidez (1996), Van der Veen (1953), Chin-Kondner (1970) and Mazurkiewicz (1972) had better numerical performance to estimate pile load capacity of the selected SLT - the method of Van der Veen (1953) presented the best results. The results of root piles lateral resistance in the rock mass showed similar values to well graded and compacted soil. However, isolating the results of axial resistance of the rock mass, the result demonstrated that such a value is underestimated when compared to values obtained from well-known semi-empirical methods. The attempt to separate the axial and lateral resistances of CFA piles showed a high standard deviation of the results - especially in Rigidez (2008) method, which can be attributed to low levels of settlement achieved during some tests. Finally, a comparative analysis between the results of instrumentation and semi-empirical methods showed values consistent when applied to those SLT where soil rupture was observed. It is possible to conclude that a careful analysis of SLT results is an efficient tool for assisting the designing for viable deep foundations in large works.

Keywords: Deep Foundations, Static Load Test, Analyze curve load versus settlement

LISTA DE FIGURAS

Figura 01- Fundação superficial ou direta	27
Figura 02- Fundação Profunda em estaca	28
Figura 03- Classificação das estacas (FERREIRA, 2010)	29
Figura 04- Estaca Hélice Contínua	34
Figura 05- Perfuratriz Hélice Contínua	35
Figura 06- Controle de Qualidade Hélice Contínua	37
Figura 07- Estaca Raiz	39
Figura 08- Perfuratriz Raiz	40
Figura 09- Prova de carga estática – Exemplo gráfico	47
Figura 10- Modelo usual (croqui) para execução do ensaio de PCE	48
Figura 11- Gráfico Tensão x Deformação PCE	53
Figura 12- Apresentação gráfica típica obtida em ensaios de instrumentação	55
Figura 13- Modelo da haste medidora de Tell Tales	56
Figura 14- Esquema do conjunto de três tell tales de comprimentos diversos	57
Figura 15- Esquema da célula expansiva hidrodinâmica	57
Figura 16- Ponte de Wheastone – Instrumentação	59
Figura 17- Esquema de força e tensões atuantes na estaca	63
Figura 18- Modelo de Mohr-Coulomb para ruptura de solo do fuste por atrito lateral	73
Figura 19- Valores N_q (métodos teóricos) para os fatores de capacidade de carga	74
Figura 20- Exemplo de Grafico do método da Rigidez em fundação Direta	77
Figura 21- Curva carga x recalque	79
Figura 22- Domínio de ponta e de atrito lateral no Gráfico de Rigidez	80
Figura 23 – Modelo hiperbólico de representação dos módulos durante carregamento	82
Figura 24- Exemplo de Grafico do método de Chin-Kondner	82
Figura 25- Exemplo de Grafico do método de Davisson	84
Figura 26- Método de Brinch-Hansen	86
Figura 27- Método de Beer	87
Figura 28- Método Van der Veen	88
Figura 29- Método Mazurkiewicz	89
Figura 30- Método Butller e Roy	90
Figura 31- Localização do Município de Ipojuca	93

Figura 32- Localização estratégica do Complexo Industrial a Portuário de Suape	94
Figura 33- Descrição geológica no entorno do complexo de Suape	95
Figura 35- Gráfico do ensaio de PCE executado na estaca E-288	101
Figura 36- Gráfico do ensaio de PCE executado na estaca E-204	103
Figura 37- Gráfico do ensaio de PCE executado na estaca E-95	105
Figura 38 – Posição dos Extensômetros – Estaca E-95	105
Figura 39- Gráfico do ensaio de PCE executado na estaca E-310	108
Figura 40 – Posição dos Extensômetros – Estaca E-310	109
Figura 41- Sondagem de referência da Estaca E-288	111
Figura 42 – Resultado de Sondagem Rotativa no Maciço Basáltico do Empreendimento ...	112
Figura 43 – Resultado de Sondagem Rotativa no Maciço de Riolito do Empreendimento...	113
Figura 44 – Legenda de siglas para resultados das sondagens rotativas	113
Figura 45 - Amostras de rocha basaltica extraída em campo para ensaio a compressão simples	125
Figura 46– Amostras fraturadas de rocha tipo riolito extraídas no empreendimento.....	126
Figura 47– Ensaio a compressão simples da amostra 01 de rocha basaltica	126
Figura 48– Amostra 02 de rocha basaltica após rompimento no ensaio de compressão simples	127
Figura 49 – Demonstração da separação de Resistência Lateral e Ponta por VDV 1%	129
Figura 50 – Demonstração da separação de resistência lateral entre extensômetros	135
Figura 51- Apresentação gráfica dos resultados estimados de ruptura através dos métodos de extrapolação (raiz com recalques superiores a 3%)	139
Figura 52 - Apresentação gráfica dos resultados estimados de ruptura através dos métodos de extrapolação (raiz com recalques inferiores a 3%)	139
Figura 53 - Apresentação gráfica dos resultados estimados de ruptura através dos métodos de extrapolação (estacas hélice)	142
Figura 54 - Apresentação gráfica dos resultados estimados de ruptura através dos métodos de extrapolação (Estaca E-95)	144
Figura 55 - Valores de ruptura Geral a partir do métodos de Extrapolação e semi-empíricos (Grupo U-34)	151
Figura 56 - Valores de ruptura Geral a partir do métodos de Extrapolação e semi-empíricos (Grupo U-33)	154
Figura 57– Valores de ruptura Geral a partir do método de Extrapolação da Rigidez e semi-empíricos (Estacas Hélice)	165

Figura 58– Valores de ruptura Geral a partir do método de Extrapolação VDV e semi-empíricos (Estacas Hélice)	166
Figura 59 - Resultados de resistência lateral unitária (em kN/m ²) dos valores entre extensômetros para a estaca E-95	170
Figura 60 - Resultados de resistência lateral unitária (em kN/m ²) dos valores entre extensômetros para a estaca E-310	172
Figura 61- Gráfico do ensaio de PCE executado na estaca E-116	185
Figura 62- Gráfico do ensaio de PCE executado na estaca E-45	186
Figura 63- Gráfico do ensaio de PCE executado na estaca E-92	188
Figura 64- Gráfico do ensaio de PCE executado na estaca E-80	189
Figura 65- Gráfico do ensaio de PCE executado na estaca E-27	191
Figura 66- Gráfico do ensaio de PCE executado na estaca E-72	192
Figura 67- Gráfico do ensaio de PCE executado na estaca E-56	194
Figura 68- Gráfico do ensaio de PCE executado na estaca E-191	197
Figura 69- Gráfico do ensaio de PCE executado na estaca E-148	198
Figura 70- Gráfico do ensaio de PCE executado na estaca E-608	200
Figura 71- Gráfico do ensaio de PCE executado na estaca E-1206	201
Figura 72- Sondagem de referência da Estaca E-116	203
Figura 73- Sondagem de referência da Estaca E-45	203
Figura 74- Sondagem de referência da Estaca E-92	204
Figura 75- Sondagem de referência da Estaca E-80	204
Figura 76- Sondagem de referência da Estaca E-27	205
Figura 77- Sondagem de referência da Estaca E-72	205
Figura 78- Sondagem de referência da Estaca E-56	206
Figura 79- Sondagem de referência da Estaca E-204	206
Figura 80- Sondagem de referência da Estaca E-191	207
Figura 81- Sondagem de referência da Estaca E-148	207
Figura 82- Sondagem de referência da Estaca E-608	208
Figura 83- Sondagem de referência da Estaca E-1206	208
Figura 84- Sondagem de referência da Estaca E-95	209
Figura 85- Sondagem de referência da Estaca E-310	209

LISTA DE TABELAS

Tabela 01– Resistência Mecânica das Rochas (TEIXEIRA, 2008)	46
Tabela 02 – Parâmetros K e α (Aoki Velloso - 1975)	64
Tabela 03 – Parâmetros F ₁ e F ₂ (Aoki Velloso - 1975)	65
Tabela 04 – Coeficiente K em função do solo (Décourt - 1998)	66
Tabela 05 – Coeficiente α em função do solo (Décourt - 1998)	67
Tabela 06 – Coeficiente β em função do solo (Décourt - 1998)	67
Tabela 07 – Coeficiente α em função do solo (Brasfond, 2006)	69
Tabela 08 - Coeficientes β_1 β_2 (FUNDESP – David Cabral – 2001)	70
Tabela 09– Relação de PCE executadas no empreendimento	97
Tabela 10 – Informações gerais da Estaca E-288	100
Tabela 11– Quadro de Cargas da Estaca E-288	100
Tabela 12 – Informações gerais da Estaca E-204	102
Tabela 13 – Quadro de Cargas da Estaca E-204	102
Tabela 14– Informações gerais da Estaca E-95	104
Tabela 15– Quadro de Cargas da Estaca E-95	104
Tabela 16– Posição dos Extensômetros em função carga obtida E-95	106
Tabela 17– Posição dos Extensômetros em função do recalque E-95	106
Tabela 18– Informações gerais da Estaca E-310	107
Tabela 19– Quadro de Cargas da Estaca E-310	107
Tabela 20– Posição dos Extensômetros em função carga obtida E-310	109
Tabela 21– Posição dos Extensômetros em função do recalque obtido E-310	110
Tabela 22– Ensaio de PCE executados em função do recalque obtido	114
Tabela 23 – Ensaio de PCE em Raiz em função do recalque obtido	115
Tabela 24– PCE's selecionadas em estacas cravadas em maciço rochoso	116
Tabela 25 – Ensaio de PCE em Hélice em função do recalque obtido	116
Tabela 26– PCE's selecionadas em estacas Hélice Continua (maciço terroso)	117
Tabela 27 – Dimensões das Amostras de Rocha	125
Tabela 28– Resultados de Carga de Ruptura obtidos nos métodos de Extrapolação – Estacas Raiz	138
Tabela 29– Tabela com resultados estimados de ruptura através dos métodos de extrapolação – Estacas Hélice contínua	141

Tabela 30 – Tabela com resultados estimados de ruptura através dos métodos de extrapolação (estaca E-95)	143
Tabela 31 – Resultados de Resistência a compressão das amostras de rocha basáltica	159
Tabela 32 - Valores estimados de ruptura a partir dos métodos de extrapolação adotados para a estaca instrumentada E-310	169
Tabela 33– Informações gerais da Estaca E-116	184
Tabela 34– Tabela de Cargas da Estaca E-116	184
Tabela 35– Informações gerais da Estaca E-45	185
Tabela 36– Tabela de Cargas da Estaca E-45	186
Tabela 37– Informações gerais da Estaca E-92	187
Tabela 38– Tabela de Cargas da Estaca E-92	187
Tabela 39– Informações gerais da Estaca E-80	188
Tabela 40 – Tabela de Cargas da Estaca E-80	189
Tabela 41 – Informações gerais da Estaca E-27	190
Tabela 42 – Tabela de Cargas da Estaca E-27	190
Tabela 43 – Informações gerais da Estaca E-72	191
Tabela 44 – Tabela de Cargas da Estaca E-72	192
Tabela 45 – Informações gerais da Estaca E-56	193
Tabela 46 – Tabela de Cargas da Estaca E-56	193
Tabela 47 – Informações gerais da Estaca E-191	196
Tabela 48 – Tabela de Cargas da Estaca E-191.....	196
Tabela 49 – Informações gerais da Estaca E-148	197
Tabela 50 – Tabela de Cargas da Estaca E-148	198
Tabela 51 – Informações gerais da Estaca E-608	199
Tabela 52 – Tabela de Cargas da Estaca E-608	199
Tabela 53 – Informações gerais da Estaca E-1206	200
Tabela 54 – Tabela de Cargas da Estaca E-1206	201

LISTA DE QUADROS

Quadro 01– Valores de ruptura com contribuições do atrito e da ponta a partir do métodos de Extrapolação (Grupo U-34)	146
Quadro 02– Valores de ruptura com contribuições do atrito e da ponta a partir do métodos de Extrapolação (Grupo U-33)	147
Quadro 03– Valores de ruptura com contribuições do atrito e da ponta a partir do método Décourt (Grupo U-34)	148
Quadro 04– Valores de ruptura com contribuições do atrito e da ponta a partir do método Brasfond (Grupo U-34)	148
Quadro 05– Valores de ruptura com contribuições do atrito e da ponta a partir do método de David Cabral (Grupo U-34)	148
Quadro 06– Análise estatística dos valores ruptura com contribuições do atrito e da ponta a partir dos métodos semi-empíricos (Grupo U-34)	149
Quadro 07– Valores de ruptura com contribuições do atrito e da ponta a partir do método Décourt (Grupo U-33)	149
Quadro 08– Valores de ruptura com contribuições do atrito e da ponta a partir do método Brasfond (Grupo U-33)	150
Quadro 09– Valores de ruptura com contribuições do atrito e da ponta a partir do método de David Cabral (Grupo U-33)	150
Quadro 10– Análise estatística dos valores ruptura com contribuições do atrito e da ponta a partir dos métodos semi-empíricos (Grupo U-33)	150
Quadro 11– Valores de ruptura com contribuições do atrito e da ponta unitários a partir do métodos de Extrapolação da Rigidez (Grupo U-34)	152
Quadro 12– Valores de ruptura com contribuições do atrito e da ponta unitários a partir do métodos de Extrapolação VDV 1% (Grupo U-34)	152
Quadro 13– Valores de ruptura com contribuições do atrito e da ponta unitários a partir do métodos de Extrapolação da Rigidez (Grupo U-33)	155
Quadro 14– Valores de ruptura com contribuições do atrito e da ponta unitários a partir do métodos de Extrapolação VDV 1% (Grupo U-33)	155

Quadro 15- Valores de N_{spt} equivalente para a iteração estaca raiz x maciço rochoso utilizando extrapolação de PCE através do método da Rigidez	156
Quadro 16- Valores de N_{spt} equivalente para a iteração estaca raiz x maciço rochoso utilizando extrapolação de PCE através do método de VDV 1%	157
Quadro 17- Valores dos coeficientes α e β para a iteração estaca raiz x maciço rochoso utilizando o método de extrapolação da Rigidez	158
Quadro 18- Valores dos coeficientes α e β para a iteração estaca raiz x maciço rochoso utilizando o método de extrapolação da VDV 1%	158
Quadro 19- estimativa de coeficientes de resistência a compressão do maciço rochoso conforme metodologia do item 4.2.7 – RIGIDEZ	160
Quadro 20- estimativa de coeficientes de resistência a compressão do maciço rochoso conforme metodologia do item 4.2.7 – VDV 1%	160
Quadro 21– Valores de ruptura através do método da Rigidez com contribuições do atrito e da ponta a partir do métodos de Extrapolação (Estacas Hélice)	162
Quadro 22– Valores de ruptura através dos métodos VDV1% e VDV2% com contribuições do atrito e da ponta a partir dos métodos de Extrapolação (Estacas Hélice)	162
Quadro 23– Valores de ruptura com contribuições do atrito e da ponta a partir do método Aoki-Veloso	164
Quadro 24– Valores de ruptura com contribuições do atrito e da ponta a partir do método Décourt	164
Quadro 25– Análise estatística dos valores ruptura com contribuições do atrito e da ponta a partir dos métodos semi-empíricos (Metodologia 03)	164
Quadro 26– Valores de resistência lateral média da iteração estaca hélice x maciço terroso	166
Quadro 27– Valores de resistência de ponta da iteração estaca hélice x maciço	167
Quadro 28- Valores dos coeficientes α e β para a iteração estaca hélice x maciço terroso estimado para o complexo industrial e portuário de Suape	168
Quadro 29- Resultados de resistência lateral entre extensômetros (em kN) para a estaca E-95	170

Quadro 30- Resultados de resistência lateral entre extensômetros (em kN) para a estaca E-310	171
Quadro 31- Estimativas do coeficiente β (DÉCOURT) avaliadas no ensaio instrumentado da estaca E-95	173
Quadro 32- Estimativas do coeficiente β (DÉCOURT) avaliadas no ensaio instrumentado da estaca E-310	174

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

α , β - Coeficientes função do tipo de solo e do tipo da estaca para a ponta e o atrito, respectivamente, utilizados no método semi-empírico de Decourt (1998), Bransfond (2006).

β_1 β_2 - Coeficientes do método semi-empírico David Cabral (2001)

Δe - Deformação/encurtamento na profundidade em estudo

ΔL - Variação de voltagem do *strain gauge* da Ponte de Wheatstone

ΔR - Variação de resistência do *strain gauge*

ε - deformação específica

δ - Recalque correspondente à carga aplicada

C_1 - Inclinação da linha reta ($Y = C_2 + C_1 \cdot P_o$)

C_2 - Intersecção com o eixo Y ($Y = C_2 + C_1 \cdot P_o$)

CLT e SCT - Cyclic load test

CPR - *Constant rate of penetration test*

CPT - *Cone penetration test*

D_1 - Deslocamento na profundidade em estudo

D_0 - Deslocamento na profundidade superior

D - Diâmetro da estaca

E - Módulo de elasticidade

F - Fator de segurança global

fcj - Resistência do concreto à 28 dias

Fp - Fator de segurança relativo aos parâmetros do solo

Ff - Fator de segurança relativo à formulação adotada

Fd - Fator de segurança para evitar recalques excessivos

FS - Fator de sensibilidade ou GF (*gauge factor*)

Fw - Fator de segurança relativo à carga de trabalho da estaca

K - coeficiente função do tipo de solo no qual a ponta está assentada

L - comprimento da estaca

N - Número de golpes obtidos no ensaio SPT

N_{SPT}^{MED} - valor médio de SPT, ao longo do fuste da estaca

$N_{SPT,P}^{MED}$ - valor médio de SPT na ponta, considerando valores 1 m abaixo e 1 m cima da ponta.

N_c, N_q, N_γ - Fatores de capacidade de carga (métodos teóricos de dimensionamento)

NBR - Norma Brasileira

P_0 - Carga Aplicada

P - pressão de injeção da argamassa

PCE - Prova de carga estática

PR - Carga de ruptura da estaca

PL - Carga lateral da estaca

PP - Carga de ponta da estaca

Qadm - Carga admissível

QML - *Quick maintained load test*

R- Resistência nominal do *strain gauge*

r'_P - Resistência de ponta da estaca

r'_L - Resistência lateral ou Atrito lateral unitario

Ri - Resistência de cada ramo da ponte

Rig - Rigidez

SGB - Sistema Geodésico Brasileiro

SL - Área lateral da estaca

SML - *Slow maintained load test*

SP - Área de ponta de estaca

SPT – *Standard penetration test*

TPc - Resistência à compressão

TPp - Tensão de resistência de ponta

U - Perímetro da estaca

V - Voltagem de excitação da Ponte de Wheatstone

VDV - Van der Veen

VE - Tensão de entrada

VA - Tensão de saída

Y_0 - Recalque na carga aplicada

W - peso próprio da estaca

SUMÁRIO

Capítulo 1	INTRODUÇÃO	22
1.1.	CONSIDERAÇÕES GERAIS E JUSTIFICATIVAS	22
1.2.	OBJETIVOS	23
1.3.	METODOLOGIA	24
1.3.	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	25
Capítulo 2	REFERENCIAL TEÓRICO	27
2.1.	ESTACAS ESCAVADAS – HISTÓRICO E EVOLUÇÃO TECNOLÓGICA NO BRASIL	27
2.1.1.	Estacas – Definições e Classificação.....	28
2.1.2.	Evolução Tecnológica em obras com estacas escavadas no Brasil	32
2.1.3.	Estaca Hélice Contínua – Conceitos e características.....	33
2.1.4.	Estaca Raiz – Conceitos e características.....	37
2.2.	MACIÇO ROCHOSO – COMPORTAMENTO MECÂNICO	41
2.2.1.	Conceitos e Propriedades de maciços rochosos	41
2.2.2.	Resistência a Compressão	43
2.3.	PROVA DE CARGA ESTÁTICA	46
2.3.1.	Conceitos	46
2.3.2.	Principais Tipos de Ensaio	49
2.3.3.	Prova de Carga Estática Instrumentada	54
2.4.	DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS TIPO RAIZ E HÉLICE CONTÍNUA	60
2.4.1.	Dimensionamentos por Métodos Empíricos.....	60
2.4.2.	Dimensionamento por Métodos Semi-empíricos.....	61
2.4.2.1.	Aoki e Velloso	62
2.4.2.2.	Décourt e Quaresma	65
2.4.2.3.	Brasfond	68

2.4.2.4 David Cabral	69
2.4.2.5 Demais Métodos.....	71
2.4.3. Dimensionamento por Métodos Teóricos.....	71
2.4.4. Dimensionamento por Métodos de Interpretação da Curva Carga x Recalque.....	75
2.4.4.1. Método da Rigidez	77
2.4.4.2. Método de Chin-Kondner	81
2.4.4.3. Método de Davisson	83
2.4.4.4. Método da NBR-6122	84
2.4.4.5. Método de Brinch-Hansen 80%	85
2.4.4.6. Método de Beer	86
2.4.4.7. Método Van der Veen	87
2.4.4.8. Método Mazurkiewicz	89
2.4.4.9. Método Butler & Roy	90
2.4.4.10. Método de Terzagui	90
 Capítulo 3 COMPLEXO INDUSTRIAL E PORTUÁRIO DE SUAPE – CARACTERIZAÇÃO	 92
3.1. LOCALIZAÇÃO	92
3.2. INFORMAÇÕES GEOLÓGICAS	94
3.3. CARACTERIZAÇÃO DAS ÁREAS ANALISADAS	95
3.3.1. Provas de Carga Estáticas e Instrumentadas Executadas	97
3.3.2. Sondagens Iniciais.....	110
 Capítulo 4 METODOLOGIA	 114
4.1. CRITÉRIO DE AMOSTRAGEM DOS ENSAIOS ANALISADOS	114
4.2. CARGA DE RUPTURA – MÉTODOS.....	117
4.2.1. Amostragem das Provas de Cargas Seleccionadas	117
4.2.2. Estimativa de Ruptura Através dos Métodos de Extrapolação	118
4.2.3. Estimativa de Ruptura em Estaca com Rompimento	118
4.3. MACIÇO ROCHOSO – ESTACA RAIZ	118
4.3.1. Estimativa de Ruptura Através dos Métodos de Extrapolação Seleccionados	119

4.3.2. Separação das Parcelas de Resistência Lateral e Ponta através dos métodos de extrapolação	119
4.3.3. Ruptura e separação das parcelas de Resistência Lateral e Ponta através dos métodos semi-empíricos	120
4.3.4. Análise Comparativa dos Métodos Utilizados para Ruptura e Resistências Lateral / Ponta do maciço rochoso	120
4.3.5. Proposta de N_{spt} equiv e coeficientes α / β (Decourt, 1998) para o Conjunto Maciço Rochoso/Estaca Raiz	121
4.3.6. Proposta de Relação Direta Entre Resistência a Compressão do Maciço Rochoso com Resistências Unitárias Lateral e ponta da Interação Estaca Raiz x Maciço Rochoso	123
4.4. ANÁLISE EM ESTACA HÉLICE CONTÍNUA	127
4.4.1. Estimativa de Ruptura Através do Método de Extrapolação Seleccionados	128
4.4.2. Separação das Parcelas de Resistência Lateral e Ponta através dos métodos de extrapolação	128
4.4.3. Ruptura e separação das parcelas de Resistência Lateral e Ponta através dos métodos semi-empíricos	129
4.4.4. Análise Comparativa dos Métodos utilizados para resistências lateral média/ ponta do solo analisado.....	129
4.4.5. Estimativa dos Coeficientes α e β (Décourt, 1998) para a Interação Estaca Hélice x solo do complexo industrial de Suape	130
4.5. INSTRUMENTAÇÃO – ESTACA HÉLICE CONTÍNUA	131
4.5.1. Estimativa de Ruptura Através do Métodos de Extrapolação Seleccionados	132
4.5.2. Avaliação dos Resultados da Instrumentação Obtendo Resistência Lateral entre extensômetros	133
4.5.3. Estimativa da Resistência Lateral Através dos Métodos Semi-empíricos	135
4.5.4. Comparação dos resultados da Instrumentação com os Métodos Semi-empíricos ..	136
4.5.5. Estimativa do Coeficiente β (Décourt,1998) para a Interação Estaca Hélice x Solo	136
Capítulo 5 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	137
5.1. CARGA DE RUPTURA – MÉTODOS	137

5.1.1. Estimativa de Ruptura Através dos Métodos de Extrapolação	137
5.1.1.1. Estaca Raiz	137
5.1.1.2. Estaca Hélice Contínua	140
5.1.2. Estimativa de Ruptura em Estaca com Rompimento	143
5.1.3. Análise comparativa entre ensaio com rompimento e métodos de Extrapolação ...	145
 5.2. MACIÇO ROCHOSO – ESTACA RAIZ	145
5.2.1. Separação das Parcelas de Resistência Lateral e Ponta através dos métodos de extrapolação	145
5.2.1.1. Estacas Grupo U-34	145
5.2.1.2. Estacas Grupo U-33	146
5.2.2. Ruptura e separação das parcelas através dos métodos semi-empíricos	147
5.2.2.1. Estacas Grupo U-34	147
5.2.2.2. Estacas Grupo U-33	149
5.2.3. Análise Comparativa dos Métodos Utilizados para Ruptura e Resistências Lateral / Ponta do maciço rochoso	151
5.2.4. Proposta de N_{SPT} equiv e coeficientes α / β (Décourt,1998) para o Conjunto Maciço Rochoso/Estaca Raiz	156
5.2.5. Proposta de Relação Direta Entre Resistência a Compressão do Maciço Rochoso com Resistências Unitárias Lateral e ponta	159
 5.3. ANÁLISE EM ESTACA HÉLICE CONTÍNUA	162
5.3.1. Carga de Ruptura e parcelas de Resistência Lateral e Ponta determinados a partir dos métodos de extrapolação	162
5.3.2. Carga de Ruptura e parcelas de Resistência Lateral e Ponta determinados a partir dos métodos semi-empíricos	163
5.3.3. Análise Comparativa dos Métodos utilizados para o cálculo das Carga de Ruptura e Resistências lateral média/ ponta do solo analisado.....	165
5.3.4. Estimativa dos Coeficientes α e β (Décourt,1998) para a Interação Estaca tipo Hélice Contínua x solo do complexo industrial de Suape	167
 5.4. INSTRUMENTAÇÃO – ESTACA HÉLICE CONTÍNUA	168
5.4.1. Estimativa da Carga de Ruptura das Estacas Hélice Contínua Instrumentadas	169
5.4.2. Avaliação da Resistência Lateral entre Extensômos.....	169

5.4.3. Estimativa do Coeficiente β (Décourt,1998) para a Iteração Estaca Hélice x Solo ..	173
---	-----

Capítulo 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	175
---	------------

6.1. CONCLUSÕES	175
-----------------------	-----

6.2. SUGESTÕES PARA NOVOS TRABALHOS	178
---	-----

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	179
---	------------

ANEXO A	183
----------------------	------------

ANEXO B	195
----------------------	------------

ANEXO C	202
----------------------	------------

1. INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS E JUSTIFICATIVA

O mercado da construção civil é um dos mais promissores no cenário nacional. Mesmo a crise internacional – iniciada em 2008 – não tem até o momento afetado a construção civil brasileira. Desde 2004, o setor vem registrando crescimento consistente em suas atividades, deixando para trás décadas de dificuldades. Tais resultados são reflexos do Programa Minha Casa, Minha Vida no mercado de imóveis destinados às classes média e baixa, além das obras da Copa do Mundo de 2014, das Olimpíadas de 2016 e do Programa de Aceleração do Crescimento (PAC).

Apesar da alta taxa de geração de empregos, o mercado da construção civil sofre com o caráter não-homogêneo e não-seriado de produção com possibilidade apenas parcial de mecanização. A dependência em relação às habilidades do trabalhador e alta rotatividade dificultam aspectos como o nível de escolaridade desta mão-de-obra. Por outro lado, avaliando-se socialmente, a população brasileira citada, com deficiência em educação proveniente entre outros de deficiência de políticas públicas, ainda depende deste emprego para sobrevivência.

Diante dos argumentos citados, as universidades e os centros de pesquisas estudam melhorias de processos buscando, como resultado, menores impactos com sustentabilidade. No desenvolvimento e referências desta dissertação, vários trabalhos são citados.

Dentre os principais pólos industriais e portuários do Brasil, o complexo de Suape – localizado no município de Ipojuca-PE – é atualmente reconhecido como um grande “canteiro de obras”, onde grandes empreendimentos estão em construção desde o início da década passada. Já são mais de 100 empresas em operação, responsáveis por mais de 40 mil empregos diretos, e outras 50 em implantação. Entre elas, indústrias de produtos químicos, metal-mecânica, naval e logística, que vão fortalecer os polos de geração de energia, graneis líquidos e gases, alimentos e energia eólica, além de abrir espaços em outros segmentos como metal-mecânico, grãos e logística. Tais empreendimentos mobilizam um valor de investimento superior a 40 bilhões de reais.

Focando em melhoria de processos e desempenho na área de fundações , buscando redução de recursos, otimização de processos, resíduos e consequente sustentabilidade , faz-se necessário analisar métodos correntes de dimensionamento de fundações profundas a fim de propor soluções e métodos usuais nos empreendimentos em construção em Suape para obtenção de melhores parâmetros e métodos buscando eficiente custo x benefício no dimensionamento de fundações.

Uma das ferramentas para melhoria de processo é promover e executar detalhada investigação geotécnica a fim de se obter melhores parâmetros para projetos. Pode-se citar o ensaio de campo de prova de carga estática. Ensaio objetiva avaliar desempenho de fundações e estacas durante fase de execução porém também deve ser utilizado, ainda na fase de investigação geotécnica ou mesmo durante sua execução, como ferramenta adicional para dimensionamento e re-dimensionamento de fundações em obras de grande porte.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Esta pesquisa tem como objetivo geral avaliar o desempenho de estacas moldadas in-loco (estaca raiz e tipo hélice contínua) , por meio da análise de resultados de provas de carga, em um empreendimento de grande porte, localizado na região Complexo Industrial e Portuário de Suape.

1.2.2 Objetivos Específicos

Dentre os objetivos específicos deste estudo, pode-se destacar:

- Avaliar e comparar os resultados obtidos na extrapolação da curva carga x recalque, proveniente dos ensaios de prova de carga estática, com os valores obtidos nos métodos semi-empíricos utilizados na prática brasileira de projetos;
- Avaliar a acurácia dos métodos para previsão da ruptura e parcelas de resistência lateral e resistência de ponta nos resultados obtidos da análise em estaca raiz, hélice contínua e

instrumentação e, com isso, propor coeficientes de ajuste para o emprego de Décourt (1998), quando utilizado na região de estudo;

- Propor coeficientes de relação direta entre a resistência a compressão simples do maciço rochoso em função das contribuições de resistência lateral e de ponta no conjunto estaca raiz x maciço.

1.3 METODOLOGIA

O presente trabalho foi desenvolvido a partir de estudo de caso, analisando-se, por meio de retro-análise, os resultados obtidos nas provas de cargas estáticas e instrumentadas executadas para o controle e desempenho das estacas tipo raiz e hélice contínua. Para atingir os objetivos descritos anteriormente foi necessário a realização de uma série de análises nos ensaios de prova de carga estática (PCE), conforme descritos a seguir:

- Como critério de seleção, foram analisadas as PCE executadas na região, edificação ou base selecionada que obtiveram maiores recalques em relação ao diâmetro.

- Foram executadas 4 análises distintas nos ensaios selecionados. O primeiro consiste na análise de rupturas final das estacas. Foram estimadas ruptura através dos 10 métodos apresentados no referencial teórico desta pesquisa.

- Em relação às estacas tipo raiz (segunda análise), foram estimados contribuição de resistência lateral e resistência de ponta através do método da Rigidez (Décourt, 1996) e o método de Van der Veen (1953) para a ruptura considerando a hipótese de 1% para a contribuição de atrito lateral. Tais valores foram comparados com métodos semi-empíricos de dimensionamento. Com base nos resultados, foram estimados valores de N_{spt} equivalente em rocha (lateral e de ponta), coeficientes α e β – utilizados no método semi-empírico de Décourt (1998) – e coeficiente de relação direta entre a resistência a compressão simples do maciço rochoso em função das contribuições de resistência lateral e de ponta no conjunto estaca raiz x maciço.

- Para estacas tipo hélice contínua foram dois tipos de análise (terceira e quarta análises). O terceiro objetiva avaliar a resistência lateral e a resistência de ponta obtidos no métodos semi-empíricos, comparando com resultados de extrapolação dos ensaios de prova de carga estática. Foi estimado também, para o método de Décourt (1998), coeficientes α e β para o conjunto/interação estaca hélice contínua x solo da região.

- O quarto modelo de análise em estacas hélice contínua baseia-se no estudo dos resultados de dois ensaios de prova de carga instrumentadas. A partir dos resultados apresentados no ensaio, foi calculado e apresentado resistência lateral (kN/m^2) obtido nas camadas analisadas. Resultados foram comparados com resistência lateral obtidos nos métodos de Aoki-Veloso (1975) e Décourt (1998). Foi estimado também coeficiente β igualando resultados da instrumentação com método de Décourt (1998) obtendo assim valores para o empreendimento.

1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está dividida em 06 (seis) capítulos, descritos a seguir:

No Capítulo 1, são abordadas as considerações gerais e a importância da construção civil na economia brasileira, justificando assim a necessidade de estudos de avaliação de desempenho, desenvolvimento de métodos de abordagem e de coeficientes para verificar o desempenho de estacas. Os objetivos também estão abordados neste item.

No Capítulo 2, é apresentada a fundamentação teórica deste estudo, com a descrição das estacas escavadas tipo hélice contínua e raiz, apresentação dos seus históricos, evoluções tecnológica no Brasil e os seus métodos de dimensionamento. Neste capítulo também são abordadas, com o enfoque geotécnico, as informações sobre maciço rochoso, demonstrando conceitos e critérios de resistência. Por fim, também são apresentados os conceitos, tipos e controle de desempenho a partir da análise e execução de PCE.

No Capítulo 3, é apresentada a caracterização do Complexo Industrial de Suape, focando em sua localização, histórico, idealização do projeto e características geotécnicas da região analisada. Neste capítulo, são relacionados todos os dados empregados no estudo, tais como

locação das provas de carga e sondagens, resultados de sondagens, resultados de PCE e provas de carga instrumentada utilizadas.

No Capítulo 4, está descrita a metodologia adotada para análise das provas de cargas selecionadas, demonstrando resultados a serem encontrados na análise dos ensaios em estaca raiz e em estaca hélice contínua, objetivando avaliar métodos correntes de dimensionamento de fundações profundas e propor: i) valores, ii) melhores métodos e iii) coeficientes para o empreendimento do Complexo Industrial e Portuário de Suape.

A apresentação e a análise dos resultados são realizadas no Capítulo 5, demonstrando, a partir de gráficos, tabelas e quadros, resultados com comentários de ordem numérica / grandeza e técnica sobre os assuntos abordados.

No Capítulo 6, são apresentadas as conclusões obtidas no estudo, bem como sugestões para futuros trabalhos.

Por fim, são listadas as referências bibliográficas utilizadas na pesquisa.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 ESTACAS ESCAVADAS – HISTÓRICO E EVOLUÇÃO TECNOLÓGICA NO BRASIL

A estabilidade de uma edificação depende, em primeiro lugar, de uma fundação bem dimensionada. Para isso, a engenharia já evoluiu ao ponto de garantir que até as estruturas mais pesadas mantenham-se estáveis e, é claro, sem recalques consideráveis, mesmo em solos ruins. A variedade de sistemas, de equipamentos e, principalmente, de processos executivos é enorme, restando o desafio de identificar a maneira mais adequada de acordo com as peculiaridades da obra e do terreno.

Segundo Décourt (1994), as fundações – elemento de interação entre o solo e a estrutura – são convencionalmente classificadas em 2 grandes grupos: i) fundações superficiais e ii) fundações profundas.

As fundações superficiais – também chamada de fundação direta – caracteriza-se quando a camada resistente à carga da edificação ou seja, onde a base da fundação está implantada, não excede a duas vezes a sua menor dimensão ou se encontre a menos de 3 m de profundidade. A Figura 01 ilustra exemplos de elementos utilizados em fundação do tipo superficial ou direta.

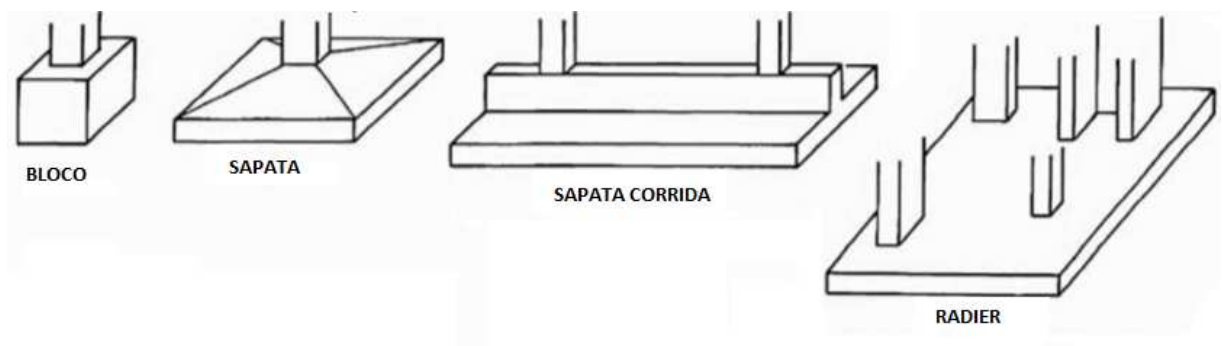


Figura 01 – Fundação superficial ou direta (VELLOSO, 1998)

De acordo com a NBR-6122 (ABNT, 2010), as fundações profundas são caracterizadas por elementos de fundação que transmitem as cargas da estrutura ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência do fuste) ou por uma combinação das duas. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas, os tubulões e os caixões. A Figura 02 ilustra alguns tipos de elementos (estacas) empregados em fundação profunda.

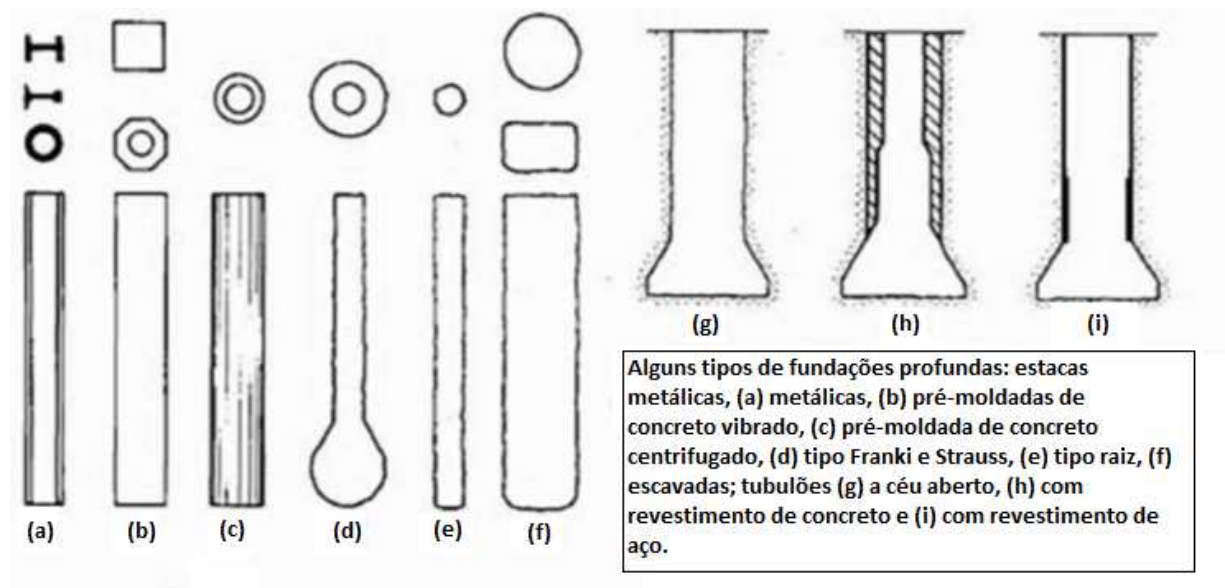


Figura 02 – Fundação Profunda em estaca (VELLOSO, 1998)

2.1.1 Estacas – Definições e Classificação

De acordo com Décourt (1994), ‘estaca’ é definida como um “[...] elemento de fundação profunda executado com o auxílio de ferramentas ou equipamentos, execução esta que pode ser por cravação à percussão, prensagem, vibração ou por escavação, ou ainda de forma mista, envolvendo mais de um desta processo”.

As estacas caracterizam-se por possuir elementos alongados, cilíndricos ou prismáticos, que são cravados com equipamento – chamado popularmente de bate-estaca – ou são confeccionados no solo, de modo a transmitir às cargas da edificação a camadas profundas do terreno.

Os tipos de fundações profundas, mais especificadamente as estacas, podem ser divididos em duas categorias: as estacas de deslocamento e as estacas sem deslocamento. Na primeira

categoria, englobam-se as estacas pré-moldadas de concreto, metálicas, Franki e hélice de deslocamento; já na segunda, as estacas Strauss, barretes, estações e a hélice contínua (FRANÇA, 2011).

Existe atualmente uma grande variedade de estacas para fundações. Com certa frequência, um novo tipo de estaca é introduzido no mercado e a técnica de execução de estacas está em permanente evolução. Entre os principais materiais empregados na sua confecção, pode-se destacar a utilização de madeira, aço e concreto. Quanto às características executivas, pode-se sub-dividi-las em estacas cravadas (de deslocamento) e estacas escavadas (sem deslocamento). Existem ainda outros critérios de classificação quanto à sua i) finalidade, ii) trabalho e ii) inclinação. A Figura 03 representa os principais critérios de classificação de estacas citados, conforme Ferreira (2010).

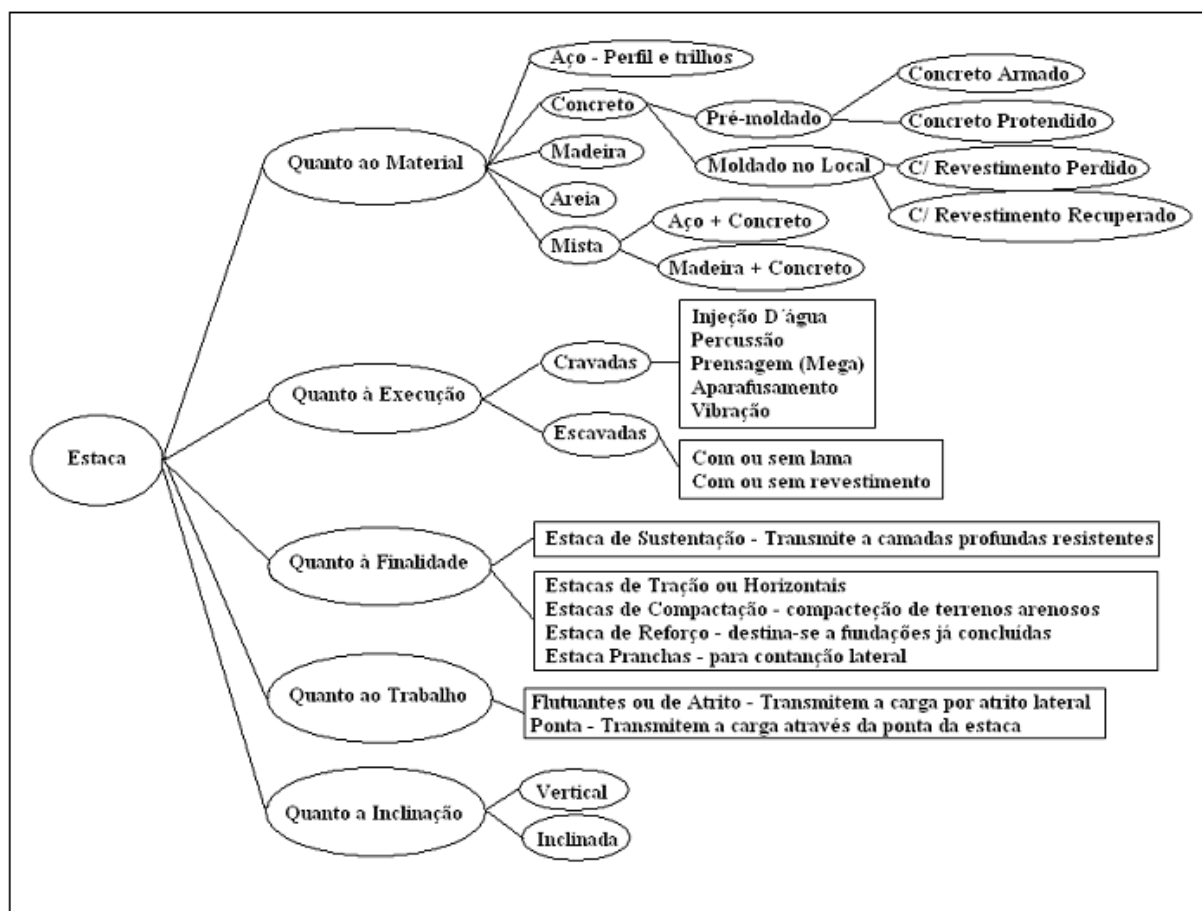


Figura 03 – Classificação das estacas (FERREIRA, 2010)

O material adotado para execução de estacas do tipo escavada é basicamente o concreto, armado ou não, e a argamassa. A sua classificação baseia-se quanto à metodologia executiva. Os métodos mais comuns no mercado empregam a utilização da escavação mecânica, geralmente através de equipamentos específicos de perfuração (perfuratriz), com uso ou não de lama bentonítica, de revestimento total ou parcial, e posterior concretagem. Dentre os principais tipos de estacas escavadas pode-se destacar:

- Estaca tipo broca – utilizada para projetos com pequenas cargas (geralmente até 5 tf) em virtude das limitações de seu processo executivo. Pode ser executada abaixo do nível d'água com a utilização de bomba. Os diâmetros da seção transversal variam de 200mm a 500mm. A estaca é executada sem molde, por perfuração no terreno, com o auxílio de trado de pequeno diâmetro e porte.
- Estaca tipo trado helicoidal – é reconhecida como sendo a evolução da estaca tipo broca. O equipamento de perfuração pode vir acoplado a caminhões ou montado sobre chassi metálico. Pode atingir até 30m de profundidade. Os diâmetros da seção transversal variam de 200mm a 1700mm. A vantagem desta solução consiste na melhor mobilidade e produção, quando comparado à estaca tipo broca.
- Estacão – consiste em uma estaca escavada mecanicamente com equipamento rotativo utilizando lama bentonítica no processo. Após a escavação e o reforço das paredes com a aplicação da lama, é inserida a armadura para posterior concretagem. Esta estaca pode atingir 45m de profundidade.
- Estacas-barrete – estaca escavada que possui como principal característica a seção retangular da estaca. O seu formato permite maior atrito lateral, quando comparado à estaca circular. É executada com escavação por meio de guindaste acoplado com *clamshell*, também utilizando lama bentonítica. Possui características técnicas semelhantes ao estacão.
- Estaca tipo Franki – trata-se de uma estaca de concreto armado moldada no solo, que usa um tubo de revestimento, cravado dinamicamente com ponta fechada por meio de bucha e recuperado após concretada. O tubo é cravado no terreno pelo impacto de

repetidos golpes do pilão na bucha A execução desta estaca, quando bem aplicada, praticamente não sofre restrições de emprego quanto às características do subsolo. Esta estaca não é aplicável em solos com grande camada de solo mole. O processo de cravação provoca ruídos intensos durante a execução, o que pode ser uma limitação em áreas urbanas. Esta estaca suporta grandes cargas (de 500 a 1700 kN) e pode atingir até 36m de comprimento.

- Estaca tipo Strauss – executada com aplicação de revestimento metálico recuperável na totalidade do comprimento da estaca. O processo executivo consiste na perfuração do solo com uma sonda ou piteira, e posterior concretagem – concreto simples ou armado. Esta estaca suporta cargas entre 200 e 400 kN, com diâmetros de seção transversal variando de 250 a 400mm. Destaca-se por ser indicada para locais confinados, terrenos acidentados e interiores de construções existentes, com pé direito reduzido. O processo executivo provoca pouca geração de ruído e vibração quando comparado à estaca tipo Franki.
- Estaca tipo hélice contínua – esta estaca é executada com um equipamento que possui trado helicoidal contínuo, que retira o solo conforme se realiza a escavação e injeta o concreto, simultaneamente, utilizando a haste central deste mesmo trado. A estaca é caracterizada por possuir alta produtividade. No capítulo seguinte são apresentados mais detalhes sobre esta estaca.
- Estaca tipo hélice de descolamento – estaca semelhante à hélice contínua, mas permite o deslocamento lateral do terreno, sem o transporte de solo à superfície, resultando em melhoria do atrito lateral quando comparado à hélice contínua. Em geral, é necessário um torque mínimo de 160kN.m para uma rotação do trado de 8 a 10 rpm. Perfurada por rotação de mesa rotativa hidráulica. A estaca apresenta diâmetros de seção transversal a partir de 270 mm. Por ser um método novo no mercado nacional, apresenta-se com poucas opções de empresas que forneçam este serviço.
- Estaca injetada tipo raiz – esta estaca é escavada com perfuratriz específica. É executada com equipamento de rotação ou rotopercussão com circulação de água, lama bentonítica ou ar comprimido. Esta estaca é indicada para obras com dificuldade

de acesso e pode atravessar terrenos de qualquer natureza. No capítulo seguinte, são apresentados mais detalhes sobre esta estaca.

- Estaca injetada tipo micro estacas – estaca semelhante à estaca tipo raiz. É executada com tecnologia de tirantes injetados em múltiplos estágios, utilizando-se, em cada estágio, pressão que garanta a abertura das “manchetes” e posterior injeção. Ao contrário das estacas-raiz, são empregadas altas pressões de injeção na sua execução.

2.1.2 Evolução Tecnológica em Obras com Estacas Escavadas no Brasil

O aprimoramento das máquinas de perfuração sempre esteve atrelado à evolução dos sistemas de estacas escavadas. Nesse sentido, o desenvolvimento de equipamentos cada vez mais ágeis, eficazes e silenciosos foi decisivo para que se atingisse o atual estágio tecnológico (TÉCHNE, 1995).

O emprego de estaca executada com trado hélice contínua surgiu na década de 50, nos Estados Unidos. Os equipamentos eram constituídos por guindastes de torre acoplada, dotados de mesa perfuradora que executavam estacas com diâmetros de 275 mm, 300 mm e 400 mm. No início da década de 70, esse sistema foi introduzido na Alemanha, de onde se espalhou pelo resto da Europa e Japão (PENNA et. al, 1999).

Atualmente, a estaca tipo hélice contínua monitorada é apontada como a de maior destaque no Brasil. Este tipo de estaca, trazido da Europa no final dos anos 80, nos últimos anos se firmou no mercado brasileiro, após a importação de máquinas, principalmente italianas, construídas especialmente para execução desse tipo de fundação com torque variando de 90 kN.m a mais de 200 kN.m e com capacidade para executar estacas de até 32 m de comprimento.

Indicada para obras de médio porte, onde normalmente se incluem construções residenciais, comerciais e industriais, o principal atrativo da estaca tipo hélice contínua está na sua produtividade. A velocidade de perfuração pode produzir de 200 a 400 m por dia, dependendo do diâmetro da hélice, da profundidade e da resistência do terreno. Grande velocidade de produção é obtida porque após a escavação do solo - processo executado com pouca vibração - o trado helicoidal é retirado na medida em que o concreto é injetado, evitando desconfinamento do solo.

Para monitorar a sua execução, a estaca tipo hélice contínua dispõe de um sistema eletrônico instalado na cabine de operação do equipamento. Com o auxílio de um computador de bordo, é possível acompanhar, por exemplo, o volume de concreto injetado, o torque e a velocidade de escavação, estabelecendo um controle de qualidade adicional.

Pode-se citar como uma inovação recente no mercado, as estacas hélice de deslocamento, sendo consideradas estacas de última geração. Esta estaca foi desenvolvida na Bélgica a partir de 1993, difundindo-se inicialmente para os países vizinhos da Europa, Reino Unido e Austrália. No Brasil, foi introduzida pela Fundesp no final de 1996.

O princípio da estaca hélice de deslocamento é baseado na forma do trado de perfuração, com o diâmetro e passo da hélice espiral aumentados progressivamente, de forma a utilizar a mínima energia necessária (torque), para deslocar e compactar lateralmente o terreno. Por ser uma tecnologia recente no mercado nacional, há poucas opções de fornecedores de equipamentos.

Neste cenário, é fundamental destacar, no entanto, que o desenvolvimento tecnológico deve ser acompanhado de uma evolução nas etapas de investigação e ensaio. Segundo França (2011), vive-se um período em que os ensaios necessários para a melhor compreensão dos eventuais problemas nas obras de construção civil são inexistentes, sendo vistos como custos de projetos, e não como investimentos necessários para um dimensionamento mais seguro e correto.

2.1.3 Estaca Hélice Contínua – Conceitos e Características

No Brasil, iniciou-se a utilização de estacas tipo hélice contínua a partir de década de 80. Em 1987, equipamentos aqui desenvolvidos, montados sob guindastes de esteiras, tinham capacidade de perfurar em média 15 metros de profundidade.

A partir da década de 90, o mercado brasileiro foi invadido por máquinas importadas da Europa, principalmente da Itália, construídas especialmente para execução de estacas hélice contínua com diâmetros de hélice de até 1000 mm e com capacidade para executar estacas de até 24m de profundidade (VARGAS, 1990).

A execução de estacas hélice contínua é dividida basicamente em 3 etapas: i) perfuração, ii) extração de hélice do terreno com concretagem simultânea e iii) colocação da armadura (Figura 04).

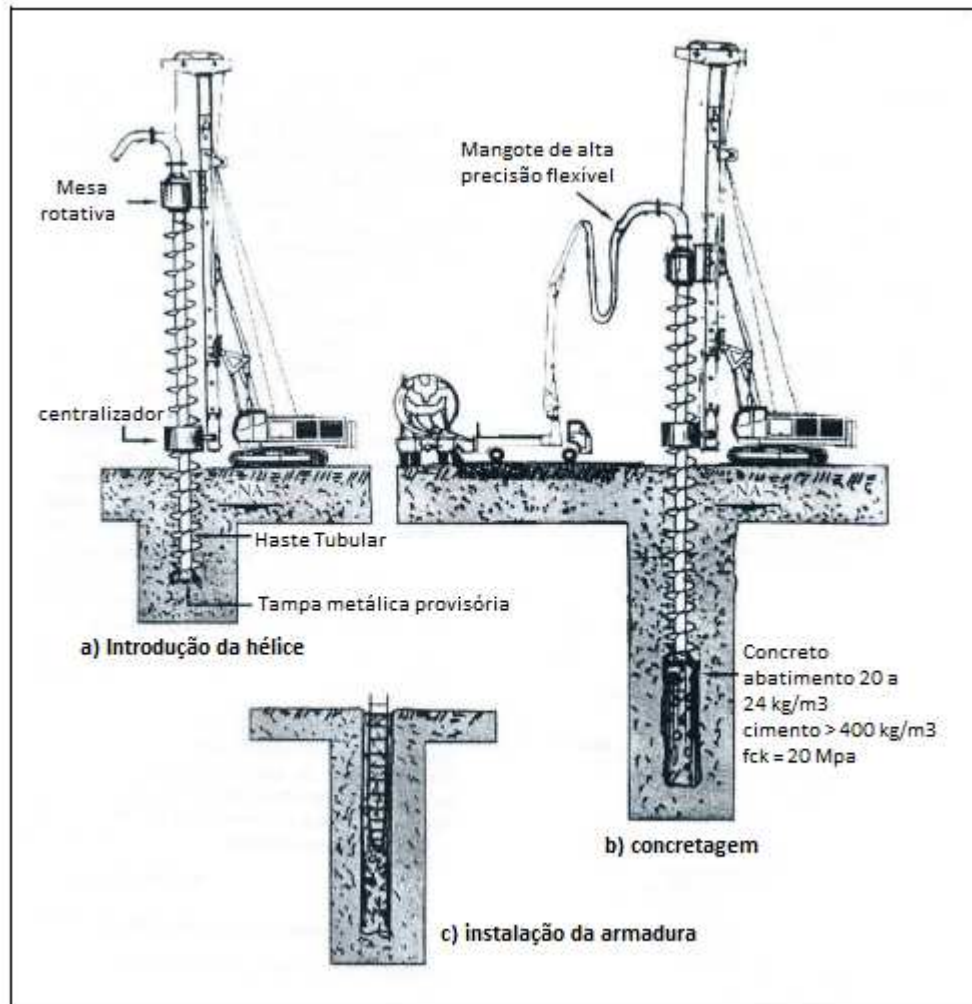


Figura 04 – Estaca hélice contínua (ALONSO, 1998)

A perfuração do terreno é executada por introdução da hélice por meio de rotação, com torque apropriado para as características do solo. É importante lembrar que existem limitações com relação à resistência do solo – não é possível executar estaca hélice contínua em solos com N_{SPT} superior a 50.

Sua haste de perfuração é constituída de um trado helicoidal, responsável pela retirada de solo, e um tubo central. A mesma é dotada de dentes em sua extremidade inferior que auxiliam a sua penetração no solo. Em terrenos mais resistentes, esses dentes podem ser substituídos por pontas de vídia.

A perfuração do solo deve ser contínua sem a retirada da hélice no processo, garantindo assim uma das principais características deste tipo de estaca: não permitir o alívio significativo do terreno, tornando possível a sua execução tanto em solos coesivos quanto em solos arenosos, na presença ou não do lençol freático. A Figura 05 apresenta uma imagem da perfuratriz da estaca hélice contínua.



Figura 05 – Perfuratriz hélice contínua (BRASFOND, 2006)

Após atingir a profundidade de projeto, inicia-se o processo de concretagem da peça, por bombeamento do concreto no interior da haste tubular. Segue-se com a retirada do trado do terreno, sem girar ou, em caso de terrenos arenosos, girando muito lentamente no sentido da perfuração.

O concreto é injetado com pressão positiva variando em média de 50 kPa a 100kPa. O concreto normalmente utilizado apresenta resistência característica (f_{ck}) de 20MPa e é composto de areia, pedrisco, cimento e água. O consumo de cimento é elevado, entre 400kg/m^3 e 450kg/m^3 . O uso de aditivos plastificantes é utilizado na maioria dos canteiros. O fator água/cimento é geralmente em torno de 0,53 e 0,56. O abatimento (“*slump*”) situa-se em 200 e 240 mm. O auto “*slump*” justifica-se diante do processo de colocação da armadura após

a concretagem, exigindo assim concreto com grande trabalhabilidade. O concreto é bombeado por bomba estacionária ligada ao equipamento de perfuração por meio de mangueira flexível de 100 mm de diâmetro.

A concretagem também deve ocorrer de forma contínua e sem interrupções, mantendo as camadas de solo onde se formará a estaca, sempre suportadas (acima pela hélice e sua ponta e abaixo pelo concreto já injetado).

Durante a extração do trado, a limpeza do solo contido nas hélice é geralmente executada manualmente. Pode-se utilizar também limpador de acionamento hidráulico ou mecânico acoplado ao equipamento.

O processo de armação das estacas ocorre logo após a concretagem. A instalação da armadura pode ser realizada por gravidade, por compressão de um pilão ou por vibração, sendo esta última a mais indicada na literatura. No Brasil, é comum a colocação da armadura por golpes de pilão e manualmente. As armaduras devem ser formadas por barras grossas e estribo circular soldado na armadura longitudinal, aumentando sua rigidez evitando-se assim deformações no processo de instalação.

O intervalo de tempo entre o final da concretagem e o início da colocação da armadura deve ser o mínimo possível. Para colocação manual, por gravidade, não se recomenda armaduras superiores a 12,0m. Com a utilização de pilão, indica-se comprimento máximo de 19,0m.

A Figura 06 apresenta uma imagem de um relatório de monitoramento de estaca tipo hélice contínua obtido através do controle de monitoramento da perfuratriz.

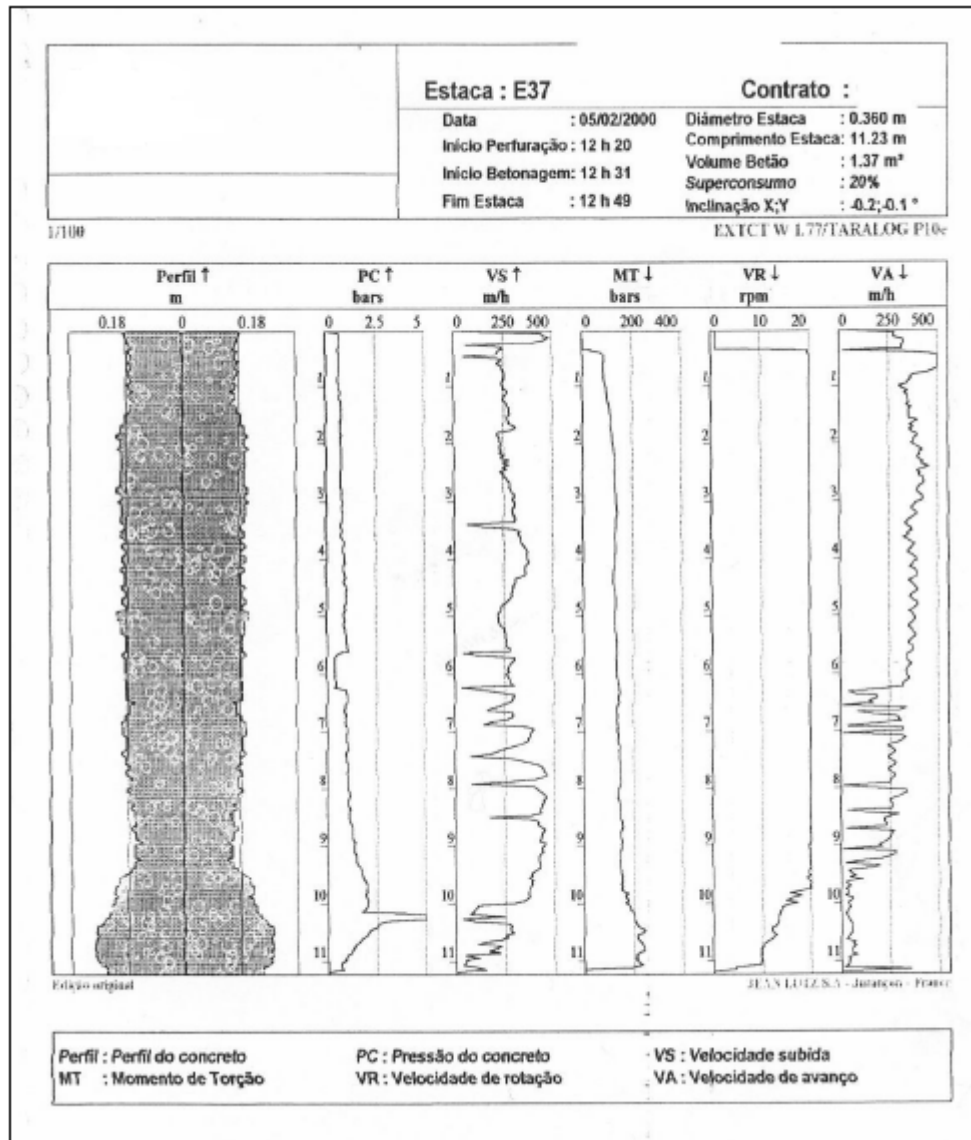


Figura 06 – Controle de qualidade hélice contínua (exemplo).

2.1.4 Estaca Raiz – Conceitos e Características

De acordo com a NRB6122 (ABNT, 2010), estaca raiz é um tipo de estaca armada e preenchida com argamassa de cimento e areia, moldada *in loco* executada por meio da perfuração rotativa ou rotopercussiva, revestida integralmente, no trecho do solo, por um conjunto de tubos metálicos recuperáveis.

No processo executivo de estaca raiz, aplicam-se injeções de ar comprimido ou água imediatamente após a moldagem do fuste e no topo do mesmo logo após finalizar introdução do revestimento. Usam-se baixas pressões no processo (inferiores a 0,5 MPa) visando apenas garantir a integridade da estaca (BRASFOND, 2006).

Outras características marcantes de estaca injetada tipo raiz são: i) a possibilidade de execução com maiores inclinações (0 a 90°), e ii) possuem densidade de armaduras superiores às estacas de concreto armado, pois o processo de perfuração permite atingir grandes profundidades e terrenos de alta resistência (inclusive rocha) permitindo assim maior nível de carga transmitida ao solo por atrito lateral, em comparação com outras estacas do mesmo diâmetro. Diante de sua alta resistência por atrito lateral, pode-se considerar a mesma resistência tanto para compressão quanto para esforços de tração (BRASFOND, 2006).

O desenvolvimento e a utilização deste tipo de estaca surgiram a partir da década de 50, quando surgiu a primeira patente de sua metodologia na Itália apresentada pelo professor Fernando Lizzi. A técnica foi desenvolvida inicialmente para reforço e melhoramento de fundações. Após apresentação da técnica em congresso internacional na Itália, na década de 70, sua metodologia foi aperfeiçoada e adotada nos demais países do mundo (NOGUEIRA , 2004).

Embora no início de sua comercialização se utilizassem diâmetros de 200 mm, houve uma tendência de aumento e atualmente no mercado encontram-se estacas variando de 300 a 500 mm.

Durante seu processo evolutivo, as cargas projetadas foram aumentando gradativamente (hoje com valores superiores a 1000kN) principalmente para estacas que penetram em rocha. Por esta razão, as normas internacionais e nacionais adotaram medidas preventivas aumentando o número de provas de carga necessária para verificação das cargas estabelecidas projeto (NOGUEIRA , 2004).

A execução de estaca raiz compreende fundamentalmente quatro fases consecutivas: i) a perfuração auxiliada por circulação de água ou ar comprimido, ii) a instalação da armadura, iii) o preenchimento com argamassa e iv) a retirada do revestimento. A Figura 07 apresenta as principais etapas executivas.

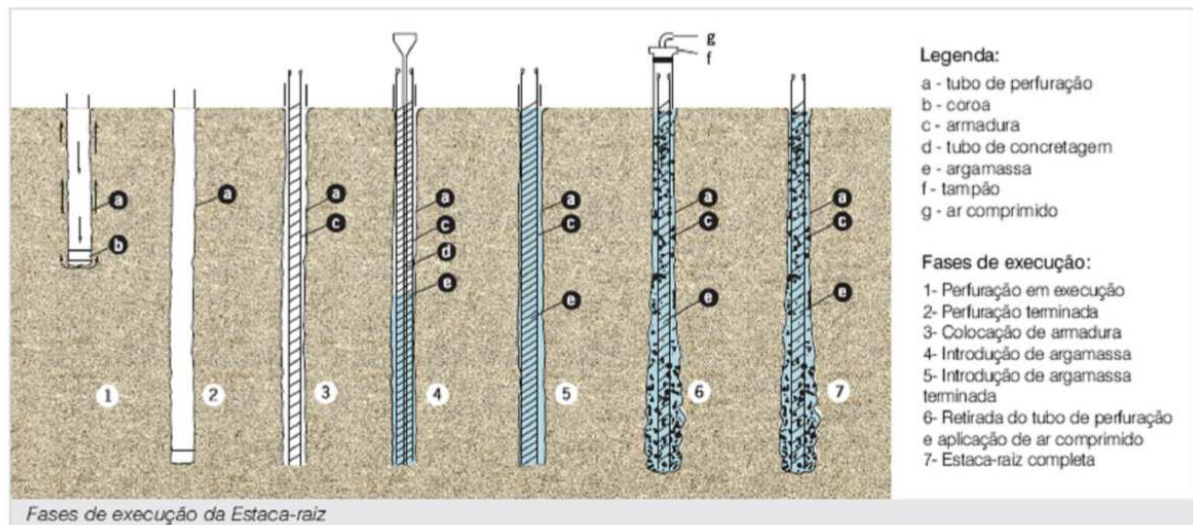


Figura 07 – Estaca raiz (BRASFOND, 2006).

A perfuração em solo é realizada por rotação de tubos com auxílio de circulação de água. Esses tubos possuem em média 2,0m e vão sendo rosqueados à medida que a perfuração avança, sendo posteriormente recuperada após instalação de armadura e preenchimento do furo com argamassa.

O revestimento deve ser instalado preferencialmente em toda a extensão da perfuração. Entretanto, caso as características do terreno permitam, a instalação do revestimento poderá ser parcial, mas com comprimento que permita aplicar, com garantia de não ser arrancado, golpes de ar comprimido após o preenchimento do furo com argamassa. Neste caso, de revestimento parcial, a armadura deverá dispor de roletes que garantam sua centralização no furo. Outra opção, recomendada na NBR-6122 (ABNT, 2010), é de utilizar lama estabilizante durante a perfuração. Porém, a norma frisa que isso pode afetar a aderência entre a estaca e o solo - antes do preenchimento da argamassa a lama deve ser trocada.

Para promover a escavação e a rotação do revestimento durante o processo de perfuração, utilizam-se perfuratrizes que operam mecânica ou hidraulicamente, havendo para ambos os tipos uma série de metodologias e equipamentos. Há desde os menores equipamentos, que podem trabalhar em locais com pé-direito reduzido, até equipamentos mais robustos, geralmente sobre esteiras, equipados com motores diesel de 30 a 40 HP e lança operada hidraulicamente, o que permite realizar perfurações verticais e inclinadas. A Figura 08 apresenta uma imagem de uma perfuratriz raiz (equipamento robusto).



Figura 08 – Perfuratriz raiz (BRASFOND, 2006)

Para possibilitar a perfuração dos mais diversos materiais (alvenaria, concreto ou rocha), podem-se utilizar sapatas de perfuração com pastilhas de vídia ou de diamante ou então executar perfuração por rotopercussão com martelos de fundo acionados por ar comprimido. Após a perfuração atingir a cota de projeto, continua-se a injetar água, sem avançar na perfuração, a fim de promover a limpeza do furo.

De acordo com Joppert (2007), "completada a perfuração, introduz-se na parte interna da tubulação a armação da estaca, que pode ser feixe ou em gaiola, de acordo com o especificado pelo projetista. A armação deve ser implantada ao longo de toda estaca, podendo ter quantidade de aço transversal variável de acordo com os esforços atuantes".

Em seguida, inicia-se o preenchimento da argamassa. É introduzido o tubo de injeção (geralmente de PVC com diâmetro de 1 ½" ou 1 ¼") até o final de perfuração para proceder à injeção, de baixo para cima, até que a argamassa extravase pela boca do tubo de revestimento. Esse processo garante que a água de perfuração ou a lama seja substituída pela argamassa. Em obras de médio e grande porte, existe central exclusiva, com misturador de alta capacidade, para produzir a argamassa que é lançada através de motor bomba ao tubo de injeção da perfuratriz. Esta argamassa, conforme NBR 6122 (ABNT, 2010), deve possuir no mínimo 600 kg/m³ de cimento com resistência superior a 20 MPa.

Por fim, inicia-se a retirada dos revestimentos metálicos. O mesmo pode ser retirado com o auxílio de ar comprimido, inserindo na extremidade superior um tampão metálico rosqueado na última camisa, a qual é ligada ao compressor que aplica os golpes de ar comprimido. A

extração é auxiliada por macaco hidráulico. À medida que os tubos vão sendo extraído, o nível de argamassa vai baixando, necessitando ser completada antes da aplicação de novo golpe de ar comprimido. A operação é repetida várias vezes até finalizar o processo de retirada do revestimento metálico.

2.2 MACIÇO ROCHOSO – COMPORTAMENTO MECÂNICO

Pode-se definir um maciço rochoso como um conjunto de blocos de rocha justapostos e articulados. A rocha intacta constitui a matriz do maciço rochoso, sendo ela o material que forma os blocos. As superfícies que os delimitam são denominadas de descontinuidades (SERRA & OJIMA, 1998).

A descontinuidade, em termos práticos, é qualquer superfície natural onde a resistência à tração é nula ou muito baixa; incluindo-se os planos de estratificação, diáclases, fraturas ou falhas que dão contorno ao corpo do afloramento rochoso e individualizam os blocos (HOEK & BROWN, 1988).

De acordo com Frazão (2002), as rochas utilizadas como fundação na construção civil são frequentemente submetidas à compressão, com diferentes graus de intensidade. Logo, se faz necessário caracterizar geologicamente o maciço, quanto ao grau de alteração, de fraturamento e de resistência à compressão simples. Esta caracterização tem como intuito avaliar as potencialidades do maciço frente às solicitações de carga a que estará sendo submetido.

2.2.1 Conceitos e Propriedades de Maciços Rochosos

Quando conceitua-se ‘maciço rochoso’, faz-se necessário conceituar ‘rocha’. A ‘rocha’ é um corpo sólido natural formado por agregado de um ou mais minerais resultante de processos geológicos sob determinadas condições de temperatura, pressão e evolução do seu processo e histórico cíclico de formação (SERRA & OJIMA, 1998).

Os ‘maciços rochosos’ são formados por blocos de rocha intacta, ou simplesmente rocha intacta, e por planos de fraqueza que os delimitam, aqui chamados de ‘descontinuidades’. Uma simples junta ou uma extensa falha são exemplos extremos de descontinuidades,

portanto, são quaisquer feições, de origem natural ou induzida, que apresentem quebra do padrão das propriedades geomecânicas, em relação àquele dos blocos de rocha intacta e, que podem controlar o comportamento da obra. Os blocos de rocha intacta é a parte do material que está coesa, maciça e sem a presença de descontinuidades predominantes no seu interior, podendo existir, em micro-escala, pequenas fraturas, fissuras e vazios (ASSIS, 2003).

Essas definições são usualmente empregada em engenharia, quando o conjunto de blocos justapostos e articulados de rocha intacta e descontinuidades controla, como um todo, o comportamento das obras escavadas ou apoiadas nessa massa de rocha. Relativo à mecânica das rochas, entende-se como ciência teórica e aplicada que estuda o comportamento mecânico das rochas e dos maciços rochosos, ou seja, é a parte da mecânica que estuda a resposta das rochas e maciços rochosos quando sujeitos à ação de esforços solicitantes externos, tais como força, temperatura, dentre outros (ASSIS, 2003).

O processo de investigação geotécnica de maciço rochoso envolve as atividades de caracterização física do conjunto. A caracterização é uma operação que tem por objetivo estudar as características previamente desconhecidas do maciço rochoso. A ‘caracterização’ é o ato de por em evidência os atributos do meio rochoso que, isolada ou conjuntamente, condicionam o seu comportamento diante às solicitações impostas por uma dada obra.

A caracterização do maciço, no entanto, envolvem análises que nem sempre assumem expressões simples, traduzíveis em linguagem matemática e grandezas mensuráveis. As propriedades físicas, com suas grandezas determinantes, dependem de fatores internos e externos. Os fatores internos dependem da natureza do meio rochoso, que incluem a litologia, a composição mineral, o arranjo estrutural do maciço rochoso e suas descontinuidades, entre outros; os fatores externos dependem do nível e do tempo de atuação das solicitações ambientais. A caracterização geomecânica de maciços rochosos em engenharia se inicia com um bom conhecimento da geologia regional e local, que incluem: a litologia (conhecimento das rochas); a alteração (também denominada de decomposição); a coerência (também denominada de consistência); o fraturamento (expresso pela quantidade de descontinuidades medida no testemunho de sondagem ou em mapeamento geológico-geotécnico realizado em uma exposição rochosa); a água subterrânea, que influi no comportamento mecânico da rocha; o estado de tensão; e a trabalhabilidade do maciço rochoso (ASSIS, 2003).

A ‘classificação geomecânica’ do maciço rochoso é entendida como o ato de se hierarquizar as características ou atributos do maciço rochoso, organizando-as individualmente ou em grupos ou classes, associando estes comportamentos diferenciados do meio rochoso nas condições de solicitações consideradas (SERRA & OJIMA, 1998).

2.2.2 Resistências à Compressão

Na prática de ensaios e investigação geotécnica em rocha, para seu estudo como elemento estrutural, propriedades mecânicas e interação com fundações são determinadas a partir de ensaios de resistência à compressão simples relacionando valores obtidos, através de correlações semi-empíricas, com informações de resistência de ponta e lateral, ângulo de atrito e resistência ao cisalhamento.

A capacidade de carga da rocha e o contato concreto-rocha, pela ponta ou pelo atrito lateral são conhecidos por uma série de fatores inerentes às características da rocha, ao valor da adesão concreto-rocha a adotar, bem como o grau de embutimento envolvendo processos de investigação complexos. Como consequência, a maioria dos projetos acabam por definir valores empíricos e altamente conservadores para esta interação.

As análises teóricas e experimentais sugerem que a capacidade de carga de ponta de estacas em rocha seja dada por $TPp = 10 TPc$, onde TPc é a resistência à compressão simples da rocha. Na prática, porém, considera-se que $TPp = 3 TPc$. Admitindo-se um coeficiente de segurança de 3, tem-se uma tensão admissível aproximadamente igual à correspondente a resistência a compressão simples da rocha. Admite-se que essas resistências sejam utilizadas quando a estaca penetra pelo menos um diâmetro na rocha (DÉCOURT, 1994).

Decourt (1994) propõe adotar um valor de TPp correspondente a $0,3 TPc$, porém esse valor é muito conservador, devendo ser considerado como um limite inferior.

Segundo Décourt (1994), o atrito lateral é proporcional à raiz quadrada da resistência à compressão simples da rocha. A expressão fornece estimativas em geral conservadoras do atrito lateral unitário (HACHICH, 1998).

De acordo com Hachich (1998), expressão deve, entretanto, limitar-se aos casos onde a resistência à compressão simples da rocha seja não inferior a 500 kN/m^2 . Em qualquer caso, o atrito lateral não deve ser superior a 5% da resistência característica do concreto.

Poulos & Davis (1980) propuseram um método para avaliação da capacidade de carga de estacas embutidas em rocha considerando que os fatores de segurança propostos estão associados diretamente às condições da rocha na região da ponta da estaca. A resistência de ponta (q_p) pode ser determinada por:

a) teorias de previsão de capacidade de carga (PELLS, 1977; MEYERHOL, 1953);

b) uso de parâmetros empíricos baseados na descrição da rocha (THORNE, 1977);

$$q_p = 0,2 \text{ a } 0,5 q_{uc} \quad \text{Equação (01)}$$

onde:

q_p = tensão máxima na base (resistência de ponta)

q_{uc} = resistência à compressão simples da rocha

c) usos de ensaios in-situ e/ou de laboratório (FREEMAN et al., 1972).

A resistência por atrito lateral (q_l) pode ser determinado por:

$$q_l = 0,05 q_{uc} < 0,05 f_{cj} \quad \text{Equação (02)}$$

onde:

q_l = resistência por atrito lateral ou adesão;

q_{uc} = resistência à compressão simples da rocha;

f_{cj} = resistência do concreto à 28 dias.

Logo temos:

$$Q_{ult} = A_p \times q_p + A_l \times q_l \quad \text{Equação (03)}$$

onde:

A_p = área da ponta de estaca em rocha;

A_l = área lateral de estaca embutida em rocha.

O método de Cabral & Antunes (1996), baseado na formulação de Poulos & Davis (1980) e estabelece o seguinte critério: i) a investigação geotécnica deve atingir 2 a 3 diâmetros da estaca abaixo da cota estimada de assentamento e ii) a limpeza do contato concreto-rocha seja garantida.

A resistência de ponta é dada por:

$$\sigma_{pr} = \beta_{po} \times \sigma_{Pr} \text{ (rocha sã)} \quad \text{Equação (04)}$$

ou

$$\sigma_r = \beta_p \times \sigma_r \text{ (rocha alterada)} \quad \text{Equação (05)}$$

onde:

σ_{pr} = tensão de ruptura da ponta da estaca, considerando-se o maciço rochoso homogêneo;

β_{po} = fator adimensional de correlação;

σ_r = resistência a compressão simples da rocha;

β_p = fator de correção para levantar e contar fendas e fissuras na rocha.

Os valores de β_{po} são de 2 a 3 para rocha muito alterada, 6 a 9 para rocha alterada e 12 a 15 para rocha pouco alterada ou sã.

Os valores de β_p , resultado do produto entre β_o e β_{po} são de 0,07 a 0,13 para rocha muito alterada, 0,24 a 0,36 para rocha alterada e 0,48 a 0,60 para rocha pouco alterada ou sã.

A resistência por atrito lateral é, conforme Cabral & Antunes (1996), é estimado por:

$$\tau_{tr} = 2,5.a.3,5\%.\sigma_{tr} \leq \frac{f_{cK}}{15} \quad \text{Equação (06)}$$

onde:

τ_{tr} = resistência por atrito lateral;

f_{cK} = tensão característica do concreto.

A Tabela 01 apresenta alguns valores de resistência de rochas em função do tipo de rocha e das aplicações e características, segundo Teixeira (2008).

Tabela 01 – Resistência Mecânica das Rochas (TEIXEIRA, 2008).

<i>Tipo de Rocha</i>	<i>Resistência (MPa)</i>	<i>Aplicações e Característica</i>
Ígneas, granito	150-300	Apropriadas para a maioria das aplicações em engenharia
Ígneas, basalto	80-360	Zonas brechadas, amígdalas, vesículas e fraturas diminuem a resistência. Pode sofrer intemperismos em climas tropicais, ocasionando perda de resistência mais rapidamente
Metamórfica, mármore	45-240	Diminuição e fraturas podem diminuir sensivelmente a resistência.
Metamórfica, gnaiss	150-250	Apropriadas para a maioria das aplicações em engenharia. Dependendo da aplicação, sua anisotropia pode comprometer o uso.
Metamórfica, quartzito	145-630	Rocha de alta resistência quando não alterada.
Sedimentar, folhelho	5-260	Pouco resistente para uso em engenharia, deve ser usada com avaliação cuidadosa.
Sedimentar, calcário	35-260	Nódulos de argila, dissoluções ou fraturas diminuem sua resistência.
Sedimentar, arenito	33-240	Sua resistência varia conforme a quantidade de cimento e quantidade de fraturas.

2.3 PROVA DE CARGA ESTÁTICA

2.3.1 Conceitos

Dentre os ensaios de campo utilizados na engenharia de fundações, destaca-se a prova de carga estática com um dos mais importantes. As provas de carga destacam-se por garantir o desempenho dos elementos de fundação, conforme previsto em projeto (MELO, 2009).

Existem registros de sua utilização no Brasil desde 1928, fato este possivelmente explicado pelo fato de se tratar de um ensaio confiável quanto às informações sobre a capacidade de carga e a deformação dos solos ou do conjunto solo-fundação-estrutura.

Uma prova de carga consiste em aplicar esforços estáticos crescentes a estaca e registrar os deslocamentos correspondentes. Segundo a NBR 12131/2006, os esforços aplicados podem ser axiais, de tração ou compressão, ou transversais (ABNT, 2006).

Prova de carga estática é um ensaio do tipo tensão versus deformação realizado no solo estudado para receber solicitações, ou em elemento estrutural de fundação construído para a obra ou especialmente para ser testado. Este ensaio vem sofrendo contínua evolução para permitir a sua execução da forma mais representativa da condição prevista para a entrada em operação da fundação estudada, bem como torná-lo mais preciso, rápido e econômico. Sua evolução envolve a instalação, a metodologia, os equipamentos, a operação e a interpretação (AOKI & ALONSO,1991).

A Figura 09 apresenta graficamente um resultado obtido em prova de carga estática (carga x recalque da estaca analisada).

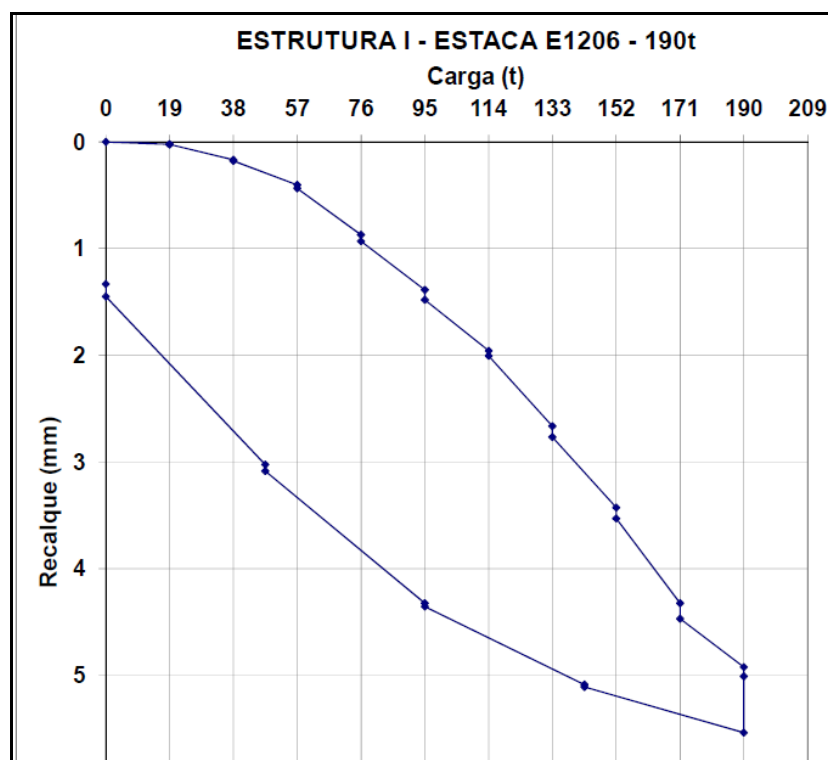


Figura 09 – Resultado de prova de carga estática, Fonte: Autor.

Além de ser utilizada para a verificação do desempenho de um elemento estrutural de fundação quanto à ruptura e recalques, a prova de carga estática é realizada também para fins de controle de qualidade, estudos, pesquisas e projetos.

A metodologia normatizada no Brasil para as provas de carga estática, sejam elas destinadas a estudar fundações diretas ou profundas, são semelhantes. Trata-se basicamente de aplicar cargas conhecidas ao solo, através do elemento estrutural de fundação, ou de uma placa metálica apoiada ao solo, medindo-se deformações e deslocamentos decorrentes (MELO, 2009).

Diversas montagens para o sistema de reação são possíveis. Geralmente, ele é constituído de uma viga metálica de reação fixada ao solo por meio de tirantes (NIYAMA et al., 1996). A Figura 10 ilustra o modelo usual de prova de carga estática.

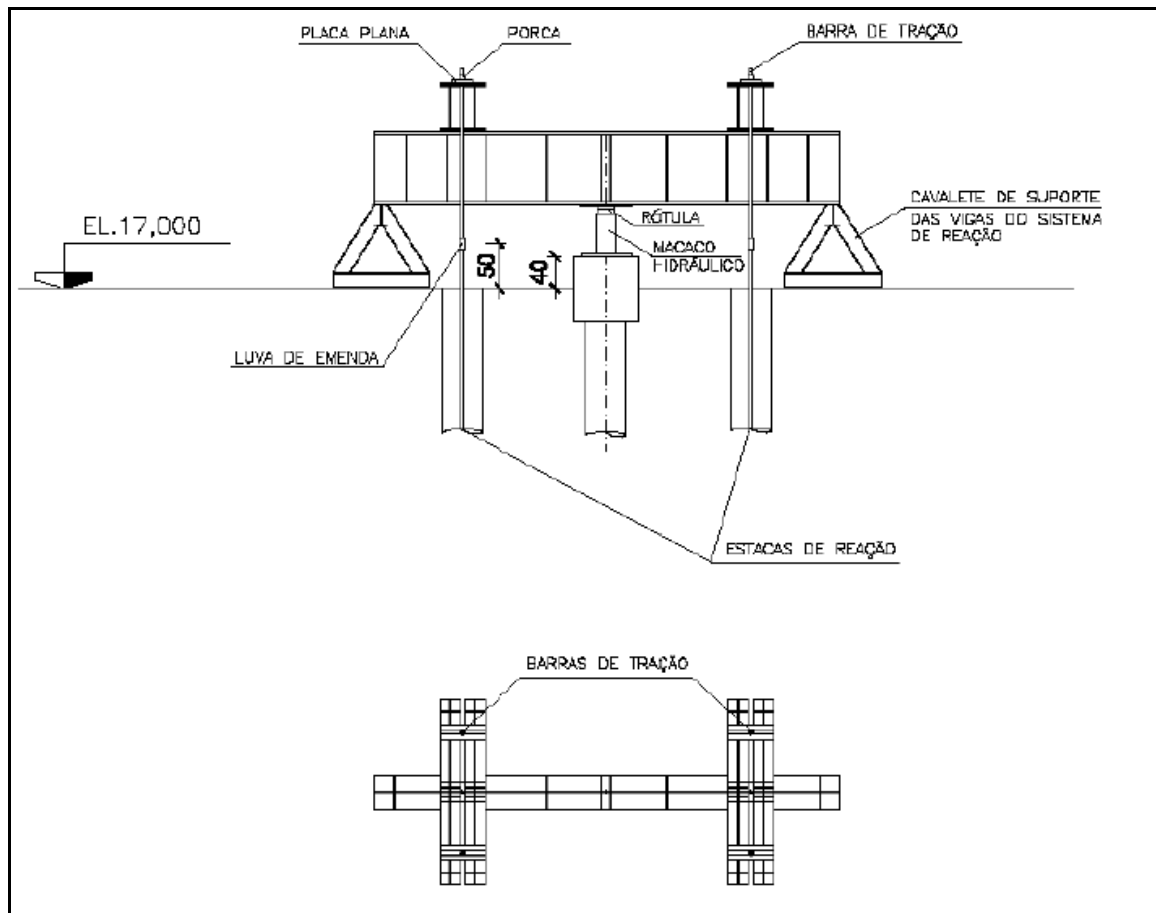


Figura 10 – Modelo usual (croqui) para execução do ensaio de PCE, Fonte: Autor.

No ensaio de prova de carga são registradas as cargas aplicadas (por meio de células de carga ou de manômetros calibrados), os deslocamentos axiais (ensaio com carregamento axial) ou transversais (ensaio com carregamento transversal) do topo da estaca e o tempo de realização de cada medida (ABNT, 2006).

As cargas aplicadas devem representar, da melhor forma possível, as solicitações previstas quando em operação, sejam elas verticais, horizontais ou inclinadas, de compressão ou de tração. São divididas em parcelas ou estágios de carregamentos sucessivos, que devem permanecer atuando durante algum tempo. Caso não ocorra ruptura durante o ensaio, o carregamento deve atingir o dobro da carga admissível de projeto ou de trabalho provável. São, no mínimo, dez estágios com incrementos iguais a 10% da carga máxima do ensaio em cada um.

Décourt (1994) afirma que, como a carga de ruptura física raramente é atingida, procura-se conviver com a ruptura convencional, que corresponde a uma deformação na ordem de 10% do diâmetro ou do lado de uma fundação circular ou quadrada.

O descarregamento, sempre que o ensaio não atinge a ruptura, é iniciado somente após decorridas doze horas da carga máxima aplicada. Também deve ser feito em estágio com controle de deslocamentos até a estabilização, porém com duração mínima de 15 minutos por estágio. Devem ser realizados pelo menos quatro estágios de descarregamento.

A metodologia descrita caracteriza o ensaio de prova de carga lento, ou *slow maintained load test* (SML). O prazo mínimo para realização do ensaio é de 18 horas, prolongando-se muitas vezes a 24 horas ou mais. Segundo Vargas (1990), este é o procedimento mais antigo e convencional utilizado no Brasil.

2.3.2 Principais Tipos de Ensaio

Existem diversos tipos de montagens de prova de carga dentro de uma canteiro de obras. O ensaio pode ser executado com sistema de vigas metálicas, para suporte, e conjunto macaco hidráulico/placa metálica para função de peso e carregamento do ensaio.

As provas de carga são realizadas também em alguns casos em que se faz necessário ensaiar uma obra já executada, por exemplo na execução de reforço de fundação. Surge então nova possibilidade para o sistema de reação, que é a utilização da própria estrutura da edificação, desde que seja constatada a compatibilidade de suas características e estado de conservação com as solicitações a serem introduzidas.

Grande parte da evolução ocorrida nas provas de carga estáticas nos últimos anos relaciona-se com a tentativa de torná-las mais rápidas e com menores custos, buscando com isto a sua utilização mais frequente e em maior quantidade, bem como estimular a realização de ensaios atingindo a ruptura. Estes objetivos representam um importante passo na evolução do conhecimento do comportamento dos solos e das fundações, e na busca de segurança e economia nas obras (NIYAMA, 1998).

Segundo Niyama (1998), pesquisas tem sido realizadas visando obter também melhores informações em prova de carga estática, como as parcelas de resistência de ponta e de atrito lateral em estacas, ou a melhor definição na curva carga x recalque. Surgiram assim variações ao ensaio de carregamento lento (SML). Pode-se citar o ensaio de carregamento a uma velocidade de recalque constante ou *constant rate of penetration test* (CPR), o ensaio de carregamento rápido em estágios ou *quick maintained load test* (QML), o ensaio de carregamento em ciclos de carga e descarga ou *cyclic load test* (CLT) ou do carregamento cíclico ou *swedish cyclic test* (SCT), entre outros.

Os procedimentos de execução dos ensaios citados são:

a) SML – Denominado “ensaio com carregamento lento” pela NBR 12.131/2006. Neste ensaio, os incrementos devem ser iguais e sucessivos, não superiores a 20% da carga de trabalho. Cada incremento de carga deve ser mantido até a estabilização dos deslocamentos, por um tempo mínimo de 30 min. Os deslocamentos são medidos imediatamente, após cada aplicação de carga e aos 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 h, 2 h, 3 h, 4 h, etc., até a estabilização dos deslocamentos. A estabilização é avaliada através do desempenho da curva tempo versus deslocamento, analisando o momento em que a diferença entre as duas leituras consecutivas corresponder a, no máximo, 5 % do deslocamento total do mesmo estágio. Se a estaca não atingir a ruptura, o período entre a estabilização dos recalques e o início do descarregamento não deve ser menor que 12 h. O descarregamento deve ser realizado em, no mínimo, quatro estágios, respeitando a estabilização dos deslocamentos em um tempo mínimo de 15 min. Mesmo após o descarregamento total, deve-se prosseguir com as leituras até a estabilização.

b) CRP – Este procedimento não é citado pela NBR 12.131/2006. Neste ensaio, a velocidade de penetração da estaca é constante e a medida aferida é a força necessária. O ensaio é realizado até um nível de deslocamento entre 5,0 cm e 7,5 cm. O carregamento é aplicado até atingir a capacidade limite da estaca, ou seja, até o momento em que a carga não cresce com a penetração.

c) QML – Este ensaio é identificado como “ensaio com carregamento rápido” pela NBR 12.131/2006. Baseia-se em incrementos iguais e sucessivos, não superiores a 10% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada. Realizado em estágios de 10 min, independente da estabilização dos deslocamentos, exceto em fundações de linhas de transmissão, no qual esse tempo pode ser reduzido para 5 min. As leituras são realizadas no início e no fim de cada estágio. Quando atingir a carga máxima do ensaio, devem ser feitas leituras a 10 min, 30 min, 60 min, 90 min e 120 min, neste estágio. O descarregamento deve ser realizado em cinco ou mais estágios, de 10 min cada, com as leituras dos respectivos deslocamentos. Após 10 min do descarregamento total, efetuam-se as leituras aos 30 min e aos 60 min.

d) Ensaio Misto (lento seguido de rápido) – Este ensaio foi proposto por Alonso (1997) em um trabalho que apresentava uma revisão da norma NBR 12.131/1992 e incorporado à atual NBR 12.131/2006. Este ensaio consiste em incrementos iguais e sucessivos, até a carga 1,2 vezes a carga de trabalho. Cada incremento de carga deve ser mantido até a estabilização dos deslocamentos, por um tempo mínimo de 30 min. Os deslocamentos são medidos imediatamente após cada aplicação de carga e aos 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 h, 2 h, 3 h, 4 h etc., até a estabilização dos deslocamentos. A estabilização é analisada através do desempenho da curva tempo versus deslocamento, observando o momento em que a diferença entre as duas leituras consecutivas corresponder a, no máximo, 5 % do deslocamento total do mesmo estágio. A seguir, executa-se o ensaio exatamente como o procedimento do ensaio rápido (QML).

e) CLT ou SCT – A NBR 12.131/2006 divide o ensaio cíclico em ensaio lento e ensaio rápido. O ensaio cíclico lento baseia-se em incrementos de carga iguais e sucessivos, com cargas não superiores a 20% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada, entre os ciclos sucessivos de carga-descarga. Em cada ciclo de carga-descarga, apenas uma carga deve ser aplicada e mantida em cada estágio até atingir a estabilização dos deslocamentos por um tempo mínimo de 30 min. Em cada ciclo, as leituras são feitas a partir do início do estágio em

2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 h, 2 h, 3 h etc., até atingir a estabilização. A estabilização é avaliada no momento em que a diferença entre as duas leituras consecutivas corresponder a, no máximo, 5 % do deslocamento total do mesmo estágio. Se a estaca não atingir a ruptura, o período entre a estabilização dos recalques e o início do descarregamento não deve ser menor que 12 h. Os descarregamentos de cada ciclo devem ser feitos de uma só vez, um único estágio por ciclo. Em cada ciclo, a carga nula no topo da estaca é mantida até a estabilização dos deslocamentos. O ensaio cíclico rápido consiste em incrementos de carga iguais e sucessivos, com cargas não superiores a 10% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada, entre os ciclos sucessivos de carga-descarga. Em cada ciclo de carga-descarga, apenas uma carga deve ser aplicada e mantida em cada estágio durante 10 min, independente da estabilização dos deslocamentos. O recalque máximo do topo deve ser, no mínimo, 10% a 20% o diâmetro da estaca. No último ciclo, quando for atingida a carga máxima do ensaio, devem ser feitas leituras a 10 min, 30 min, 60 min, 90 min e 120 min. Os descarregamentos de cada ciclo devem ser feitos de uma só vez, um único estágio por ciclo. Em cada ciclo, a carga nula no topo da estaca é mantida por 10 min, com a leitura dos respectivos deslocamentos. Após 10 min referentes ao descarregamento total do último ciclo, é feita mais duas leituras em 30 min e 1 h.

É evidente que os resultados do ensaio estão relacionados com o método utilizado. Por este motivo, para permitir análises e comparações, o método e suas características devem ser detalhadamente relatados com seus resultados. Procedimentos normatizados devem ser seguidos da maneira mais criteriosa possível, como condição para uma adequada interpretação e comparação de resultados.

Segundo Albuquerque (2001), apesar do ensaio lento (SML) possuir um processo executivo longo, ele demonstra, de forma mais adequada, o comportamento da fundação em determinada etapa de carregamento, através da curva carga versus recalque. Nogueira (2004) também considera o ensaio lento vantajoso devido ao acompanhamento “passo a passo” oferecido, porém destaca a desvantagem do longo tempo utilizado, fazendo-se necessário revezamento de equipes. No entanto, a vantagem do ensaio rápido (QML) é justamente a economia de tempo, mas proporciona pontos não estabilizados na formação da curva carga versus recalque.

A Figura 11 demonstra que a velocidade do carregamento influi nas deformações e na resistência dos elementos ensaiados.

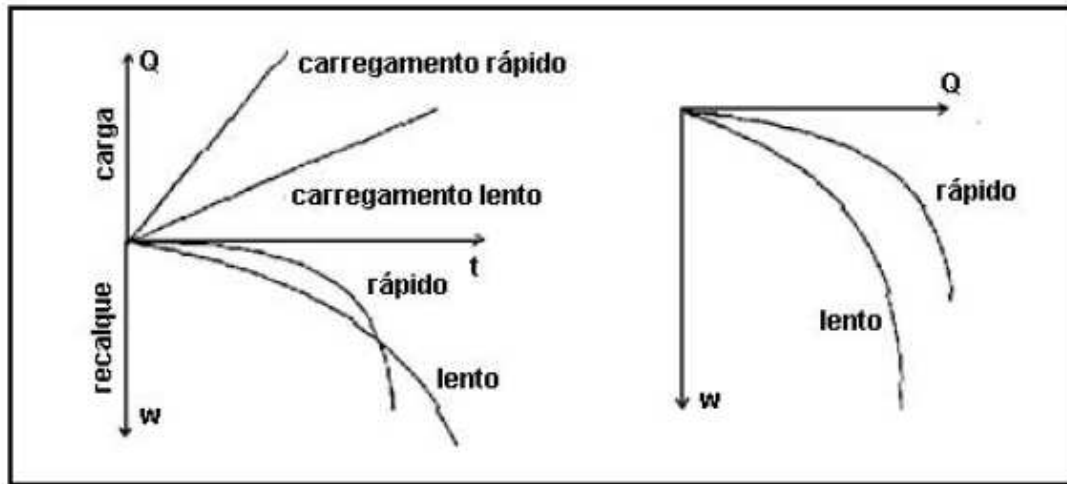


Figura 11 – Gráfico tensão x deformação PCE (LOPES, 2002).

Segundo a NBR 12131/2006, a critério do projetista, o ensaio de prova de carga pode ser realizado com carregamento lento, carregamento rápido, carregamento misto ou carregamento cíclico. Os deslocamentos correspondentes a estes quatro tipos de ensaios podem ser diferentes e sua interpretação deve considerar o tipo de carregamento empregado.

Uma grande vantagem da prova de carga estática é se tratar de um ensaio onde se repercute o complexo comportamento do conjunto solo-fundação, influenciado pela modificação provocada no solo pelos trabalhos de infra-estrutura da obra e execução das fundações e pelas incertezas decorrentes das dificuldades executivas das fundações.

Como pontos negativos pode-se destacar o alto custo e a demanda de tempo para a execução do ensaio que pode prejudicar cronograma executivo de empreendimentos se não estiver estipulado em etapas de planejamento.

O ensaio de Prova de Carga Estática é normatizado pela norma brasileira NBR 6122/2010 apresentando os parâmetros para execução dos ensaios. Já a ABNT NBR 12131/2006 normatiza e detalha metodologia executiva.

A NBR 6122/2010 prevê um número mínimo de ensaios apenas para as estacas pré-moldadas e para as estacas escavadas com injeção. Esta norma recomenda que nas estacas pré-moldadas devem ser executadas provas de carga estáticas em 1% do conjunto de estacas de mesmas características na obra, respeitando-se o mínimo de uma prova de carga. Já nas estacas escavadas com injeção devem-se fazer provas de carga em 1% das estacas, sendo o número mínimo três estacas, e é recomendado aumentar o número de provas de carga para 5% do número das estacas com carga de trabalho entre 600 kN e 1000 kN e 10% para cargas de trabalho maiores que 1000 kN.

2.3.3 Prova de Carga Instrumentada

A instrumentação em estacas teve início entre 1975 e 1980 e permite melhor análise da interação solo-estaca, tanto na cravação como nas provas de carga estáticas. Consiste na medida dos deslocamentos e deformações em vários pontos da estaca, através da instalação de extensômetros elétricos (*strain-gages*) e medidores de deslocamento em profundidade (*tell-tales*), auxiliando no diagnóstico de qualidade estrutural do elemento de fundação ensaiado (ALBUQUERQUE, 2001).

As cargas nos níveis instrumentados são obtidas a partir das deformações medidas por estes instrumentos. O extensômetro elétrico resulta em valor de deformação específica bastante preciso. Considerando-se a relação entre a carga e a deformação específica através da teoria da elasticidade (Lei de Hooke), pode-se a carga expressa pela Equação 7.

$$Q = \varepsilon.E.A \quad \text{Equação (07)}$$

Onde:

Q = carga na seção da estaca no nível instrumentado;

ε = deformação específica no nível instrumentado;

E = módulo de deformação equivalente da seção mista aço e concreto da estaca;

A = área da seção transversal da estaca.

A deformação específica (ε), na formulação dos conceitos da instrumentação, baseia-se que seu valor é função da relação entre a diferença medida na seção no momento de medição e o medido na seção inicial conforme representado na equação 8.

$$\varepsilon = \frac{l - l_0}{l_0} \quad \text{Equação (08)}$$

A Figura 12 mostra a apresentação gráfica típica obtida em ensaios de estacas instrumentadas.

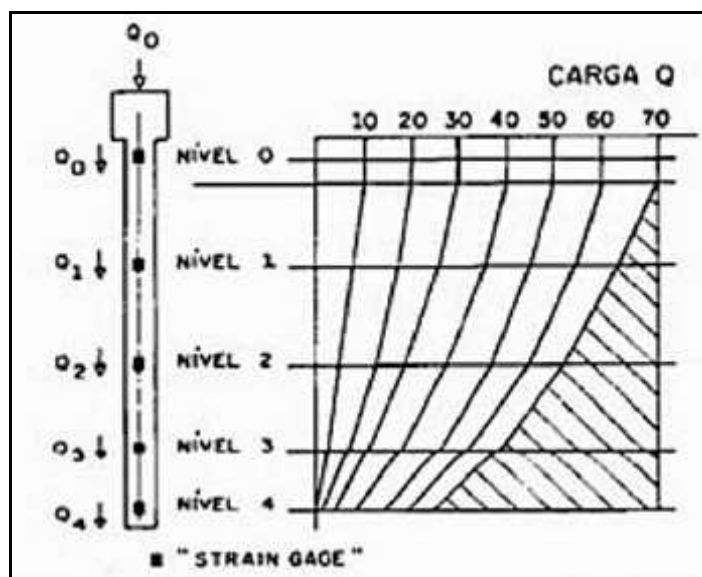


Figura 12 - Apresentação gráfica típica obtida em ensaios de instrumentação (HACHICH et al.,1998).

Os cálculos dos deslocamentos em profundidade, em cada um dos níveis instrumentados, podem ser feitos medindo-se o encurtamento do fuste até o nível instrumentado e descontando-o dos deslocamentos totais medidos no topo da estaca durante a prova de carga. Novamente no cálculo do encurtamento considera-se a teoria da elasticidade, utilizando-se os valores de carga obtidos em profundidade para cada trecho em questão.

A seguir serão apresentados os principais tipos de instrumentação em profundidade em estaca com maior ênfase a instrumentação tipo *strain-gages* pois método foi o utilizado nos ensaios analisados.

a) Tell-Tales (Hastes Medidoras de Deslocamentos)

Este sistema consiste na utilização de tubos de PVC ou metálicos, com extremidades providas de rosca, interligadas por luvas, nas quais são colocadas as hastes engastadas apenas nos pontos onde se deseja conhecer os deslocamentos. Recomenda-se instalação das hastes sempre que houver mudança nas camadas de solo atravessadas pela estaca, as quais são registradas por meio de deflectômetros instalados no topo das hastes (FRANÇA, 2011). Na figura 13 pode-se visualizar o sistema desta instrumentação.

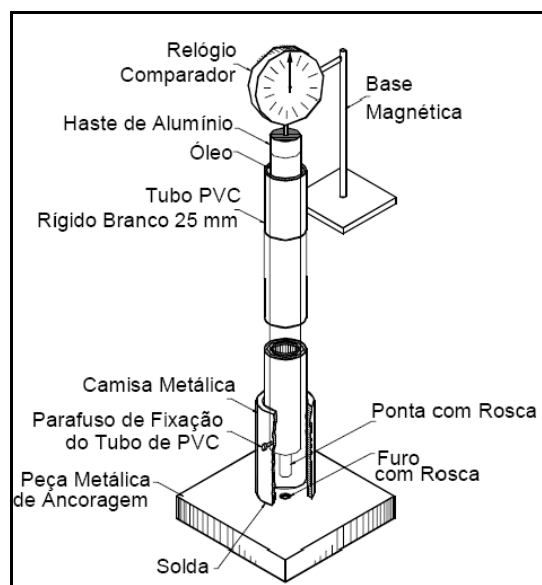


Figura 13 – Modelo da haste medidora de tell tales (NACANO, 2001).

Embora o método forneça medida de forma direta, lida diretamente aos relógios comparadores do sistema, a precisão do mesmo é de 10^{-2} mm e não permite que pequenas deformações sejam medidas.

A figura 14 apresenta o esquema de um conjunto de 3 tell tales instalados em um único furo de 100mm de diâmetro, com comprimentos variados e garantidos pelas ancoragens das extremidades. Observa-se que o furo foi completamente preenchido com calda de cimento para fixação dos tubos de PVC.

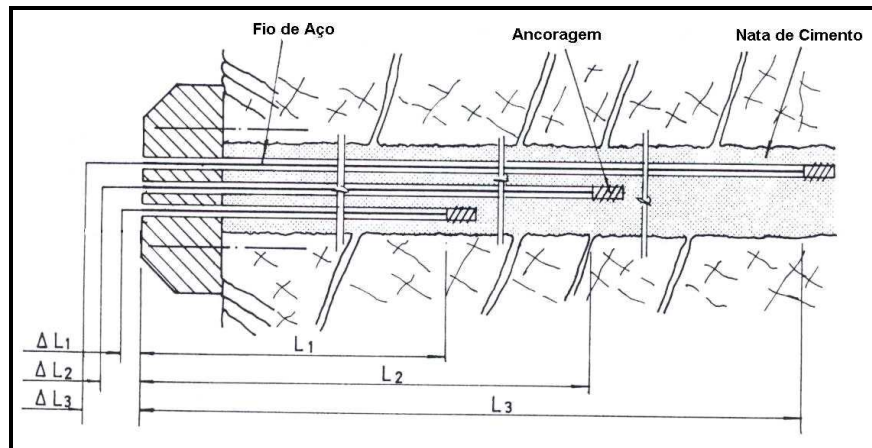


Figura 14 - Esquema do conjunto de 3 tell tales de comprimentos diversos (FRANÇA, 2011).

b) Célula expansiva Hidrodinâmica

Este sistema não envolve a colocação de uma ou mais células perdidas na base da estaca ou ao longo do fuste. A figura 15 representa esquematicamente este sistema.

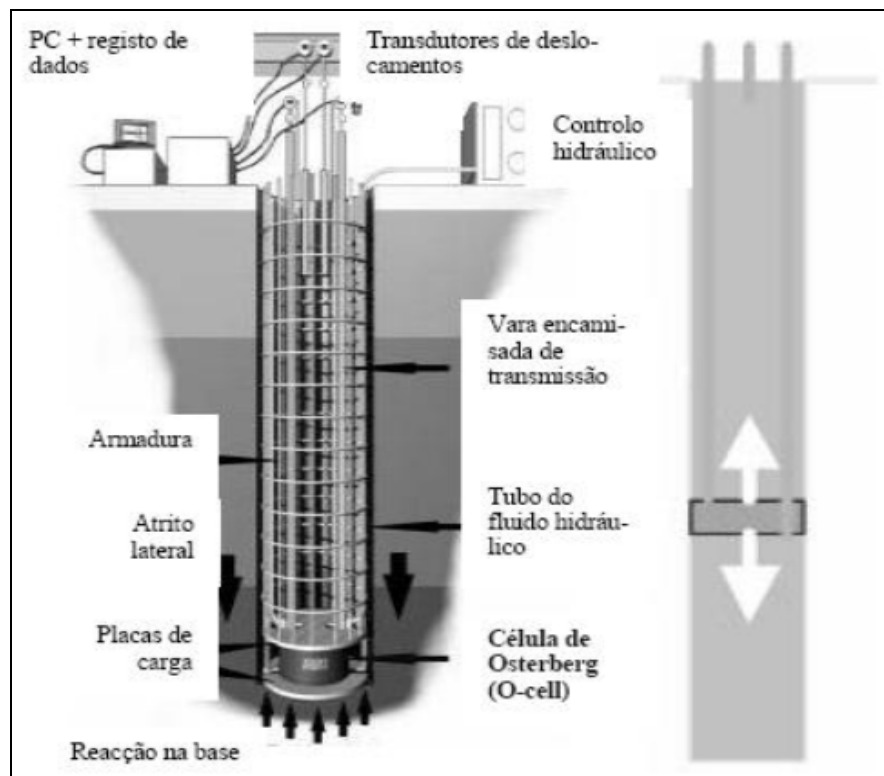


Figura 15 - Esquema da célula expansiva hidrodinâmica (FRANÇA, 2011).

A célula expande-se hidráulicamente fazendo com que a parte superior da estaca reaja com a parte inferior. Quando a célula é colocada na base da estaca, a reação é dada pelo solo sob a ponta da estaca. A carga é quantificada pela medição de pressão hidráulica exercida na estaca.

Dentre as vantagens deste sistema podemos citar:

- Carga de Ponta : Sendo instalada nas proximidades da ponta da estaca, pode-se verificar a real capacidade da ponta.
- Carga de atrito lateral : Pode-se determinar a adesão média do solo onde a estaca foi utilizada.

c) Micrômetro Deslizante (Torpedo Kovary)

O micrômetro deslizante, sistema desenvolvido em 1985 pela seção de obras em rochas do ISETH (Escola Politécnica de Zurich), permite a determinação segura de componentes axiais de deslocamentos ao longo de eixos retilíneos no interior do concreto, rocha ou solo.

Por meio de injeções e marca de referência a cada metro, são executados furos de 10 cm na estaca a ser ensaiada para fixação/aderência de tubo protetor para posterior colocação de sonda.

Esta sonda, associada a hastes metálica de até 50m de comprimento, é introduzida no interior do tubo previamente executado e levado a profundidade com marcas de referência. Mediante rotação de 45° e tração do conjunto haste-sonda, consegue-se posicionar os cabeçotes de medição entre duas marcas de referência consecutivas. Em seguida, um transdutor indutivo, instalado na sonda, fornece os valores de medição transmitidos por cabo ao aparelho digital de leitura.

d) Strain-Gages (Extensômetros Elétricos de Resistência).

O Strain gage é um instrumento de alta precisão utilizado na Engenharia Civil para medir deformações em elementos estruturais tais como vigas, pilares e estacas, quando submetidas a carregamentos.

Os extensômetros elétricos de resistência deste sistema baseiam-se na variação de resistência elétrica de um circuito quando submetido a uma deformação. O físico Charles Wheatstone desenvolveu uma ponte para medição de pequenas variações de resistências, fato que ocorre nos extensômetros (FRANÇA, 2011). A Figura 16 representa a ponte de Wheatstone.

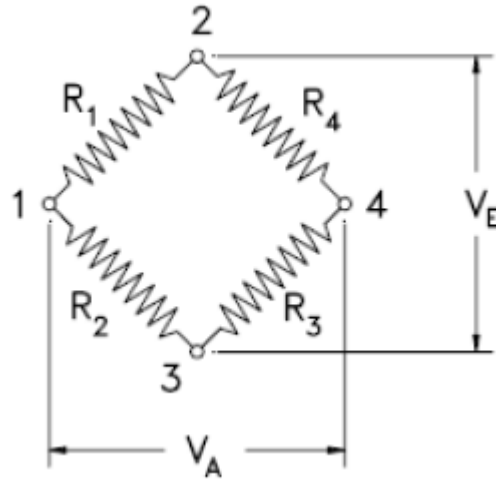


Figura 16 - Ponte de Wheatstone – Instrumentação (FRANÇA, 2011).

Onde:

V_E = Tensão de Entrada [mV];

V_A = Tensão de saída [mV];

R_i = Resistência de cada ramo da ponte (Ohms).

Dentre as vantagens associadas ao uso deste circuito, podemos destacar os seguintes aspectos :

- a) A variação da voltagem pode ser diretamente relacionada à deformação;
- b) Os sensores podem ser ligados de modo a apresentar compensação elétrica para efeitos indesejáveis como deformações aparentes induzidas por variações térmicas;
- c) Podem ser realizadas medidas estáticas ou dinâmicas;
- d) O sistema é simples, robusto e de baixo custo.

A deformação (ϵ) do strain gage é dada pela expressão (Perry & Lissner, 1962; Daily & Riley, 1991):

$$\epsilon = \frac{\Delta R}{R.FS} = \frac{4.\Delta L}{(V + 2.\Delta L).FS} \quad \text{Equação (09)}$$

Onde:

ε : Deformação do strain gage;

ΔR : Variação de resistência do strain gage [ohms];

V: Voltagem de excitação da Ponte de Wheatstone;

R: Resistência nominal do strain gage;

ΔL : Variação de voltagem do strain gage da Ponte de Wheatstone [volts];

FS: Fator de sensibilidade ou GF (Gage factor).

Considerando as características do strain gage ($R = 120\Omega$ e $FS = 2,00$) e uma voltagem de excitação adotada igual a 3,0 V, a deformação pode ser expressa por:

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{1500 + \Delta L} \quad \text{Equação (10)}$$

A deformação do strain gage pode ser interpretada também em termos de força aplicada à barra de aço do grampo, através da teoria da Elasticidade ($\sigma = E.\varepsilon$).

Conhecidos o módulo de Young (Elasticidade) do aço e o diâmetro da seção da barra de aço no ponto de colagem do extensômetro elétrico, torna-se possível a conversão dos valores de deformação dos extensômetros elétricos em carga aplicada aos grampos.

A maior vantagem de emprego deste tipo de transdutor reside no menor custo quando comparado aos outros dispositivos de medida, tais como os transdutores de deformação de corda vibrante e LVDTs. São capazes de fornecer medidas com 10^{-6} mm/mm de resolução. Entretanto, os strain gages exigem cuidados especiais quanto à colagem, conexão elétrica, proteção térmica, elétrica e mecânica.

2.4 DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS TIPO RAIZ E HÉLICE CONTÍNUA

Os métodos de dimensionamento estão apresentados, subdividindo os mesmos em métodos empíricos, métodos semi-empíricos, métodos teóricos e dimensionamento por métodos de interpretação da curva carga x recalque (prova de carga). Este último é abordado com maiores detalhes pois é parte constituinte no desenvolvimento desta dissertação.

2.4.1 Dimensionamento por Métodos Empíricos

Um método puramente empírico é aquele que não busca qualquer raciocínio racional lógico. O mesmo privilegia o conhecimento através da experiência e observação de fenômenos para dela extrair informações que permitirão executar novos experimentos controladamente modificados para a constatação e enumeração das variáveis que o influenciam (HACHICH, 1998).

Este tipo de metodologia empírica foi muito utilizado em estudos de cravabilidade como, por exemplo, as fórmulas usadas nas empresas Franki, Cristiani-Nielsen e Scac, pois, para estacas cravadas, já no processo de instalação se pode avaliar a resistência do solo à penetração pela variação da altura de queda do peso do martelo. Esses métodos também podem ser chamados de 'fórmulas dinâmicas', pois a análise é executada durante as condições de cravação (HACHICH, 1998).

Um outro método utilizado para cravação de estacas pré-moldadas anos 50 era definindo o seu comprimento em função do resultado da sondagem a percussão. Quando o ensaio a percussão atinge o valor somatório de 30 golpes o comprimento da estaca era projetado até atingir esta camada.

Mais um exemplo é apresentado por Mello (1975), segundo qual o comprimento é definido pela somatória do N_{SPT} igual a 15 vezes a tensão de trabalho (MPa) do concreto da estaca.

Para estacas escavadas, contudo, considerando os custos elevados envolvidos na execução de ensaios de prova de carga em verdadeira grandeza, a variabilidade da resistência dos solos em comparação às suas propriedades físicas, o procedimento puramente empírico torna-se praticamente inviável.

Algumas adaptações com base nas estacas cravadas podem eventualmente ser feitas, como a indicação de Mello (1975) do valor de 4,0 MPa de tensão de concreto de estacas Strauss contra 5,0 MPa para as pré-moldadas. Atualmente, o uso de ensaios de prova de carga dinâmica permite reduzir tais custos, porém, não se trata de um método propriamente empírico, visto que suas análises são baseadas nas formulações de propagação de ondas.

2.4.2 Dimensionamento por Métodos Semi-empíricos

Diante das dificuldades de aplicação dos métodos puramente teóricos e dos puramente empíricos, a engenharia de fundações recorre frequentemente ao uso de métodos intermediários, ou seja, os chamados ‘métodos semi-empíricos’. Alguns autores também demonimam esta metodologia de ‘fórmulas estáticas’ devido ao fato de se basearem na análise do equilíbrio de forças (teoria estática) em paralelo às chamadas ‘formulas dinâmicas’ (HACHICH, 1998).

Segundo Cintra et al. (2010), uma vez que as fórmulas teóricas geralmente não são confiáveis na previsão de capacidade de carga de fundações por estacas, muitos autores têm proposto métodos baseados em correlações empíricas com resultados de ensaio *in situ* e ajustados com provas de carga.

De acordo com Décourt (1994), os métodos semi-empíricos podem ser definidos como “[...] os que partem das formulações teóricas complementando-as com o estabelecimento das tensões máximas de atrito lateral e ponta obtidos a partir de correlações empíricas de ensaios realizados em campo, eliminando a influência das variáveis relativas à retirada e ao transporte de amostras do solo ao laboratórios e demais ensaios”. As sondagens de campo são essenciais para este método.

2.4.2.1 Aoki & Velloso (1975)

Um dos métodos mais empregados no Brasil para o dimensionamento de estacas pré-moldadas e escavadas é método apresentado por Aoki & Velloso (1975), no V Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. No ano de 1991, o Professor Dirceu Velloso desenvolveu uma extensão/atualização do método.

Este método baseia-se em resultados obtidos pelo ensaio de penetração estática do cone (CPT) e em correlações existentes entre este tipo de ensaio e o ensaio de penetração dinâmico (SPT).

A Figura 17 demonstra o esquema explicativo para formulação do método.

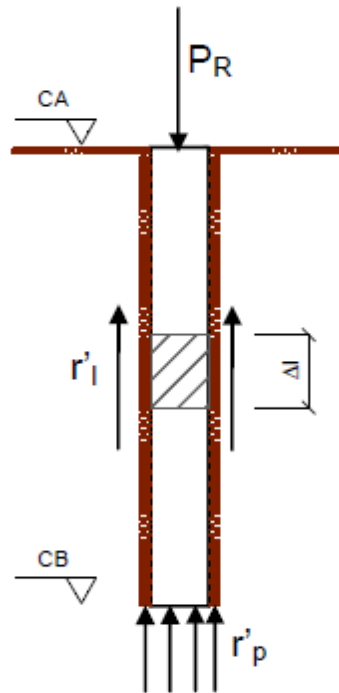


Figura 17 – Esquema de força e tensões atuantes na estaca (Aoki Velloso – 1975).

A partir do esquema de força e tensões acima, o método apresenta a formulação dada pela Equação 11.

$$P_R = S_p \cdot r'_p + \sum_{CA}^{CB} U \cdot \Delta l r'_l \quad \text{Equação (11)}$$

Onde:

P_R = Carga de ruptura da estaca [F];

P_L = Carga lateral da Estaca [F];

P_P = Carga de ponta da estaca [F];

r'_p = Resistência de ponta da estaca [FL^{-2}];

r'_l = Resistência lateral ou Atrito lateral unitario [FL^{-2}];

S_p = Área de ponta de estaca [L^2];

U = Perímetro da estaca [L].

Como na prática da engenharia brasileira não é comum a adoção de ensaios de cone, faz-se necessária a utilização de correlações que permitam a utilização dos dados obtidos no SPT. As correlações empregadas são apresentadas nas Equações 12 e 13.

$$r_p = K.N_{SPT} \quad \text{Equação (12)}$$

$$r_L = \alpha.r_p \quad \text{Equação (13)}$$

Os valores dos parâmetros K e α estão expressos na Tabela 02 em função do tipo de solo (parâmetros de Aoki & Velloso definidos em 1975).

Tabela 02– Parâmetros K e α (Aoki Velloso - 1975).

Solo	Simbologia	K (Kpa)	α (%)
Areia	100	1000	1,4
Areia Sitosa	120	800	2,0
Areia Silto Argilosa	123	700	2,4
Areia Argilosa	130	600	3,0
Areai Argilo Sitosa	132	500	2,8
Silte	200	400	3,0
Silte Arenoso	210	550	2,2
Silte Arenoso Argiloso	213	450	2,8
Silte Argiloso	230	230	3,4
Silte Argilo Arenoso	231	250	3,0
Argila	300	200	6,0
Argila Arenosa	310	350	2,4
Argila Arenoso Siltosa	312	300	2,8
Argila Siltosa	320	220	4,0
Argila Silto Arenosa	321	330	3,0

Com o intuito de considerar as diferenças existentes no comportamento das estacas padrões e outros tipos foram definidos os fatores F₁ e F₂.

$$r'_p = \frac{r_p}{F_1} = \frac{K.N_{SPT}}{F_1} \quad \text{Equação (14)}$$

$$r'_L = \frac{r_L}{F_2} = \frac{\alpha.r_p}{F_2} = \frac{\alpha.K.N_{SPT}}{F_2} \quad \text{Equação (15)}$$

Os valores de F_1 e F_2 foram definidos por Aoki & Velloso (1975) conforme Tabela 03.

Tabela 03 – Parâmetros F_1 e F_2 (Aoki Velloso - 1975).

<i>Tipo de Estaca</i>	<i>F1</i>	<i>F2</i>
Pré-Moldada de Concreto	1,75	3,50
Metálica	1,75	3,50
Franki	2,50	5,00
Escavada	3,00	6,00

Considerando o acréscimo dos parâmetros acima relacionados, a formulação final o método é expressa pela Equação 16.

$$P_R = S_p \cdot \frac{K \cdot N_{SPT}}{F_1} + \sum_{CA}^{CB} U \cdot \Delta l \cdot \frac{\alpha \cdot K \cdot N_{SPT}}{F_2} \quad \text{Equação (16)}$$

Conforme Hachich et al. (1998), a maior dificuldade para aplicação deste método é a necessidade da perfeita caracterização do tipo de solo envolvido. Em virtude da qualificação de mão de obra e improvisos realizados na prática, desvios geralmente ocorrem nos resultados da sondagem, o que acaba impactando nos resultados do dimensionamento.

2.4.2.2 Décourt-Quaresma (1978)

Em 1978, o Engenheiro Luciano Décourt apresentou um processo de avaliação de capacidade de carga das estacas com base nos valores N_{SPT} . O método de Décourt (1978), inicialmente formulado para estacas de deslocamento, foi objeto de algumas extensões, objetivando adequar o mesmo para dimensionar outros tipos de estacas usuais no mercado e posteriormente para adaptar o mesmo à maior riqueza de detalhes obtido no ensaio SPT-T. Estas atualizações no processo ocorreram em 1982, 1987, 1991a, 1991b, 1991c, 1993 e 1995, por Décourt, e em 1994, por Décourt & Niyama.

Em 1996, o Engenheiro Luciano Décourt atualizou novamente o método inserindo os coeficientes α e β , proporcionando a extensão do método para outros tipos de estacas. O conceito N equivalente (N_{eq}) – implantado efetivamente em 2002 também pelo Engenheiro Luciano Décourt – onde o resultado do torque obtido no ensaio SPT-T, em Kgf.m, é dividido

por 1,2 tem mostrado resultados satisfatórios na sua aplicação. A Equação 17 apresenta a formulação atual do método.

$$P_R = \alpha.r'_p.S_p + \beta.r'_L.S_L \quad \text{Equação (17)}$$

Onde:

P_R = Carga de ruptura de estaca [F];

r'_p = Resistência de ponta da estaca [FL^{-2}];

r'_L = Resistência Lateral ou Atrito Lateral unitário [FL^{-2}];

S_p = Área de ponta da estaca [L^2];

S_L = Área lateral da estaca [L^2];

α , β = Coeficientes função do tipo de solo e do tipo da estaca para a ponta e o atrito respectivamente.

A resistência de ponta e o atrito lateral unitário podem ser calculados pelas Equações 18 e 19, respectivamente.

$$r'_p = K.N \quad \text{Equação (18)}$$

$$r'_L = 10.\left(\frac{N}{3} + 1\right) \text{ kPa} \quad \text{Equação (19)}$$

Onde:

K = Coeficiente função do tipo de solo no qual a ponta está assentada;

N = Número de golpes obtidos no ensaio SPT.

A Tabela 04 apresenta os valores do coeficiente K em função do tipo de solo sugeridos por Décourt (1998).

Tabela 04 – Coeficiente K em função do solo (DÉCOURT, 1998).

<i>Tipo de Solo</i>	<i>K (kPa)</i>
Argila	120
Silte argiloso (solo residual)	200
Silte arenoso (solo residual)	250
Areia	400

A Tabela 05 apresenta os valores do coeficiente α em função do tipo de solo apresentados por Décourt (1998).

Tabela 05– Coeficiente α em função do solo (DÉCOURT, 1998).

Tipo de Solo	Tipos de Estacas				
	Escavada em geral	Escavada c/bentonita	Hélice contínua	Raiz	Injetadas sob altas pressões
Argila	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,00*
Solos Intemediários	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,00*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,00*

*Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

A Tabela 06 apresenta os valores do coeficiente β em função do tipo de solo propostos por Décourt (1998).

Tabela 06 – Coeficiente β em função do solo (DÉCOURT, 1998).

Tipo de Solo	Tipos de Estacas				
	Escavada em geral	Escavada c/bentonita	Hélice contínua	Raiz	Injetadas sob altas pressões
Argila	0,80	0,90*	1,00*	1,50*	3,00*
Solos Intemediários	0,65	0,75*	1,00*	1,50*	3,00*
Areias	0,50	0,60*	1,00*	1,50*	3,00*

*Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Para a determinação da carga admissível a ser adotada nos projetos de engenharia, Décourt (1978) propôs um fator de segurança global (F), apresentado na Equação 20.

$$F = F_p \cdot F_f \cdot F_d \cdot F_w$$

Equação (20)

Onde:

F = Fator de segurança global;

F_p = Fator de segurança relativo aos parâmetros do solo;

F_p = 1,10 para o atrito lateral;

F_p = 1,35 para a resistência de ponta;

F_f = Fator de segurança relativo à formulação adotada (F_f = 1,00);

Fd = Fator de segurança para evitar recalques excessivos;

Fd = 1,00 para o atrito lateral;

Fd = 2,50 para a resistência de ponta;

Fw = Fator de segurança relativo à carga de trabalho da estaca (1,20).

Aplicando os fatores acima apresentados, os fatores de segurança global para a força no atrito lateral e para a força na ponta, assumem os valores mostrados nas Equações 21 e 22, respectivamente.

$$F_L = 1,10.1,00.1,00.1,20 = 1,30 \quad \text{Equação (21)}$$

$$F_P = 1,35.1,00.2,50.1,20 = 4,00 \quad \text{Equação (22)}$$

Com isso, a carga admissível a ser adotada segue formulação final apresentada pela Equação 23.

$$Q_{adm} = \frac{\alpha.r'_p.S_p}{4,0} + \frac{\beta.r'_L.S_L}{1,3} \quad \text{Equação (23)}$$

Considerando que a NBR 6122/2010 preconiza que a carga admissível é a metade das parcelas de atrito lateral e ponta, pode-se descrever a carga admissível do método de Décourt (1978) por meio da Equação 24.

$$Q_{adm} = \frac{\alpha.r'_p.S_p + \beta.r'_L.S_L}{2} \quad \text{Equação (24)}$$

Assim como Aoki & Veloso (1975), a maior dificuldade para aplicação do método é a necessidade da perfeita caracterização do tipo de solo envolvido, uma vez que imprecisões nos resultados da sondagem afetam diretamente os resultados do dimensionamento.

2.4.2.3 Brasfond (1991)

O método Bransfond (1991) foi proposto exclusivamente para dimensionamento de estacas escavadas tipo raiz. O mesmo é baseado nos princípios do método de Décourt (1978) no que se diz respeito ao N_{SPT} , considerando a média ao longo de todo o fuste no atrito lateral e média

dos três últimos para resistência de ponta, respeitando o limite máximo de 40 golpes ($N_{SPT} = 40$). As Equações 25, 26 e 27 apresentam a expressão geral.

$$PR = P_L + P_P \quad \text{Equação (25)}$$

$$P_L = \beta \cdot S_L \cdot N_{SPT}^{MED} \text{ [kPa]} \quad \text{Equação (26)}$$

$$P_P = \alpha \cdot S_P \cdot N_{SPT,P}^{MED} \text{ [kPa]} \quad \text{Equação (27)}$$

Onde:

PR = Carga de ruptura;

P_L e P_P = Resistência lateral e resistência de ponta, respectivamente;

β e α = Coeficientes de correlação a partir do tipo de solo;

S_L e S_P = Área lateral e de ponta;

N_{SPT}^{MED} = Valor médio de SPT, ao longo do fuste da estaca;

$N_{SPT,P}^{MED}$ = valor médio de SPT na ponta, considerando valores 1 m abaixo e 1 m acima da ponta.

O índice de resistência lateral (β) é constante e apresenta o valor de 6,0 kPa para qualquer tipo de solo.

O índice de contribuição da ponta da estaca (α) é dado segundo a Tabela 07.

Tabela 07 – Coeficiente α em função do solo (BRASFOND, 2006).

<i>Tipo de Solo</i>	<i>α (kPa)</i>
Areia	200
Areia Siltosa	160
Areia Argilosa	130
Areia c/pedregulhos	260
Silte arenoso	120
Silte argiloso	100
Argila arenosa	110
Argila Siltosa	90

2.4.2.4 David Cabral (1986)

O método de David Cabral (1986), também proposto exclusivamente para dimensionamento de estacas escavadas tipo raiz, leva em conta a pressão de aplicação de golpes de ar (pressão

de injeção) na resistência lateral da estaca. O método limita um diâmetro máximo de estaca igual a 450mm para sua aplicação e pressão de injeção máxima de argamassa de 4,0 kgf/cm². A Equação 28 apresenta a expressão geral do método; as Equações 29 e 30 apresentam as expressões para as parcelas de resistência de atrito lateral e de ponta, respectivamente.

$$PR = P_L + P_P \quad \text{Equação (28)}$$

$$P_L = \sum \beta_0 \cdot \beta_1 \cdot N_{SPT} \cdot SL \quad [\text{kgf/cm}^2] \quad \text{Equação (29)}$$

$$P_P = \beta_0 \cdot \beta_2 \cdot N_P \cdot SP \quad [\text{kgf/cm}^2] \quad \text{Equação (30)}$$

$$\beta_0 = 1 + (0,11 \cdot p) - (0,01D) \quad [\text{kgf/cm}^2] \quad \text{Equação (31)}$$

Onde:

N_{spt} = Número de golpes no comprimento ;

SL = área lateral (m²);

N_p = Número de golpes na ponta;

SP = área ponta (cm²);

P = pressão de injeção da argamassa ($p < 4 \text{ kgf/cm}^2$);

D = Diâmetro da Estaca (cm);

$\beta_1 \beta_2$ = Coeficientes de ajuste em função do tipo de solo.

A Tabela 08 apresenta os valores dos coeficientes β_1 e β_2 em função do tipo de solo.

Tabela 08 - Coeficientes $\beta_1 \beta_2$ (FUNDESP – DAVID CABRAL, 2001).

<i>Tipo de Solo</i>	<i>β_1 (%)</i>	<i>β_2 (%)</i>
Areia	7,0	3,0
Areia Siltosa	8,0	2,8
Areia Argilosa	8,0	2,3
Silte	5,0	1,8
Silte arenoso	6,0	2,0
Silte argiloso	3,5	1,0
Argila	5,0	1,0
Argila arenosa	5,0	1,5
Argila Siltosa	4,0	1,0

É sugerido para este método que atrito lateral seja limitado em 200 kPa e tensão de ponta em 5000 kPa (AMANN 2000).

2.4.2.5 Demais métodos de dimensionamento

Com o objetivo de relacionar os demais métodos existentes no mercado, porém pouco utilizados em relação aos métodos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt (1978), são apresentados abaixo as demais metodologias para dimensionamento de estacas:

- Métodos dos Franceses (PHILIPPONNAT et al., 1986).
- Monteiro & Franki (2000);
- Teixeira (1996);
- Alonso (1996);
- Antunes Cabral (1996);
- Karez & Rocha (2000);
- Gotlieb et al. (2000);
- Cabral et al. (2000);
- Amann (2010).

2.4.3 Dimensionamento por métodos teóricos

Os métodos teóricos, experimentais e ensaios de laboratório são fundamentais para estabelecer a influência relativa de todos os parâmetros envolvidos nos cálculos de capacidade de carga (DÉCOURT, 1994).

Sua utilização na prática e aplicação da engenharia de fundações é incomum no mercado. Os parâmetros do solo para análise são de difícil obtenção em virtude dos custos, prazos e, principalmente, da “cultura” do mercado baseada na escassez de investimentos na etapa de investigação geotécnica e projeto de fundações. Pode-se afirmar que as facilidades e bons resultados das metodologias semi-empíricas também dificultam sua aplicação.

Os métodos teóricos caracterizam-se em raciocinar, calcular e estudar o equilíbrio de forças que estabilizam a estaca quando submetida a uma carga axial (P), considerando a ação do atrito desenvolvido entre o fuste e o solo (P_L) e a reação de apoio oferecida pelo solo da ponta

(P_p). O comportamento de cada esforço (atrito lateral e ponta) é bastante distinto. A carga de ruptura total (P_R) ocorre quando é atingido a máxima capacidade portante do solo na ponta (R_p), após também alcançado o máximo atrito lateral entre o fuste e o solo (R_L). As duas parcelas podem ser definidas como tensões atuantes nas respectivas superfícies, ficando a expressão matemática da capacidade de carga da estaca definida pela soma do produto das tensões máximas de atrito (r'_L) e ponta (r'_p) pelas respectivas áreas superficiais do fuste (A_L) e da ponta (A_p), conforme mostrado na Equação 32.

$$P_R = P_L + P_p = r'_L \cdot A_L + r'_p \cdot A_p \quad \text{Equação (32)}$$

O modelo matemático de ruptura adotado para a resistência entre o solo e o fuste é geralmente o de Mohr-Coulomb (Figura 18), no qual a tensão de atrito máxima (r'_L ou q_l) no contato entre o fuste e o solo depende: i) do ângulo de atrito fuste-solo (ϕ_a), ii) da adesão inicial do entre o fuste e o solo (c_a); e iii) da tensão horizontal (ou normal) aplicada pelo solo no fuste.

Como a tensão vertical efetiva é variável ao longo da profundidade devido ao peso próprio do solo, o atrito lateral também acompanha tal variação. Em solos sedimentares homogêneos essa variação pode ser linearmente crescente; contudo, em solos residuais, outros efeitos podem influenciar. Desta forma, dependendo das características do solo, alguns autores tratam o problema função das tensões efetivas ou em função do efeito de coesão (AMANN, 2010).

A Figura 18 ilustra a condição própria de ruptura do solo ocasionada por efeito e consequência da variação do esforço de cisalhamento no contato entre as partículas do solo. No exemplo da Figura 18, a resistência de cisalhamento no contato solo-solo é maior do que a do contato fuste-solo, o que na prática nem sempre é uma situação típica.

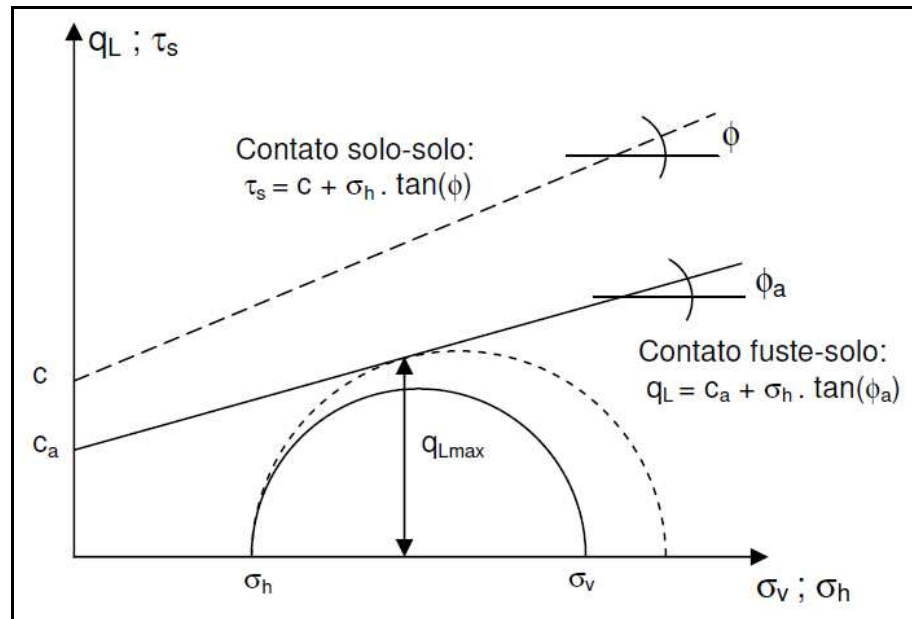


Figura 18 – Modelo de Mohr-Coulomb para ruptura de solo por atrito lateral (AMANN, 2010).

Apesar do termo ‘ruptura por atrito lateral’ existir nas principais literaturas, não se deve entender o fenômeno de ruptura do solo do fuste simplesmente como o deslizamento entre a estaca e o solo (ruptura física por atrito). O efeito de ruptura essencialmente por atrito lateral pode ocorrer em solos não-coesivos para um nível de recalque elevado raramente alcançado em ensaios de prova de carga.

Diante do fato acima descrito, pode-se utilizar o termo ‘cisalhamento lateral’ – genericamente aplicado ao cisalhamento do solo ao redor da estaca ou no contato fuste-solo – em substituição ao termo ‘atrito lateral’ quando o mesmo se referir a ruptura do solo do fuste. Pode-se manter o termo ‘atrito lateral’ quando ele for relativo à forma de transferência de carga da estaca para o solo ao longo do fuste.

Segundo Velloso & Lopes (2004), a ruptura (plastificação) na ponta acontece quando o rompimento do solo ocorre abaixo da estaca, que, excessivamente comprimido, desloca-se em direção oposta a superfície. O modelo da teoria da plasticidade foi aplicado por Plandl em 1920 na punção de metais. Esta metodologia foi adaptada por Terzaghi em 1943 para o caso de fundações apoiadas no solo.

A tensão de ruptura na ponta de ruptura (r'_p ou q_p) é expressa pela Equação 33.

$$q_p = c.N_c + \sigma_{vp}.N_q + 0,5.\gamma.D.N_\gamma$$

Equação (33)

Onde:

σ_{vp} = Tensão vertical do solo ao nível da ponta;

γ = Massa específica do solo;

N_c, N_q, N_γ = Fatores de capacidade de carga;

D = diâmetro ou menor dimensão da ponta da estaca.

Os valores de N_c, N_q, N_γ e outras contribuições ao estudo de capacidade de carga da ponta foram propostos por diversos autores, dentre os quais se pode citar: Meyerhof (1951, 1956 e 1976), Berezantzev (1961), Vésic (1972). A Figura 19 possibilita o cálculo dos valores de N_q .

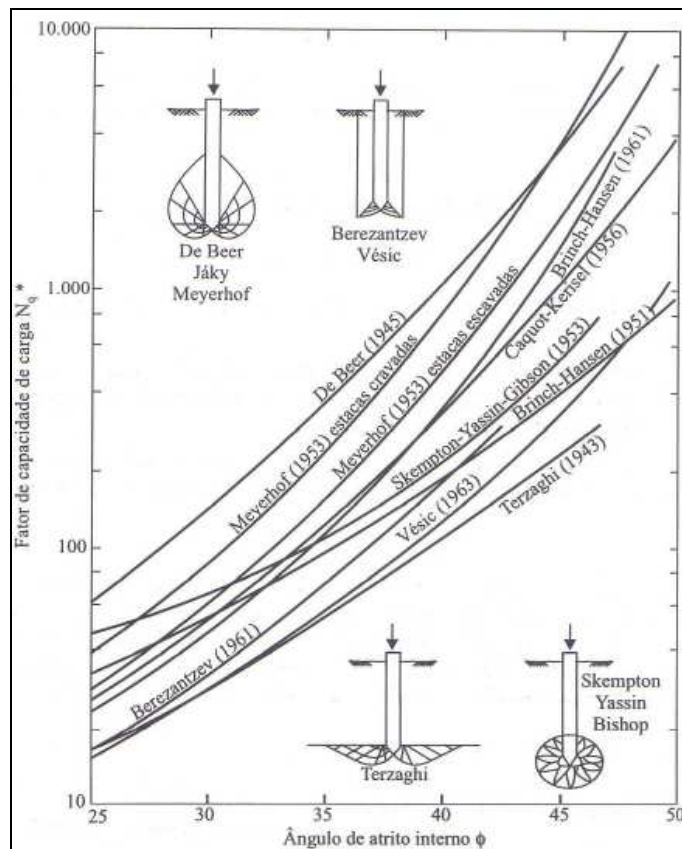


Figura 19 – Valores N_q (métodos teóricos) para os fatores de capacidade de carga (AMANN, 2010).

Para os parâmetros (c, γ) , deve-se observar o tipo de solo (argila, areia) e suas condições, drenada ou não-drenada. Optar preferencialmente por obtenção de parâmetros a partir de ensaios específicos em laboratório.

A expressão teórica para a completa capacidade de carga, segundo Poulos e Davis (1980), é definida pela Equação 34.

$$P_R = U \cdot \int_0^L (c_a + K_s \cdot \sigma_v \cdot \tan \phi_a) \cdot dz + A_p \cdot (c \cdot N_c + \sigma_{vp} \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma) - W \quad \text{Equação (34)}$$

Onde:

U = perímetro da estaca;

L = comprimento da estaca;

W = peso próprio da estaca.

Esta formulação teórica ainda hoje é objeto de análise de pesquisadores que buscam a sua implementação e aplicação prática com o propósito de melhorar, entre outros, a estimativa do ângulo de atrito a ser utilizado. Dentre esses estudos pode-se citar Nguyen & Hanna (2003), Yang & Mu (2008) e O'Kelly & Gavin (2007).

2.4.4 Dimensionamento por métodos de interpretação da curva carga x recalque (prova de carga)

Para se verificar o desempenho de uma fundação podem-se aplicar diversas técnicas de caráter geral ou específicas. Na maior parte das situações aplicadas à engenharia de fundações, em virtude da complexidade de variáveis em função das características do solo, a criatividade de soluções aliada à experiência e o conhecimento técnico constituem a maior parte das soluções para a verificação e a estimativa de desempenho da fundação a ser analisada.

No caso de comprovação de carga admissível em estacas, de modo geral, as curvas de distribuição da curva carga x recalque obtidas em ensaios de prova de carga estática, conforme orientações normativas, podem ser utilizadas para avaliação de desempenho. O mesmo método pode ser utilizado também como base para o dimensionamento de estacas quando o ensaio é executado na fase de investigação geotécnica.

Para a avaliação da carga admissível de fundações profundas através de provas de carga, a NBR-6122/2010 estabelece que o fator de segurança contra a ruptura deve ser igual a dois, que a natureza de terreno, a velocidade de carregamento e a estabilização dos recalques devem ser considerados na interpretação da prova de carga realizada e que a capacidade de carga de ruptura fica definida quando ocorre ruptura nítida. Na maioria dos ensaios realizados o ensaio é interrompido antes da ruptura final, por motivo de custos e prazos e utilização da peça/estaca como elemento final de fundação.

A partir da interpretação das curvas carga x recalque obtidas, na fase de investigação geotécnica, nos ensaios de prova de carga estática, pode-se dimensionar as estacas profundas. Para isso, a sua carga de ruptura é prevista estatisticamente a partir dos métodos existentes em normas, teses de doutorado e artigos técnicos consagrados na área.

Segundo Melo (2009), Existe uma lista vasta e variada na bibliografia de processos para determinar a carga de ruptura através da interpretação da curva carga versus recalque. Por este motivo, é indispensável a referência do método utilizado, já que a análise de uma curva carga versus recalque oferece valores diferentes em cada procedimento.

É importante registrar que os métodos apresentados aqui são semi-empíricos e que, na sua maioria, trabalham com simulação de extrapolação logarítmica e linear da curva carga x recalque ou do gráfico pertencente a cada método. Na prática, esta extrapolação pode ser diferenciada tanto para resultados positivos quanto para resultados negativos. A experiência de utilização de vários métodos e análise estatística são importantes para tomada de decisão quanto a previsão de carga de ruptura da estaca analisada (HACHICH et al, 1998).

Segundo Aoki & Alonso (1991), “é impossível indicar o procedimento ou grupo de métodos mais adequado, pois todos apresentam aspectos positivos e negativos. A recomendação mais lógica é a aplicação e comparação de diversos métodos em qualquer estudo, e bom senso na escolha do valor a ser adotado”.

É evidente que a condição ideal é levar qualquer prova de carga, independente do tipo ou suas características, até a ruptura ou até a ocorrência de grandes recalques. Quanto mais próximo da ruptura, melhores ou mais confiáveis serão os resultados.

2.4.4.1 Método da Rigidez (1996)

Método proposto por Décourt (1996), denominado como método da rigidez, é utilizado o conceito de rigidez. O mesmo trabalha com a relação entre a carga aplicada no topo da estaca e o respectivo recalque. Com estes valores, pode-se elaborar gráfico no qual a abscissa representa a carga aplicada e a ordenada é representada pela rigidez.

Do gráfico construído é possível obter dois tipos de ruptura:

- a) ruptura física: é a ruptura caracterizada quando a estaca apresentar rigidez nula, que seria uma deformação infinita para uma dada carga aplicada.
- b) ruptura convencional: é a ruptura definida para um recalque do topo da estaca de 10% do diâmetro da mesma.

Segundo Décourt (1996), é comum estacas de deslocamento - geralmente do tipo pré-fabricada - alcançar ruptura física na execução do ensaio ou mesmo chegar próximo a sua ruptura. Já para o ensaio de prova de carga estática em sapatas e estacas escavadas, em geral, percebe-se outro tipo de comportamento onde não se faz possível chegar-se a ruptura física pois, conforme Figura 20, o gráfico deste método tende a uma assintota horizontal e não assume uma rigidez nula.

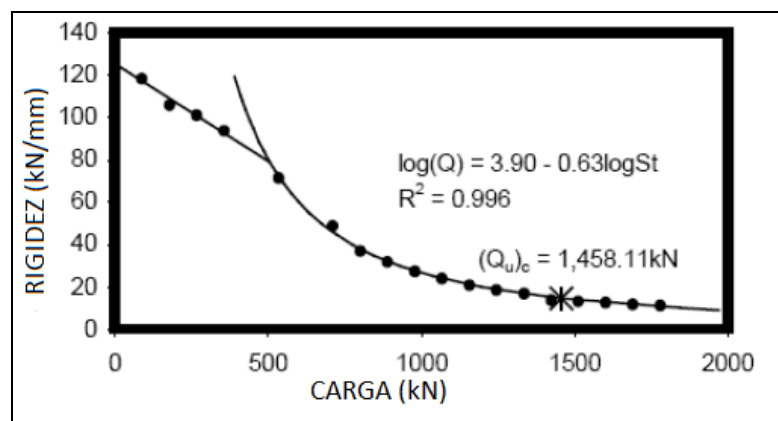


Figura 20 – Exemplo de Gráfico do método da Rigidez em fundação Direta (DÉCOURT, 2008).

A representação matemática do ensaio é apresentada por meio da Equação 35.

$$Rig = \frac{P_0}{Y_0} = C_2 + C_1.P_0 \quad \text{Equação (35)}$$

Onde:

Rig = rigidez;

P_0 = carga aplicada [F];

Y_0 = recalque na carga aplicada [L];

C_1 = inclinação da linha reta [F^{-1}];

C_2 = intersecção com o eixo Y [$L.F^{-1}$].

O Método da Rigidez (1996) considera que, a partir do gráfico da rigidez, é possível estimar a carga de ruptura física através da extrapolação linear ou logarítmica da curva. O ponto da curva correspondente à rigidez nula ($Q=0$) representa a carga de ruptura da referida base ou estaca analisada. Segundo Melo (2009), é comum esta análise e interpretação no estudo de estacas escavadas.

Para estacas longas é importante analisar o recalque elástico (S_{el}) durante a definição do domínio do atrito lateral, já que as deformações neste trecho são da ordem de grandeza dos recalques elásticos (DÉCOURT, 2008). O recalque elástico é expresso por meio da Equação 36.

$$S_{el} = \frac{Q.L}{2.E.A} (mm) \quad \text{Equação (36)}$$

Em que:

Q = carga equivalente a 1,0 MN;

L = comprimento da estaca (m);

E = módulo de elasticidade (GPa);

A = área da seção transversal da estaca (m^2).

O conceito de ‘rigidez’ apresentado por Décourt (1996) conduz a resultados da carga limite através do Gráfico de Rigidez, que permite a visualização de tendência de ruptura identificando o domínio de transferência de carga pela ponta e o domínio de transferência pelo atrito lateral (DÉCOURT, 2008).

De acordo Décourt (2008), a curva carga versus recalque oferece também algumas informações importantes para a análise do Gráfico de Rigidez considerando contribuições por atrito lateral e ponta. Estas informações são obtidas através de uma reta entre o ponto de regressão escolhido e a carga de ruptura convencional (Q_{uc}). A intercepção desta reta com o eixo das abscissas indica o limite inferior do domínio do atrito lateral (Q_{sl}), como apresentado na Figura 21.

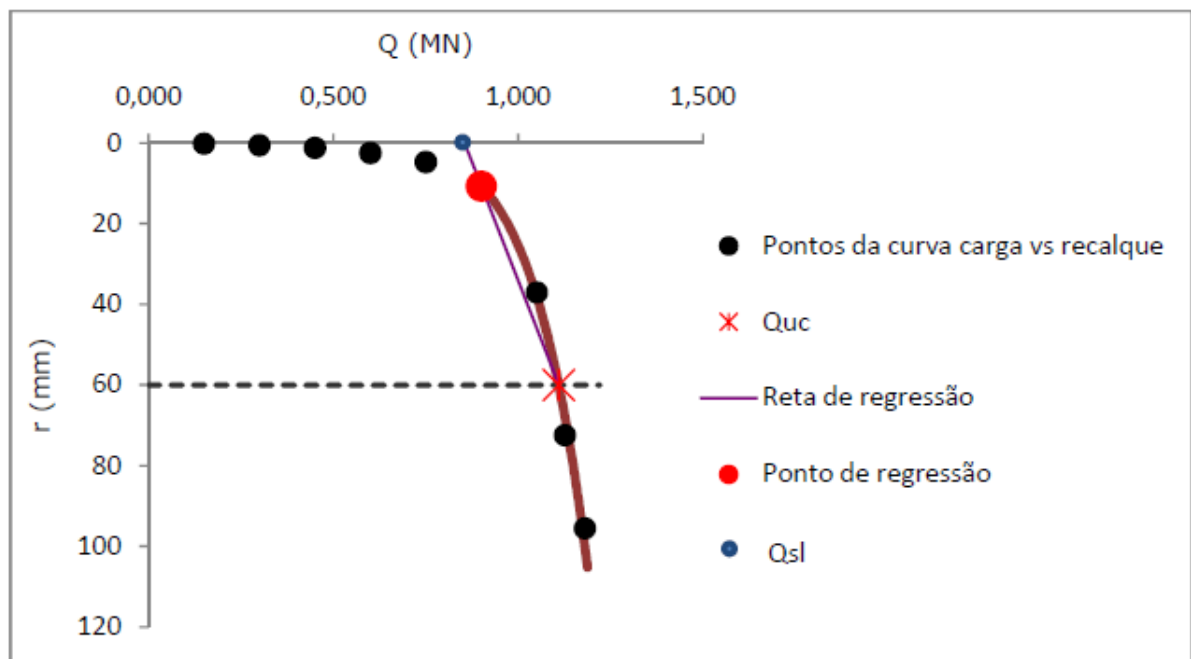


Figura 21 - Curva carga x recalque (MELO, 2009).

Para determinar o ponto de regressão, são estabelecidas correlações lineares entre $\log Q$ (carga) e $\log r$ (recalque), estes coeficientes de correlação (R) são elevados ao quadrado para obter-se o R^2 (Coeficiente de determinação - valor que fornece uma ideia de quão bom está o ajuste da reta). Analisando os dados de carga e recalque em ordem decrescente, pode-se identificar pelo R^2 uma alteração/modificação no comportamento da curva carga versus recalque, que indica o ponto de regressão a ser adotado. Na maior parte das vezes este ponto está em torno de um recalque correspondente a 2% do diâmetro da estaca. A carga de ruptura convencional é determinada através da equação da curva carga versus recalque e corresponde a carga relativa a um recalque de 10% do diâmetro. A Equação 37 apresenta a estimativa da carga de ruptura convencional.

$$Q_{uc} = 10^{\log\left(\frac{\phi}{10}\right) \cdot b - a}$$

Equação (37)

Em que:

ϕ = diâmetro (mm);

a = previsão da curva (Log Q versus Log r) no ponto de regressão;

b = inclinação da curva (Log Q versus Log r) no ponto de regressão.

Para definir os pontos dos domínios, adota-se a correlação que abrange o maior número de pontos e o maior valor de R². Segundo Décourt (2008), dados de boa qualidade apresentam coeficientes de correlação iguais ou superiores a 0,99.

Melo (2009), afirma que a escolha do ponto de regressão é a decisão mais importante na aplicação do método baseado no Conceito de Rigidez. Esta decisão e a escolha dos pontos de ajuste dos domínios de ponta e de atrito lateral dependem muito da interação da pessoa que está utilizando o método, que deve estar atenta a mudança de comportamento dos dados de carga e recalque, aos coeficientes de correlação, ao recalque elástico (para estacas longas) e as experiências anteriores de aplicação do método.

A Figura 22 ilustra o resultado final obtido no Método da Rigidez demonstrando domínio de atrito lateral, domínio de ponta e ruptura. Segundo Melo (2009), quanto menor for à rigidez no ensaio, mais precisa será a estimativa da carga de ruptura através do método formulado por Décourt.

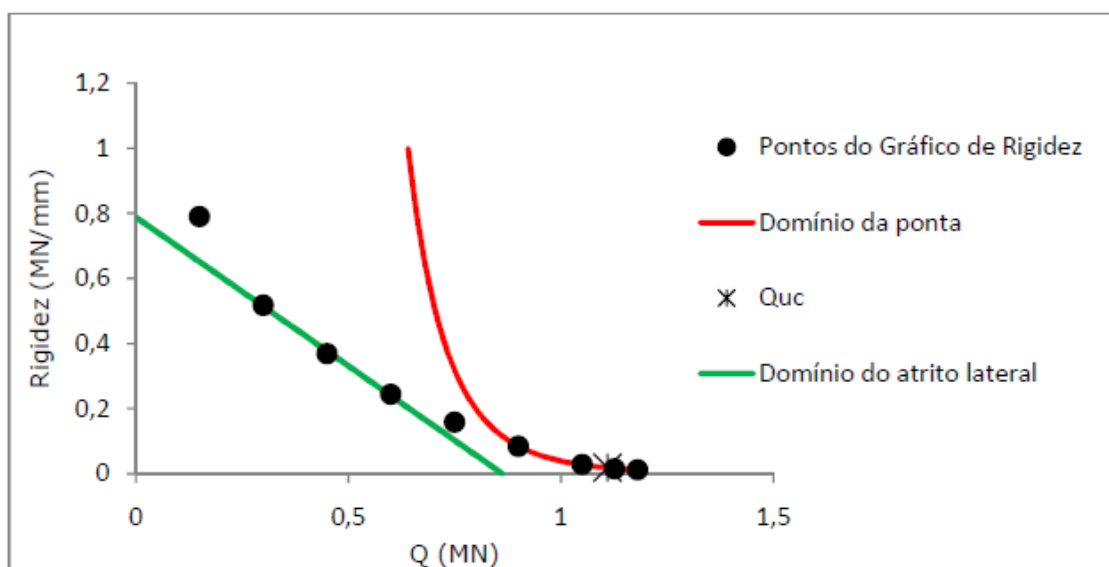


Figura 22 - Domínio de ponta e de atrito lateral no Gráfico de Rigidez (MELO, 2009).

2.4.4.2 Método de Chin-Kondner (1971)

O método proposto por Chin (1971), em conjunto com o trabalho de Kondner (1963), no qual possibilita a extrapolação das curvas carga versus recalque nos ensaios lento e rápido de prova de carga estática.

O trabalho de Kondner (1963) deu origem ao modelo construtivo hiperbólico para comportamento mecânico dos solos. A curva σ (tensão) x ε (deformação) dos solos, num carregamento uniaxial, frequentemente apresenta um aspecto bastante próximo a uma hipérbole. Com base nesta constatação, Kondner (1963) apresentou um procedimento muito prático para relacionar E (módulo de elasticidade) com ε (deformação). Representando-se a relação ε / σ de um carregamento em função de ε , como se mostra na Figura 23, os pontos se alinham aproximadamente segundo uma reta, cuja expressão é dada pela Equação 38.

$$\frac{\varepsilon}{\sigma} = a + b \cdot \varepsilon \quad \text{Equação (38)}$$

Onde:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{1}{a + b \cdot \varepsilon} \quad \text{Equação (39)}$$

$$E = \frac{1 - b \cdot \sigma}{a} \quad \text{Equação (40)}$$

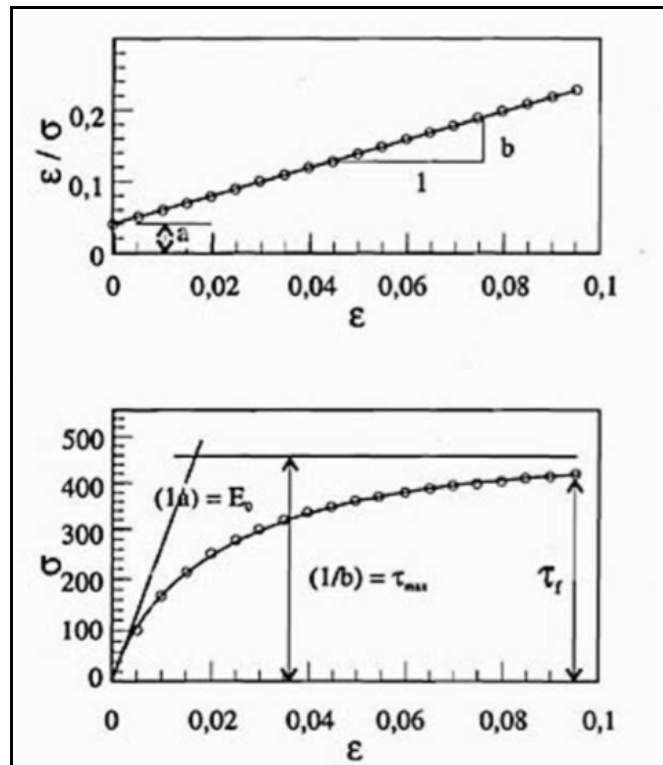


Figura 23– Modelo hiperbólico de representação dos módulos durante carregamento (KONDNER, 1963).

A adaptação deste conceito, proposto no método por Chin, consiste em dividir cada recalque pela respectiva carga aplicada e posicioná-la no eixo das ordenadas. Por sua vez, no eixo das abscissas, colocam-se os recalques obtidos durante o ensaio de prova de carga estática. A Figura 24 apresenta gráfico típico da aplicação do método.

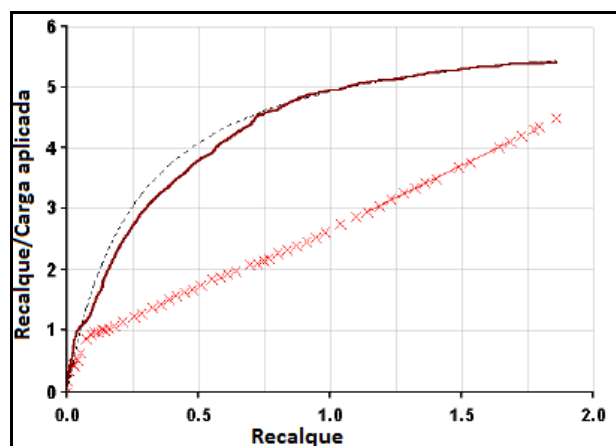


Figura 24 – Exemplo de gráfico do método de Chin-Kondner

A carga de ruptura é dada como o inverso da inclinação da linha formada pelos pontos em vermelho acima destacados obtidos pela Equação 41.

$$Q_u = \frac{1}{C_1} \quad \text{Equação (41)}$$

Já a curva ideal, representada também na Figura 16, possui a Equação 42:

$$Q = \frac{\delta}{C_1 \cdot \delta + C_2} \quad \text{Equação (42)}$$

Onde:

Q = carga aplicada [F];

Q_u = carga limite última [F];

C_1 = inclinação da linha reta [F^{-1}];

C_2 = intersecção com o eixo Y [$L \cdot F^{-1}$];

δ = recalque correspondente à carga aplicada [L].

O critério de Chin-Kondner (1971) é indicado por Fellenius (1980). Qualquer irregularidade ou mudança na inclinação desta reta indica que algo foi bruscamente alterado/danificado indicando a ruptura da estaca ou deficiência no equipamento utilizado no ensaio.

O método nem sempre é adequado aos ensaios lentos realizados de acordo com a norma brasileira, pois foi desenvolvido para estágios de carga com tempos de aplicação constantes. Desde que atendida esta condição, o método pode ser aplicado em ensaio lento ou rápido.

2.4.4.3 Método de Davisson (1972)

O método de Davisson (1972), também conhecido como *Offset Limit* pressupõe que a carga limite de ruptura é dada por uma equação dependente do diâmetro da estaca e que exceda a compressão elástica da estaca em 4mm. Este método foi desenvolvido em conjunto com análises da equação da onda em estacas cravadas, motivo pelo qual tem sido indicado como um bom critério para a correlação de resultados de provas de carga estáticas e dinâmicas. A formulação do método é dada pela Equação 43. A Figura 25 apresenta a aplicação do método.

$$\delta = \left(4 + \frac{b}{120} \right) + \frac{Q.L}{E.S} \quad \text{Equação (43)}$$

Onde:

δ = recalque para uma dada carga aplicada [mm];

b = diâmetro da estaca [mm];

L = comprimento da estaca [mm];

Q = carga aplicada [kN];

E = módulo de Young da estaca [kN/m²];

SP = área da seção transversal da estaca [m²].

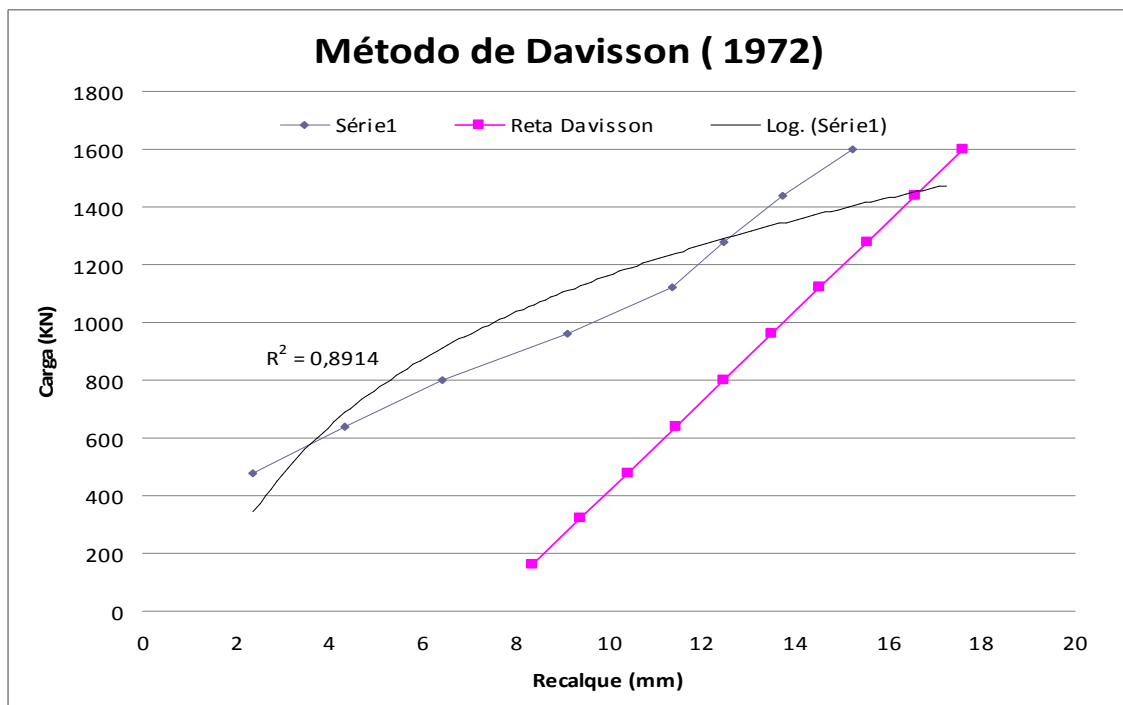


Figura 25 – Exemplo de gráfico do método de Davisson (1972).

Vale a observação que este método é base para a formulação do método proposto pela ABNT NBR-6122.

2.4.4.4 Método da NBR-6122/2010

Este Método da NBR-6122/2010, baseado no Método de Davisson (1972), foi formulado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) e pode ser enquadrado no grupo de métodos baseados no recalque limite. O método é considerado interessante porque, além de

levar em conta as características da edificação através de seu recalque admissível, considera também as dimensões e deformações elástica da estaca. A ruptura corresponde a um recalque igual a 1/30 do diâmetro da estaca, menos o encurtamento lateral do fuste. A Equação 44 apresenta a formulação do método.

$$\delta = \left(\frac{D}{30} \right) + \frac{Q.L}{E.S} \quad \text{Equação (44)}$$

Onde:

δ = recalque para uma dada carga aplicada [mm];

D = diâmetro da estaca [mm];

L = comprimento da estaca [mm];

Q = carga aplicada [kN];

E = módulo de Young da estaca [kN/m²];

S = área da seção transversal da estaca [m²].

Constata-se assim que a NBR 6122/2010 interpreta os resultados da prova de carga estática em fundações profundas de acordo com dois critérios, sendo um relacionado ao recalque admissível e outro a carga de ruptura.

2.4.4.5 Método de Brinch-Hansen 80% (1963)

Proposto por Brinch-Hansen, o critério dos 80% considera a curva carga x recalque como uma parábola e a carga de ruptura correspondente ao recalque igual a um valor quatro vezes maior que o recalque medido para 80% daquela carga.

O método consiste em calcular as raízes quadradas dos recalques e dividi-las pelas respectivas cargas, posicionando os valores no eixo das ordenadas. Já nos eixos das abcissas, são posicionados os valores de recalque obtidos durante a execução do ensaio de prova de carga estática. A Figura 26 ilustra graficamente aplicação do método. A carga última limite (ruptura) é dada pela Equação 45.

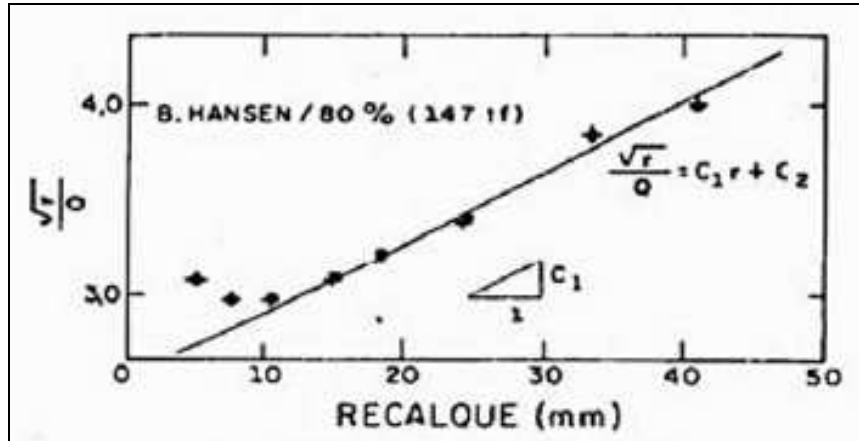


Figura 26 - Método de Brinch-Hansen (1963) (HACHICH et al., 1998).

$$Q_u = \frac{1}{2 \cdot \sqrt{C_1 \cdot C_2}} \quad \text{Equação (45)}$$

Onde:

Q_u = carga última limite [F];

C_1 = inclinação da linha reta ;

C_2 = intersecção com o eixo Y;

δ_u = recalque correspondente à carga última [L].

A Equação 46 representa o recalque obtido na ruptura, constituído pela relação entre os coeficientes angular e linear da regressão.

$$\delta_u = \frac{C_1}{C_2} \quad \text{Equação (46)}$$

2.4.4.6 Método de Beer (1967)

O Método de Beer (1967) possibilita encontrar a carga de ruptura a partir do gráfico no qual a curva carga x recalque é traçada em escalas logarítmicas. O logaritmo da carga é colocado no eixo das ordenadas e no eixo das abcissas o logaritmo do recalque. O gráfico também pode ser construído em escala logarítmica.

Os pontos plotados no gráfico proporcionam dois segmentos de reta com inclinações diferentes. A interceptação das duas retas resultará na carga de ruptura. A Figura 27 demonstra aplicação gráfica do método.

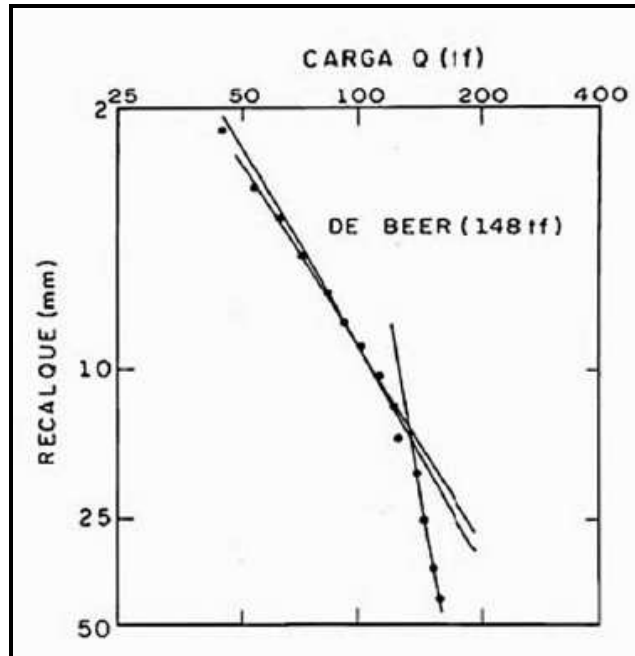


Figura 27 - Método de Beer (1967) (HACHICH et al., 1998).

2.4.4.7 Método Van Der Veen (1953)

O método proposto por Van der Veen, em 1953, é provavelmente o método mais utilizado no Brasil. Determina-se a carga de ruptura última por tentativas. Partindo de um valor de carga 'Qu' qualquer adotado, calculam-se os valores correspondentes de "ln (1-Q/Qu)". Estes valores são plotados em um gráfico em função do recalque "s". Novas tentativas são realizadas com outros valores de "Qu". Quando resultar no gráfico uma reta linear (ax+b), o valor adotado de "Qu" que o originou, corresponde à carga de ruptura.

A Equação 47 representa a relação entre a carga e o deslocamento no topo de forma exponencial.

$$Q = Q_{ult} \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot s})$$

Equação (47)

Onde:

Q = carga aplicada no topo da estaca [F];

Q_{ult} = carga de ruptura [F];

α = coeficiente que define a forma da curva;

r = recalque correspondente à carga aplicada [L].

Após algumas transformações e aplicando as propriedades logarítmicas, tem-se a Equação 48.

$$-\ln\left(1 - \frac{Q}{Q_{ult}}\right) = \alpha \cdot r \quad \text{Equação (48)}$$

Em 1976, o Professor Nelson Aoki sugeriu a alteração da Equação 48 adicionando coeficiente linear resultando na Equação 49 utilizada no método.

$$-\ln\left(1 - \frac{Q}{Q_{ult}}\right) = \alpha \cdot r + \beta \quad \text{Equação (49)}$$

A partir da análise do melhor coeficiente R^2 obtido no gráfico, obtém-se a carga de ruptura estimada. A Figura 28 ilustra aplicação do método.

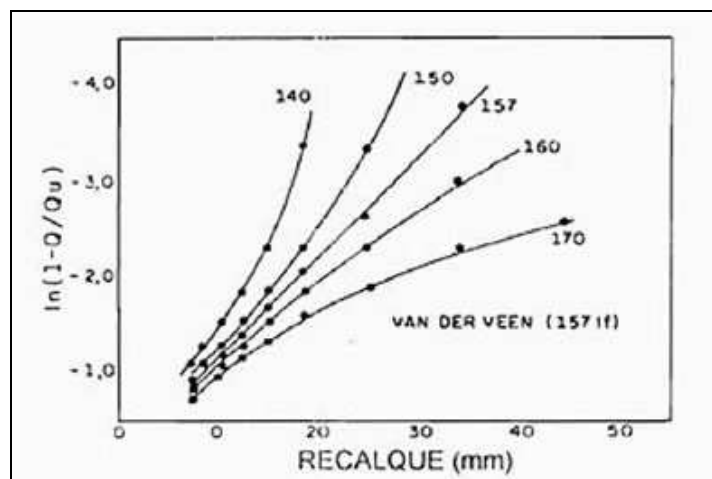


Figura 28 - Método Van der Veen (1953) (HACHICH et al., 1998).

Segundo Décourt & Niyama (1994), é recomendada a utilização do método Van Der Veen de extrapolação da curva carga x recalque somente quando as estacas não são de deslocamento, o

carregamento é monotônico e a carga máxima do ensaio atinge pelo menos 2/3 (dois terços) do valor da carga de ruptura convencional.

2.4.4.8 Método de Mazurkiewicz (1972)

Em 1972, Mazurkiewicz sugeriu um método de extrapolação da curva carga x recalque supondo que a mesma é uma parábola.

As etapas para elaboração do método são:

- Dividir a curva em partes que correspondem a recalques iguais;
- Pelos pontos assim obtidos são traçadas retas verticais e, onde estas interceptam o eixo das cargas;
- São traçadas retas a 45° com a horizontal, até interceptarem as verticais correspondentes aos pontos seguintes;

Pelos pontos obtidos traça-se a reta resultante, cuja interseção com o eixo das abscissas fornece a carga de ruptura.

A Figura 29 ilustra a aplicação do Método de Mazurkiewicz (1972).

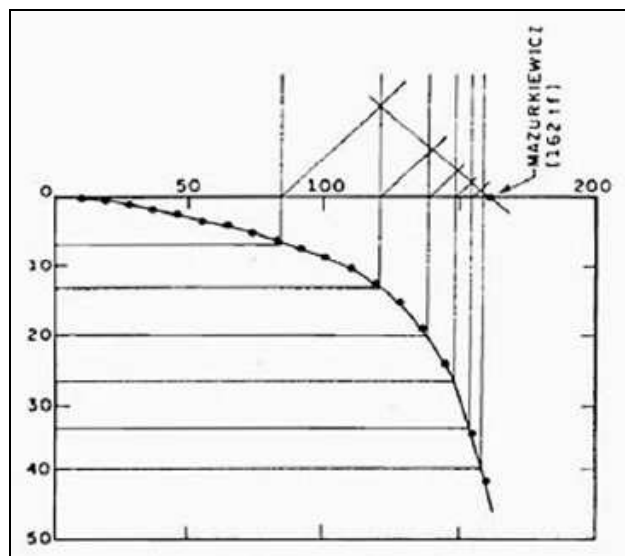


Figura 29 - Método Mazurkiewicz (HACHICH et al., 1998).

2.4.4.9 Método Butler & Roy (1977)

O Método Butler & Roy (1977) considera a reta da fase pseudo-elástica como paralela à linha da compressão elástica da estaca, e a reta pseudoplástica como a tangente à curva com inclinação de 0,05 polegada para 1,0 tf. O resultado obtido caracteriza a ruptura iminente da fundação/estaca.

As etapas para elaboração do método são:

- traçar um segmento de reta paralelo ao trecho inicial da curva carga x recalque;
- no trecho final da curva, quando o mesmo está na iminência do esgotamento do atrito lateral, traçar-se uma reta com a inclinação de 0,05 polegada para 1,0 tf;
- no cruzamento entre as duas retas, traça-se uma reta vertical até o eixo das abcissas, referente as cargas de topo, para encontrar a carga de ruptura.

A Figura 30 demonstra a aplicação do Método Butler & Roy (1977).

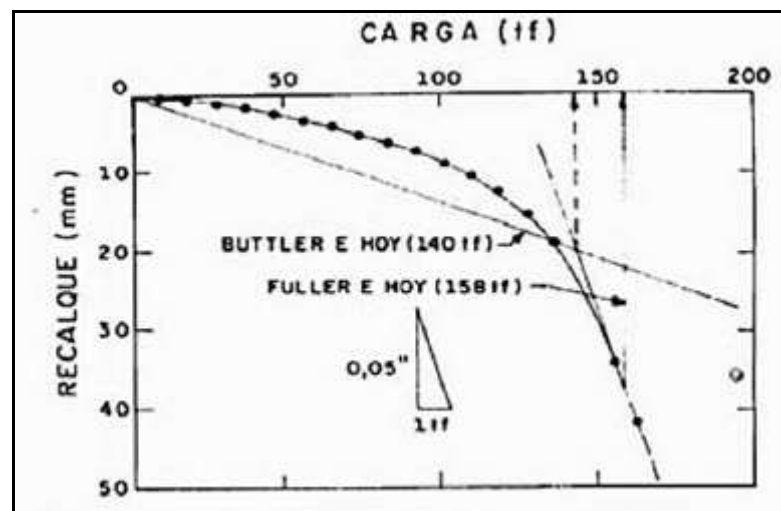


Figura 30 - Método Butler & Roy (1972) (HACHICH et al., 1998).

2.4.4.10 Método de Terzaghi (1943)

O método empírico proposto pelo Professor Karl von Terzaghi, adotado, por exemplo, em normas inglesas, considera como carga de ruptura a que corresponde a um recalque igual a 10% do diâmetro da ponta da estaca.

Santini (2012) concluiu em sua pesquisa que os resultados dos cálculos dos três métodos utilizados (Van der Veen (1953), Norma 6122 (2010) e Método da Rigidez (1996)) para analisar a carga de ruptura foram semelhantes, porém o método da NBR foi o mais conservador e o método de Rigidez apresentando os maiores valores.

Já França (2011), obteve como conclusão de seu trabalho acadêmico (Dissertação) que o método de extrapolação da curva carga vs recalque da Rigidez, formulado por Décourt em 1996, e o método de Chin-Kondner (1971), apresentaram os valores mais próximos e coerentes de ruptura quando comparados a provas de carga estáticas com rompimento durante o ensaio estudadas em sua pesquisa.

França (2011) afirma também que, comparando resultados entre métodos semi-empíricos (Décourt(1998) e Aoki-Velloso(1975)) de dimensionamento de estacas escavadas de grande diâmetro (estacões), parcelas de atrito e ponta não apresentaram uma boa proximidade com os valores obtidos das provas de carga estática. No entanto, os métodos apresentaram resultados mais coerentes quando se compara os valores da carga admissível, o que, no seu ponto de vista, é o mais importante, já que o dimensionamento é elaborado com base na carga admissível (soma das parcelas de atrito e ponta).

3. COMPLEXO INDUSTRIAL E PORTUÁRIO DE SUAPE - CARACTERIZAÇÃO

Atualmente, o Complexo Industrial e Portuário de Suape é considerado um dos principais pólos de investimentos do país. O porto é uma estrutura moderna, com profundidades entre 15,5m e 20,0m e grande potencial de expansão. A sua localização estratégica em relação às principais rotas marítimas de navegação, mantém o Porto de Suape conectado a mais de 160 portos em todos os continentes, com linhas diretas da Europa, América do Norte e África. A movimentação portuária cresce em ritmo acelerado e consolida Suape como um porto concentrador e distribuidor de cargas (Suape Institucional e Histórico. Pernambuco, 2012).

A sua concepção de porto-indústria oferece condições ideais para a instalação de empreendimentos nos mais diversos segmentos. Suape conta com uma infraestrutura terrestre própria, em permanente desenvolvimento e modernização, com ferrovias e rodovias (Suape Institucional e Histórico. Pernambuco, 2012).

Já são mais de 100 empresas em operação, responsáveis por mais de 25 mil empregos diretos, e outras 50 em implantação. Entre as empresas em implantação, indústrias de produtos químicos, metal-mecânica, naval e logística. Todas as obras em andamento, para implantação das empresas, supera os 40 bilhões de reais em investimentos, gerando 15 mil novos empregos e mais de 40 mil empregos na construção civil (Suape Institucional e Histórico. Pernambuco, 2012).

3.1 LOCALIZAÇÃO

O Complexo Industrial e Portuário de Suape localiza-se no município de Ipojuca, no estado de Pernambuco. O município de Ipojuca possui uma área de 507 km², e sua sede dista 52 km ao sul da cidade do Recife-PE. Limita-se ao norte com o município do Cabo de Santo Agostinho, ao sul com o município de Sirinhaém, a leste com o Oceano Atlântico e a oeste com o município de Escada. A Figura 31 apresenta a localização do município de Ipojuca-PE.

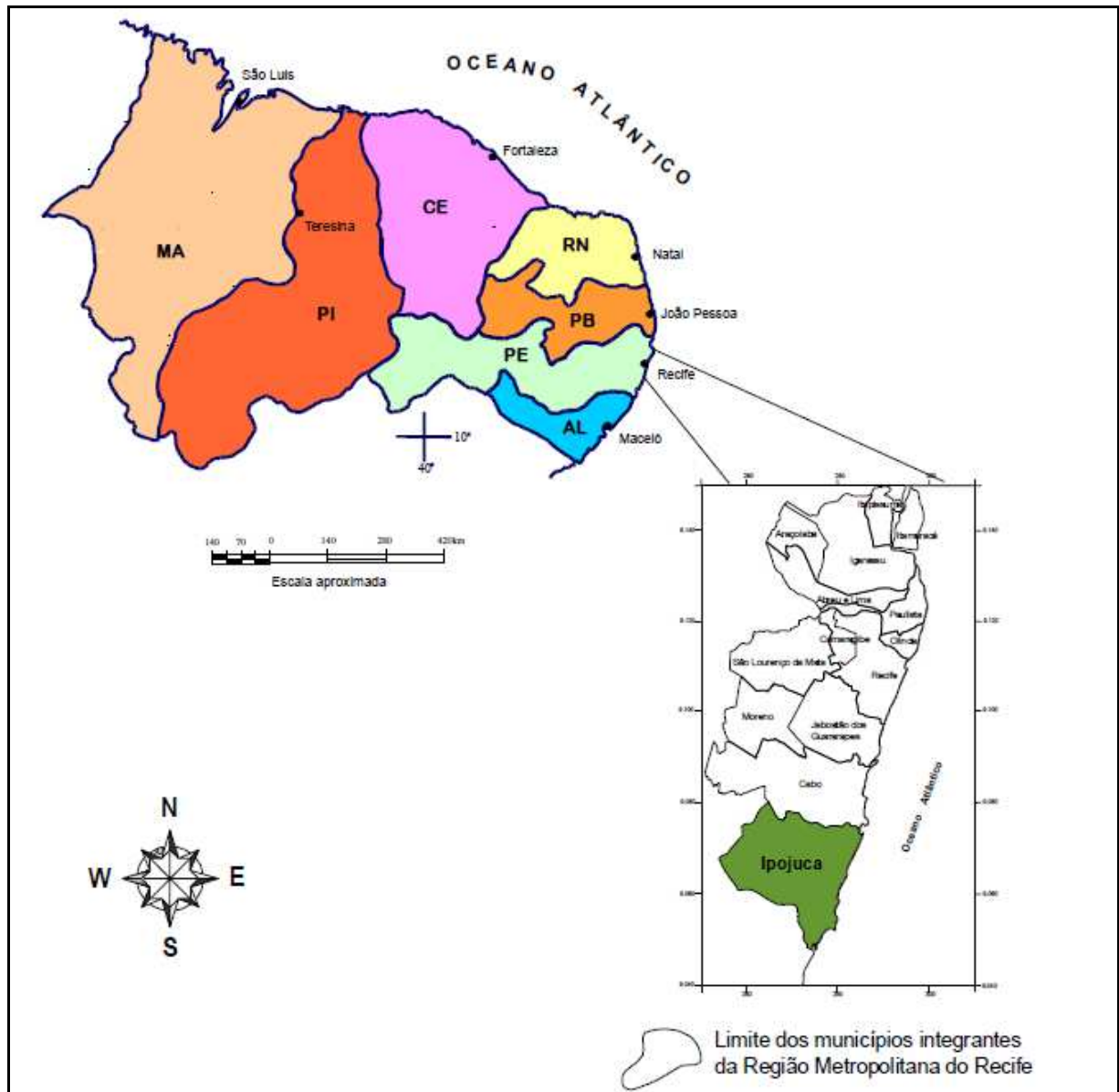


Figura 31 – Localização do município de Ipojuca-PE

(<http://www.suape.pe.gov.br/institucional/>).

O complexo está localizado na parte mais oriental do Nordeste brasileiro, contando com um dos mais importantes portos do continente sul-americano. Seus portos internos e externos oferecem condições ideais para receber navios de grande porte. A Figura 32 apresenta a localização estratégica do Complexo Industrial e Portuário de Suape diante a outros importantes portos.



Figura 32 – Localização estratégica do Complexo Industrial e Portuário de Suape
(<http://www.suape.pe.gov.br/institutional/>).

3.2 INFORMAÇÕES GEOLÓGICAS

As provas de carga analisadas neste estudo foram executadas para a construção de uma obra localizada na Formação Ipojuca/Suape, composta de rochas vulcânicas de idade cretácea (85 m.a. a 100 m.a.), cujos principais tipos petrográficos são: andesitos, basaltos, riolitos, traquitos e aglomerados vulcânicos, ocorrendo sob a forma de derrames, diques e sills (PFALTZGRAFF et al., 1999).

Mais próximos do mar encontram-se os Depósitos de Mangues, constituídos predominantemente por argilas orgânicas, siltes, areias finas e restos orgânicos formando áreas baixas, periodicamente inundáveis, situadas principalmente ao longo dos trechos inferiores dos rios que sofrem a influência direta do mar e estão cobertas por uma vegetação característica que se assenta em um substrato de sedimentos finos, ricos em matéria orgânica sills (PFALTZGRAFF et al., 1999).

A região do empreendimento analisado é formada parte por áreas com substrato arenoso e areno-argiloso, nível de lençol freático em torno de 5,0 metros, solo com boa capacidade de carga e susceptível à erosão. Outro trecho é composto de áreas com substrato predominantemente argiloso de origem vulcânica também com boa capacidade de carga (PFALTZGRAFF et al., 1999).

concreto estrutural, incluindo nestes blocos, sapatas, estruturas pré-fabricadas e estruturas moldadas in-loco.

No âmbito de investigação geotécnica no empreendimento estudado, foram executadas investigações de campo antes da elaboração dos projetos de terraplenagem e fundações. Em campo, foram conduzidos ensaios tipo SPT (*Standard Penetration Test*), CPT (*Cone Penetration Test*) e Sondagem Rotativa. Os ensaios SPT foram executados conforme NBR 6484/01 com pré-requisitos mínimos (amostragem) conforme NBR 8036/83 a fim de se obter parâmetros e dados do solo para projetos de terraplenagem e fundações. Paralelamente, foram executados os ensaios CPT. Nos ensaios CPT, o critério de locação foi definido pelo empreendedor e, por conter poucos ensaios, além de distantes das estacas analisadas, seus dados não foram utilizados nesta pesquisa. Sondagens rotativas também foram executadas para complementar as informações do ensaio SPT quando o mesmo atingiu maciço rochoso.

Nas atividades de controle de qualidade de execução das estacas tipo raiz e hélice contínua, foram executadas 85 provas de carga estática (ensaio lento) seguindo as recomendações da NBR 6122/2010. Foram executadas também 2 provas de carga estáticas instrumentadas para verificar, com maiores riqueza de detalhes, a estimativa de recalque em estacas da base de tanques industriais de estoque de petróleo.

O empreendimento deste estudo de caso foi localizado e referenciado a partir do modelo matemático topográfico Datum Horizontal SAD 69. Todos os ensaios e sondagens (localizados posteriormente a apresentação dos dados, item 3.3.1) encontram-se entre as coordenadas, Datum Horizontal - SAD69 :

- 1 – E: 276.413,250 m ; N: 9.074.435,183 m
- 2 – E: 276.478,876 m ; N: 9.071.890,108 m
- 3 – E: 277.927,492 m ; N: 9.072.003,284 m
- 4 – E: 278.894,569 m ; N: 9.072.959,141 m
- 5 – E: 278.826,166 m ; N: 9.074.208,868 m

Utilizou-se o vértice base, para o empreendimento analisado, as coordenadas de origem N= 9.071.509,131 m e E= 278.539,961 m, Datum Horizontal - SAD69. No sistema topográfico

local do empreendimento, para localização topográfica das provas de carga estáticas e sondagens, o ponto citado passa a ser: N= 10.000,000 m e E= 10.000,000 m.

3.3.1 Provas de Carga Estáticas e Instrumentadas Executadas

Foram executadas 85 provas de carga estática no empreendimento durante execução da etapa de fundações (Tabela 09).

Tabela 09 – Relação de PCE executadas no empreendimento.

PCE	Estaca	Local	Tipo	Diâmetro (mm)	Comprimento (mm)	Carga Ensaio (kN)	Recalque Máximo (mm)	Recalque Residual (mm)	% recalque relação ao diâm.
RL-01	E-190	U-31	Hélice	500	15800	1200	2,673	0,705	0,5%
RL-02	E-161	U-33	Raiz	300	7850	1200	1,018	0,18	0,3%
RL-03	E-48	U-35	Raiz	700	5930	1800	2,605	1,13	0,4%
RL-04	E-340	U-31	Hélice	500	14950	1000	1,795	0,28	0,4%
RL-05	E-191	U-35	Hélice	350	11850	900	5,525	3,388	1,6%
RL-06	E-235	U-31	Hélice	500	17000	1100	2,665	0,633	0,5%
RL-07	E-204	U-35	Hélice	500	11550	1600	11,088	8,403	2,2%
RL-08	E-21	U-35	Hélice	700	6550	1700	3,833	1,673	0,5%
RL-09	E-04	U-33	Raiz	400	10900	1750	3,05	0,297	0,8%
RL-10	E-541	U-31	Hélice	600	17900	2100	4,963	1,733	0,8%
RL-11	E-17	SE-3300	Raiz	400	17150	1800	8,928	4,455	2,2%
RL-12	E-27	SE-3300	Raiz	400	11150	1800	9,755	5,09	2,4%
RL-13	E-61	SE-3300	Raiz	400	14150	1800	7,015	1,295	1,8%
RL-14	E-63	SE-3300	Raiz	400	14150	2400	8,508	2,673	2,1%
RL-15	E-60	SE-3300	Raiz	400	13150	2160	3,988	0,508	1,0%
RL-16	E-23	SE-3300	Raiz	400	11150	1800	7,055	4,418	1,8%
RL-17	E-29	SE-3300	Raiz	400	11150	1800	39,613	33,725	9,9%
RL-18	E-69	SE-3300	Raiz	400	17150	2500	7,848	3,685	2,0%
RL-19	E-61	SE-3100	Hélice	500	16150	1200	2,068	0,158	0,4%
RL-20	E-18A	SE-3300	Raiz	400	17150	900	2,378	1,295	0,6%
RL-21	E-23	SE-3100	Hélice	800	16150	2500	7,99	5,045	1,0%
RL-22	E-142	U-35	Hélice	400	14000	1900	3,83	1,68	1,0%
RL-23	E-193	U-33	Raiz	300	14000	1900	1,44	0,248	0,5%
RL-24	E-23	SE-3300	Raiz	400	11150	1800	17,123	13,703	4,3%
RL-25	E-684	U-32	Hélice	600	12100	1820	4,703	2,438	0,8%
RL-26	E-201	U-32	Hélice	600	12100	1200	0,975	0,14	0,2%
RL-27	E-223	U-33	Raiz	300	5000	1400	0,897	0,215	0,3%
RL-28	E-27	U-33	Raiz	300	5400	1500	2,145	0,72	0,7%
RL-29	E-223	U-33	Raiz	300	5000	1500	1,07	0,315	0,4%
RL-30	E-240	U-34	Raiz	400	11000	1100	3,928	1,425	1,0%
RL-31	E-72	U-33	Raiz	300	5000	1500	3,605	1,695	1,2%
RL-32	E-142	U-33	Raiz	300	8850	1700	1,008	0,788	0,3%

Tabela 09 – Relação de PCE executadas no empreendimento (cont.)

PCE	Estaca	Local	Tipo	Diâmetro (mm)	Comprimento (mm)	Carga Ensaio (kN)	Recalque Máximo (mm)	Recalque Residual (mm)	% recalque relação ao diâm.
RL-33	E-249	U-34	Raiz	400	15050	1700	6,078	3,705	1,5%
RL-34	E-128	U-33	Raiz	300	8850	1700	0,775	0,26	0,3%
RL-35	E-56	U-33	Raiz	300	5000	1700	6,378	2,665	2,1%
RL-36	E-148	U-31	Hélice	350	15900	1000	4,129	1,464	1,2%
RL-37	E-867	U-31	Hélice	600	17250	1750	4,475	2,305	0,7%
RL-38	E-100	U-36	Hélice	700	10650	1800	3,343	1,085	0,5%
RL-39	E-920	U-31	Hélice	600	17250	1750	2,51	0,762	0,4%
RL-40	E-564	U-31	Hélice	700	16450	1600	2,038	0,515	0,3%
RL-41	E-488	U-31	Hélice	700	18800	2700	6,938	4,035	1,0%
RL-42	E-20	U-36	Hélice	700	13650	1700	1,695	0,643	0,2%
RL-43	E-608	U-31	Hélice	700	18800	2700	7,66	3,878	1,1%
RL-44	E-201	U-34	Raiz	400	12600	1400	3,45	0,5	0,9%
RL-45	E-271	U-32	Hélice	500	14000	1300	4,903	2,843	1,0%
RL-46	E-148	U-34	Raiz	400	9800	1600	2,818	0,6	0,7%
RL-47	E-605	U-32	Hélice	600	15800	1160	3,318	1,808	0,6%
RL-48	E-92	U-34	Raiz	400	13850	1800	17,595	13	4,4%
RL-49	E-193	U-34	Raiz	400	14900	1600	3,808		1,0%
RL-50	E-45	U-34	Raiz	400	6600	1500	11,86	8,623	3,0%
RL-51	E-116	U-34	Raiz	400	7600	1600	6,23	1,685	1,6%
RL-52	E-27	U-34	Raiz	400	9600	1400	2,823	0,638	0,7%
RL-53	E-217	U-36	Hélice	600	14550	1400	2,235	0,585	0,4%
RL-54	E-80	U-34	Raiz	400	11000	1700	22,2	17,488	5,6%
RL-55	E-205	U-36	Hélice	350	12850	720	5,52	2,495	1,6%
RL-56	E-193	U-34	Raiz	400	14900	1600	4,89	0,54	1,2%
RL-57	E-161	U-34	Raiz	400	5500	1700	3,455	0,98	0,9%
RL-58	E-15	SE-3200	Raiz	400	20150	2400	20,843	15,098	5,2%
RL-59	E-32	SE-3200	Raiz	400	24150	2400	6,335	2,546	1,6%
RL-60	E-72	SE-3200	Raiz	400	20150	2400	15,223	8,84	3,8%
RL-61	E-50	SE-3200	Raiz	400	15950	1200	6,873	2,815	1,7%
RL-62	E-22	SE-3200	Raiz	400	24150	2400	8,705	2,52	2,2%
RL-63	E-709	U-32	Hélice	300	8550	300	0,898	0,45	0,3%
RL-64	E1148	U-31	Hélice	300	8550	300	2,63	1,168	0,9%
RL-65	E-431	U-32	Raiz	400	15550	1800	25,393	22,393	6,3%
RL-66	E-538	U-32	Raiz	400	15550	1800	7,89	1,548	2,0%
RL-67	EC5	U-33	Raiz	400	6550	1500	0,923	0,288	0,2%
RL-68	E-467	U-32	Raiz	400	17550	1840	5,743	2,305	1,4%
RL-69	E-449	U-32	Raiz	400	15550	1840	5,41	1,21	1,4%
RL-70	E-580	U-32	Raiz	400	16500	1840	7,695	4,218	1,9%
RL-71	E-593	U-32	Raiz	400	17550	1840	5,053	1,605	1,3%
RL-72	E-556	U-32	Raiz	400	17550	1840	7,043	3,943	1,8%
RL-73	E-398	U-32	Hélice	500	11950	840	2,605	1,28	0,5%
RL-74	E-02	SE-3400	Hélice	500	10150	800	2,02	0,84	0,4%
RL-75	EC5	U-31	Hélice	500	18500	300	5,25	2,475	1,1%
RL-76	E-82	SE-3400	Hélice	700	16150	2400	3,32	1,645	0,5%

Tabela 09 – Relação de PCE executadas no empreendimento (cont.)

PCE	Estaca	Local	Tipo	Diâmetro (mm)	Comprimento (mm)	Carga Ensaio (kN)	Recalque Máximo (mm)	Recalque Residual (mm)	% recalque relação ao diâm.
RL-77	E1206	U-31	Hélice	500	18950	1900	5,538	1,333	1,1%
RL-78	E-513	U-32	Hélice	700	12900	1840	2,088	0,715	0,3%
RL-79	EC1'	U-35	Hélice	400	11000	800	1,965	0,495	0,5%
RL-80	E-282	U-33	Raiz	400	13350	2400	2,13	1,353	0,5%
RL-81	E-256	U-33	Raiz	400	13350	1500	1,3	0,435	0,3%
RL-82	E-299	U-34	Raiz	400	13500	1500	25,926	21,113	6,5%
RL-83	E-288	U-34	Raiz	400	10000	1500	4,613	2,938	1,2%
RL-84	E-821	U-32	Hélice	500	9450	760	3,908	2,508	0,8%
RL-85	E-265	U-36	Raiz	400	17750	2400	24,84	21,238	6,2%

Ensaio de prova de carga estática são do tipo ensaio de carregamento lento. O esquema de carregamento e descarregamento respeitou as recomendações da NBR-12131/2006 (Estacas – Prova de Carga estática – Método de ensaio). Para as reações, foram executadas 4 estacas cravadas apenas para o teste, dimensionadas para resistir à carga do teste com coeficiente de segurança de 1,5. A Figura 10 (apresentada no item 2.3.1, página 48) ilustra modelo de reações e aplicação de cargas dos ensaios.

O dispositivo de aplicação de cargas para as provas de carga à compressão foram constituídos de conjunto de macacos acionados por bomba hidráulica, atuando contra um sistema de reações estável formado por vigas metálicas com resistência e rigidez compatíveis com as cargas previstas para os testes. O macaco hidráulico utilizado tem capacidade para até 200 toneladas e curso de êmbolo de 150 mm, que é superior aos deslocamentos ocorridos no sistema de reação e as estacas. Os valores das cargas aplicadas nas estacas foram controlados através de um conjunto célula de carga/indicador. O conjunto foi aferido em laboratório com emissão de certificado de aferição.

A seguir apresenta-se os ensaios selecionados neste estudo de caso, conforme metodologia detalhada posteriormente no item 4, apresentando localização, informações gerais da estaca ensaiada, quadro de cargas e representação gráfica dos resultados. Está apresentado somente informações da estaca E-288 (do grupo de estacas tipo raiz selecionadas). No “ANEXO A” desta pesquisa, encontram-se os demais ensaios selecionados.

A) Prova de Carga Estática (ensaio lento) executadas em Maciço Rochoso:

A.(1) Estaca E-288

A.(1.1) Localização:

E: 9.434,039 m

N: 11.667,869 m

A.(1.2) Informações Gerais (Tabela 10):

Tabela 10 – Informações gerais da Estaca E-288.

Estaca	Local	Φ (mm)	Φ em Rocha (mm)	Comp. (m)	Embutimento Rocha (mm)	Carga Ensaio (kN)	Recalque Máximo (mm)	Recalque Residual (mm)	% recalque e diâm.
E-288	U-34 (PIPE-RACK)	400	310	10	3000	1500	4,613	2,938	1,15%

A.(1.3) Quadro de Cargas (Tabela 11):

Tabela 11 – Quadro de Cargas da Estaca E-288.

Quadro de Cargas - E288		
Carga (kN)	Recalque Inicial (mm)	Recalque Final (mm)
150	0,065	0,07
300	0,218	0,223
450	0,538	0,548
600	0,938	0,963
750	1,383	1,418
900	1,843	1,875
1050	2,495	2,52
1200	3,053	3,088
1350	3,753	3,753
1500	4,463	4,613
1125	4,043	4,028
750	3,453	3,44
375	3,088	3,083
0	2,943	2,938

A.(1.4) Representação gráfica do ensaio realizado:

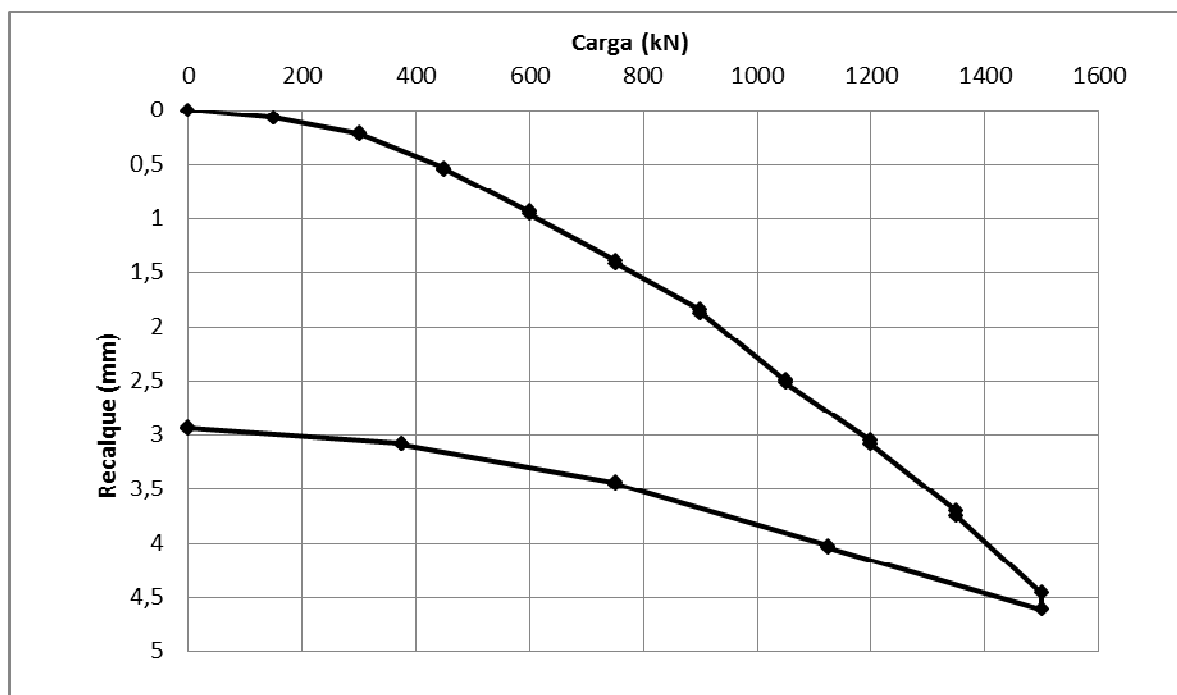


Figura 35 – Gráfico do ensaio de PCE executado na estaca E-288.

Demais informações gerais, localização, quadro de cargas e representação gráfica das estacas selecionadas encontram-se no ANEXO A.

B) Prova de Carga Estática (ensaio lento) executada em Estacas Hélice Contínua:

A seguir informações gerais, localização, quadro de cargas e representação gráfica da estaca E-204 (pertencente ao grupo de estacas tipo hélice contínua selecionadas). Demais informações das estacas selecionadas encontram-se no ANEXO B desta pesquisa.

B.(1) Estaca E-204

B.(1.1) Localização:

E: 9.356,144 m

N: 11.818,87 m

B.(1.2) Informações Gerais (Tabela 12):

Tabela 12 – Informações gerais da Estaca E-204.

Estaca	Localização	Diâmetro (mm)	Comp. (mm)	Carga Ensaio (kN)	Recalque Máximo (mm)	Recalque Residual (mm)	% recalque diam.
E-204	U-35 – PSA	500	11550	1600	11,09	8,40	2,22%

B.(1.3) Quadro de Cargas (Tabela 13):

Tabela 13 – Quadro de Cargas da Estaca E-204.

<i>Quadro de Cargas – E204</i>		
Carga (kN)	Recalque Inicial (mm)	Recalque Final (mm)
160	0,092	0,103
320	0,248	0,262
480	0,517	0,573
640	0,91	0,985
800	1,505	1,583
960	2,275	2,45
1120	3,395	3,803
1280	5,17	5,435
1440	7,068	7,445
1600	9,093	11,088
1200	10,785	10,763
800	10,285	10,248
400	9,61	9,535
0	8,545	8,403

B.(1.4) Representação gráfica do ensaio realizado (Figura 36):

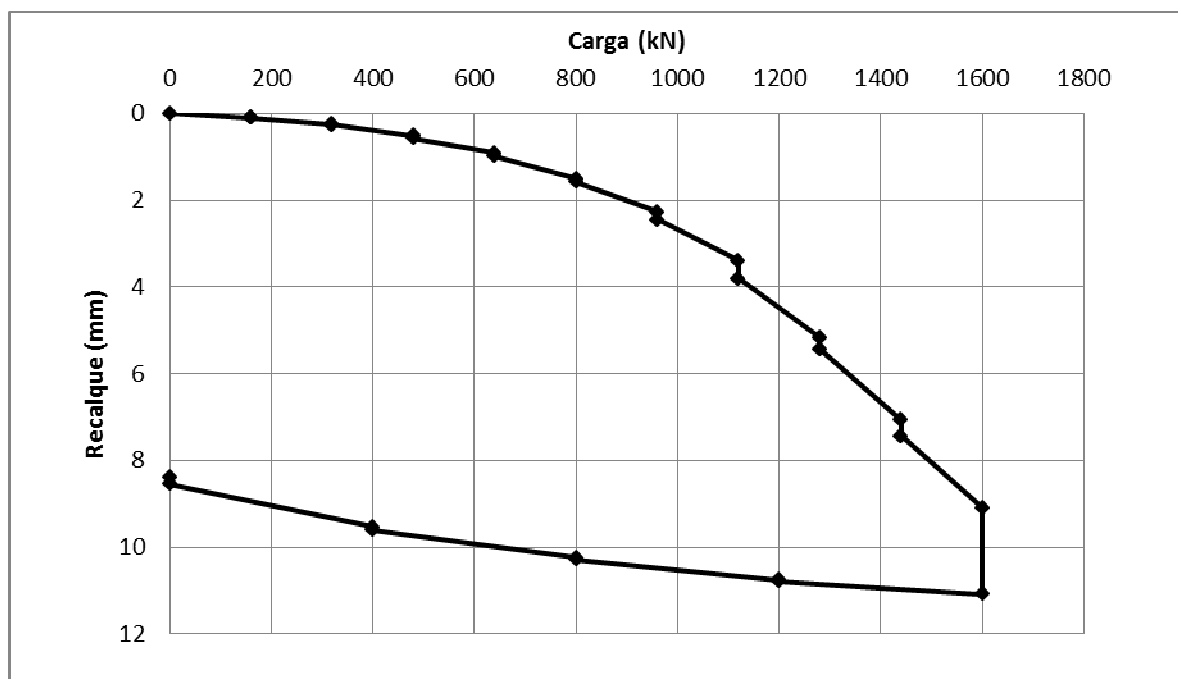


Figura 36 – Gráfico do ensaio de PCE executado na estaca E-204.

Demais informações gerais, localização, quadro de cargas e representação gráfica das estacas selecionadas encontram-se no ANEXO B.

Para os ensaios instrumentados, foram executados somente duas provas de carga em estaca hélice contínua. Ambas foram utilizadas para análise dos resultados. A seguir, todos os dados apresentados dos ensaios fornecidos pelas empresas executantes.

C.(1) Estaca Instrumentada E-95

C.(1.1) Localização:

E: 277.475,119 m (SAD 69)

N: 9.072.275,819 m (SAD 69)

C.(1.2) Informações Gerais (tabela 14):

Tabela 14 – Informações gerais da Estaca E-95.

Estaca	Localização	Diâmetro (mm)	Comp. (mm)	Carga Ensaio (kN)	Recalque Máximo (mm)	Recalque Residual (mm)	% recalque diam.
E-95	U-69 TQ	600	20000	1950	21,185	17,63	3,53%

C.(1.3) Quadro de Cargas (Tabela 15):

Tabela 15 – Quadro de Cargas da Estaca E-95.

<i>Quadro de Cargas – E95</i>		
Carga (kN)	Recalque Inicial (mm)	Recalque Final (mm)
230	0,0775	0,0825
460	0,3375	0,36
590	0,7775	0,81
920	1,3725	1,415
1150	1,9875	2,0575
1380	2,8325	2,925
1610	3,66	3,7825
1840	5,61	6
1950	8,5025	21,185
1550	20,638	20,588
1030	19,853	19,82
510	18,935	18,9
0	17,665	17,63

C.(1.4) Representação gráfica do ensaio realizado (Figura 37):

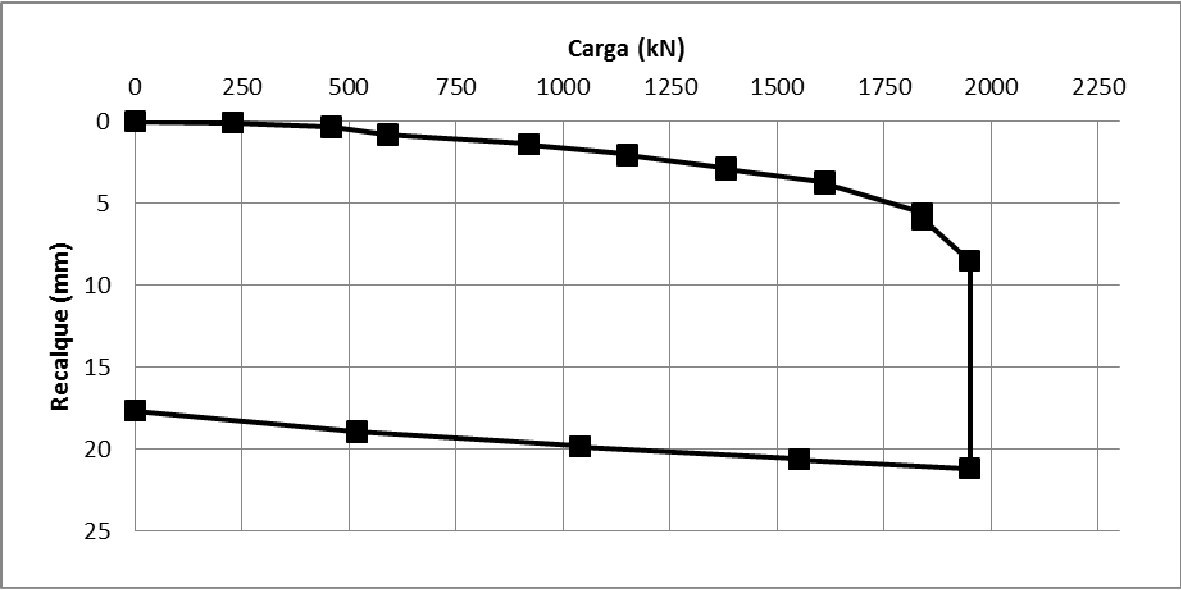


Figura 37 – Gráfico do ensaio de PCE executado na estaca E-95.

C.(1.5) Posição dos Extensômetros (Figura 38)

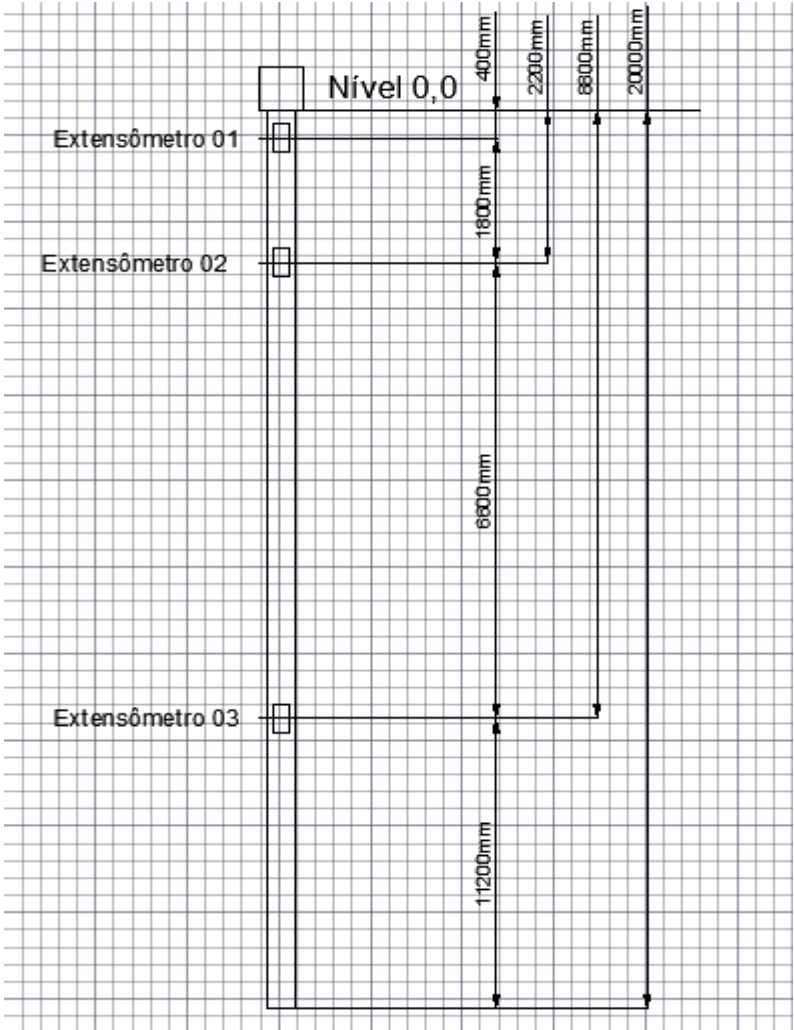


Figura 38 – Posição dos Extensômetros – Estaca E-95.

C.(1.6) Posição dos Extensômetros em função carga obtida em cada nível (Tabela 16).

Tabela 16 – Posição dos Extensômetros em função carga obtida E-95.

Profundidade (m)	Cargas (kN) nas profundidades em função da carga de topo									
0 (topo)	0	230	460	590	920	1150	1380	1610	1840	1950
-0,4	0	115	345	605	858	1107	1394	1624	1869	2057
-2,2	0	47	237	460	694	934	1209	1434	1686	1871
-8,8	0	30	103	271	496	750	1004	1202	1413	1659

C.(1.7) Posição dos Extensômetros em função do recalque obtido em cada nível (Tabela 17):

Tabela 17 – Posição dos Extensômetros em função do recalque E-95.

	Deslocamento (mm) nos Níveis			
Profundidade (m)	0 (topo)	-0,4m	-2,2m	-8,8m
0	0,000	0,000	0,000	0,000
230	0,083	0,053	0,034	0,027
460	0,360	0,270	0,175	0,151
590	0,810	0,652	0,468	0,405
920	1,415	1,191	0,913	0,798
1150	2,058	1,769	1,395	1,221
1380	2,925	2,561	2,077	1,844
1610	3,783	3,359	2,785	2,506
1840	6,000	5,512	4,837	4,509
1950	21,185	20,648	19,899	19,514
Carga no Topo (kN)				

C.(2) Estaca Instrumentada E-310.

C.(2.1) Localização:

E: 277.724,567 m (SAD 69)

N: 9.072.444,819 m (SAD 69)

C.(2.2) Informações Gerais (Tabela 18):

Tabela 18 – Informações gerais da Estaca E-310.

Estaca	Localização	Diâmetro (mm)	Comp. (mm)	Carga Ensaio (kN)	Recalque Máximo (mm)	Recalque Residual (mm)	% recalque diam.
E-310	U-62025	600	23000	230	5,35	2,55	0,90%

C.(2.3) Quadro de Cargas (Tabela 19):

Tabela 19 – Quadro de Cargas da Estaca E-310.

Quadro de Cargas – E310		
Carga (kN)	Recalque Inicial (mm)	Recalque Final (mm)
230	0,18	0,24
460	0,48	0,54
690	0,84	0,95
920	1,31	1,39
1150	1,75	1,87
1380	2,35	2,49
1610	2,95	3,14
1840	3,67	3,83
2070	4,44	4,57
2300	4,97	5,35
1640	5,27	5,19
1380	4,75	4,69
920	4,03	3,97
460	3,4	3,23
0	2,68	2,58

C.(2.4) Representação gráfica do ensaio realizado (Figura 39):

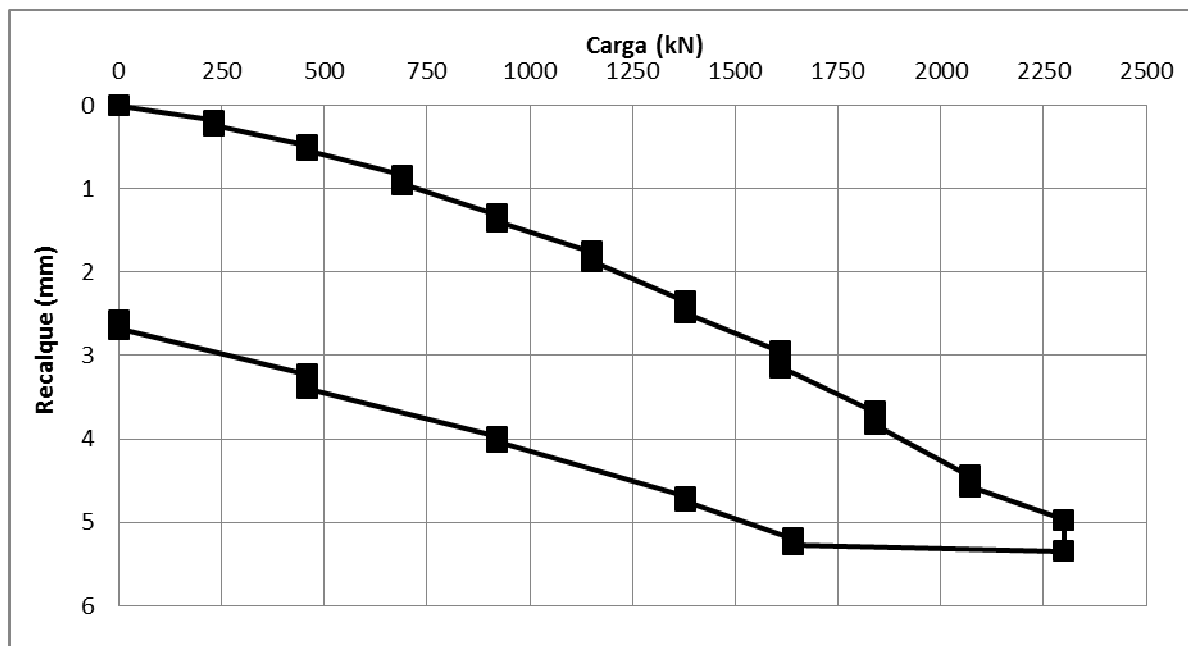


Figura 39 – Gráfico do ensaio de PCE executado na estaca E-310

C.(2.5) Posição dos Extensômetros (Figura 40):

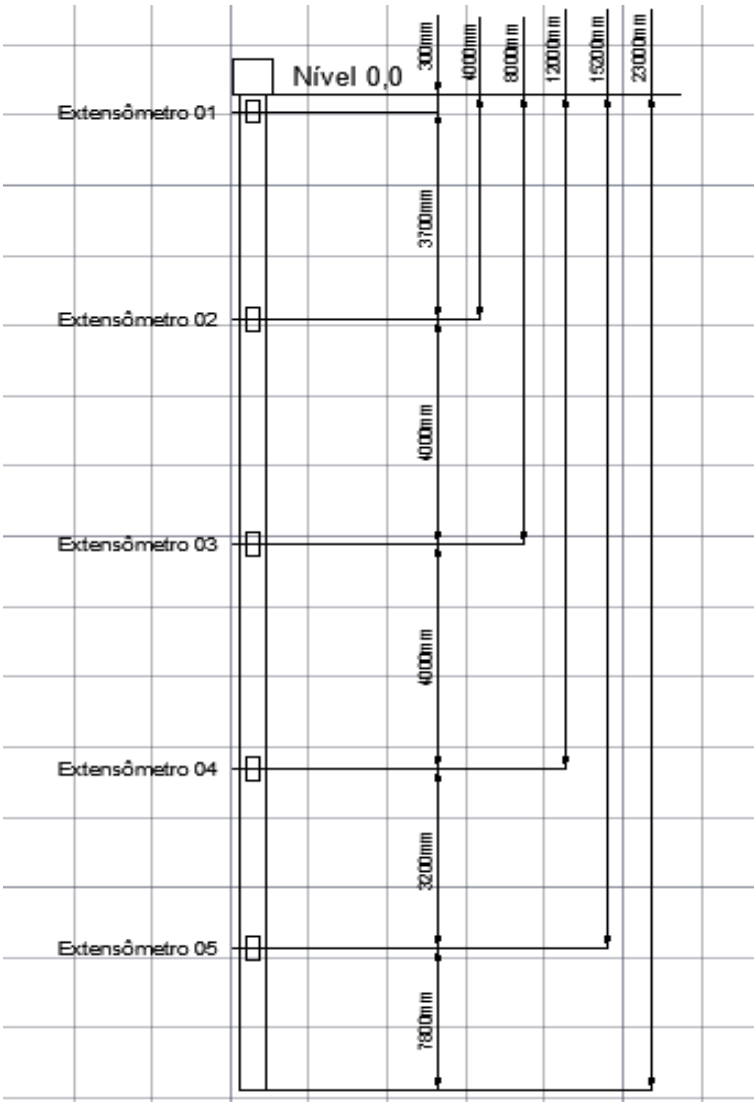


Figura 40 – Posição dos Extensômetros – Estaca E-310.

C.(2.6) Posição dos Extensômetros em função carga obtida em cada nível (Tabela 20):

Tabela 20 – Posição dos Extensômetros em função carga obtida E-310.

Profundidade (m)	Cargas (kN) nas profundidades em função da carga de topo										
	0	230	460	690	920	1150	1380	1610	1840	2070	2300
0 (topo)	0	230	460	690	905	1076	1324	1546	1799	2025	2143
-0,3	0	195	435	632	809	988	1253	1532	1769	2015	2126
-4	0	137	305	498	700	880	1137	1438	1640	1875	2030
-12	0	31	161	328	549	750	1092	1332	1603	1824	1997
-15,2	0	25	78	157	257	359	498	674	889	1044	1148

C.2.7) Posição dos Extensômetros em função do recalque obtido em cada nível (Tabela 21):

Tabela 21 – Posição dos Extensômetros em função do recalque obtido E-310.

	Deslocamento (mm) nos níveis					
Profundidade (m)	0 (topo)	-0,3m	-4m	-8m	-12m	-15,2m
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
230	0,240	0,240	0,000	0,000	0,000	0,000
460	0,540	0,540	0,26	0,07	0,000	0,000
690	0,950	0,950	0,56	0,33	0,000	0,000
920	1,390	1,390	0,97	0,71	0,26	0,000
1150	1,870	1,870	1,5	1,23	0,74	0,05
1380	2,490	2,490	1,88	1,56	0,98	0,02
1610	3,140	3,140	2,47	2,11	1,43	0,52
1840	3,830	3,830	3,19	2,8	2,08	1,1
2070	4,570	4,570	3,82	3,42	2,67	1,58
2300	5,350	5,350	4,57	4,23	3,27	2,26
Carga no Topo (kN)						

3.3.2 Sondagens Iniciais

As sondagens a percussão de referência estão apresentadas conforme Figura 41. O ensaio é do tipo SPT, para a prova de carga da estaca E-288, apresentando N_{SPT} , descrição das camadas e gráfico SPT obtido. Demais sondagens de referência, para cada estaca selecionada, encontram-se no ANEXO C desta pesquisa.

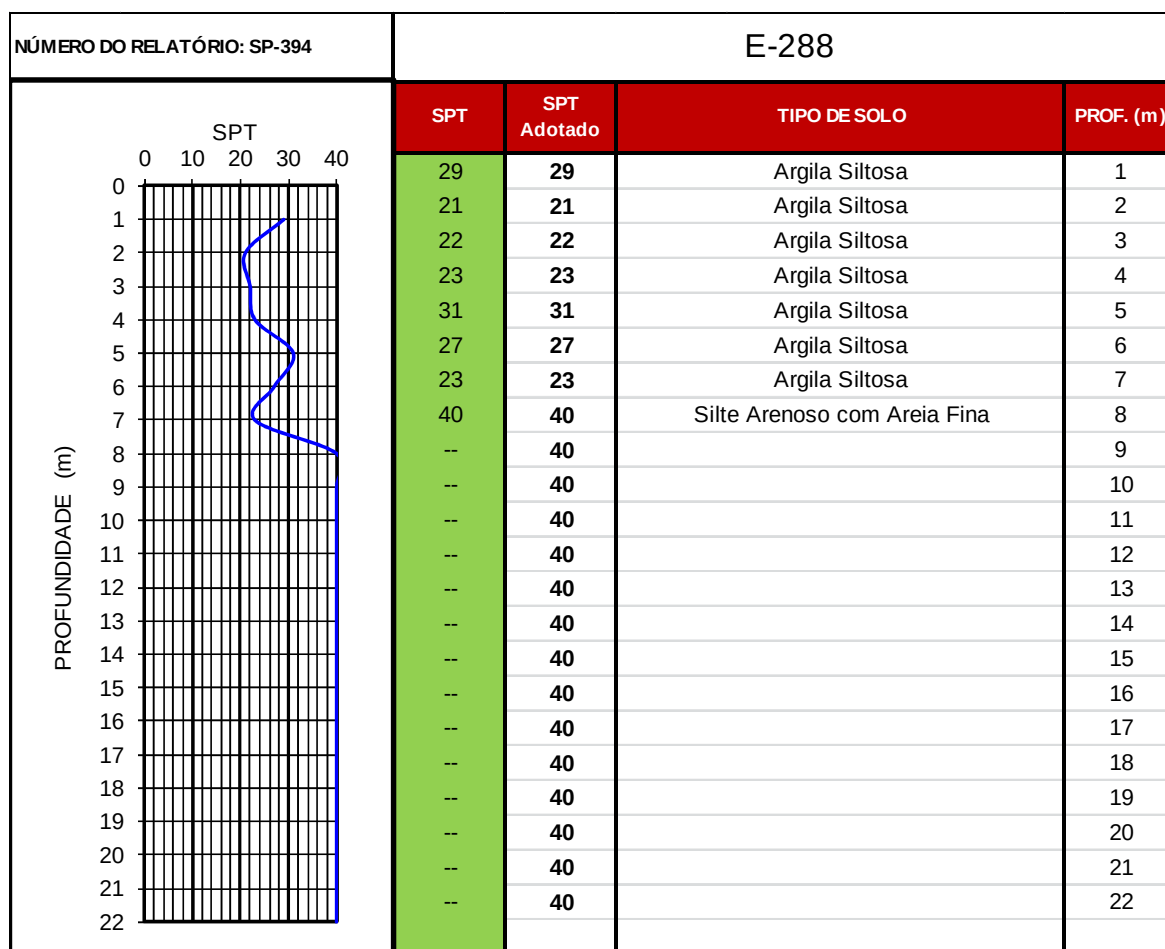


Figura 41 – Sondagem de referência da Estaca E-288.

Para referência de informações do maciço rochoso presente nas estacas tipo raiz embutidas em maciço rochoso, foram encontrados duas derivações de minerais conforme descritivo a seguir:

- i) maciço rochoso composto de rocha de coloração cinza escuro, com textura afanítica microgranular e estrutura maciça por vezes amigdalóide preenchido por quartzo e minerais carbonáticos, apresentando alto grau de faturamento. Basalto com alto grau de alteração;
- ii) maciço rochoso composto de rocha de coloração rosa avermelhado, com granulação fina composto por feldspato potássico, plagioclásio e vesículas preenchidas por carbonato. Apresenta estrutura vesicular à maciça com textura afanítica. Riólito mediantemente coerente mediantemente alterado.

As sondagens rotativas comprovam que o maciço rochoso do local, onde estava prevista a execução de estaca raiz, encontra-se entre 5 e 8 metros de profundidade em relação ao nível

0,0 do empreendimento. Regiões com presença de rocha basáltica e regiões com presença de riolito sem padronização de localização no qual não foi possível avaliar tipo de maciço existente em função da estaca executada. Foi possível avaliar que o maciço rochoso apresenta alto grau de alteração e que algumas estacas foram cravadas em basalto e outras em riolito.

As Figuras 42 e 43 ilustram os resultados de sondagem rotativa com presença de basalto e riolito, respectivamente. Nas figuras, são apresentados, entre outros descritivo, o grau de alteração e a coerência. A Figura 44 traz a legenda de siglas apresentadas nas Figuras 42 e 43.

Diâmetro da Sondagem	Nível d'água Cota (m)	Perfil Geológico	Golpes / 30 cm		Torque		DESCRIÇÃO DO MATERIAL	DESCRIÇÃO GEOOLÓGICA	Coerência	Grau de Alteração	Preenchimento	Rugosidade	Descontinuidade
			INICIAL	FINAL	MÁX	RES							
HW	10,16	(11)	—	—	—	—	0,00 - 12,60 m.: AVANÇO POR PERFURAÇÃO COM CIRCULAÇÃO DE ÁGUA.	BASALTO (ALTO GRAU DE ALTERAÇÃO)					
		(12)	—	—	—	—							
NW		(13)	—	—	—	—	12,60 - 16,00 m.: ROCHA ALTERADA DE COLORAÇÃO MARROM ESCURO, MUITO FRATURADA COM ALTO GRAU DE ALTERAÇÃO.		C4	REA			
		(14)	—	—	—	—			C4	REA			
		(15)	—	—	—	—			C4	REA			
		(16)	18	28	—	—			C4	REA			
		(17)	27	38	—	—			C4	REA			
		(18)	43	42/18	—	—	16,00 - 18,90 m.: SILTE ARGILOSO, MARROM ESCURO.	SOLO RESIDUAL PROVENIENTE DE SEQUENCIA VULCÂNICA					
		(19)	—	—	—	—							
		(20)	—	—	—	—	18,90 - 23,90 m.: ROCHA DE COLORAÇÃO CINZA ESCURO, COM TEXTURA AFANÍTICA MICROGRANULAR E ESTRUTURA MACIÇA POR VEZES AMIGDALOIDE PREENCHIDO POR QUARTZO E MINERAIS CARBONÁTICOS, APRESENTANDO ALTO GRAU DE FRATURAMENTO FRATURAS PREENCHIDAS POR QUARTZO E CARBONATOS.	BASALTO (ALTO GRAU DE ALTERAÇÃO)	C2	RAD	D3	VIII	
		(21)	—	—	—	—			C2	RAD	D3	VIII	
		(22)	—	—	—	—			C2	RAD	D3	VIII	
		(23)	—	—	—	—			C2	RAD	D3	VIII	
(24)	—	—	—	—	C2	RAD			D3	VIII			
		(25)	—	—	—	—		C1	RS	D3	VII		
		(26)	—	—	—	—		C4	REA				

Nível d'água Cota (m)	Perfil Geológico	Golpes / 30 cm		Torque		DESCRIÇÃO DO MATERIAL	DESCRIÇÃO GEOLOGICA	Coerência	Grau de Alteração	Preenchimento	Rugosidade	Descontinuidade	
		INICIAL	FINAL	MÁX	RES								
18,40 =	(11)	---	---	---	---	0,00 - 12,10 m.: PERFURADO COM AVANÇO DE ÁGUA.	RIOLITO	C2	RAD	D5	IV	E3	
	(12)	---	---	---	---	12,10-15,01 m.: ROCHA DE COLORAÇÃO ROSA AVERMELHADO, COM GRANULAÇÃO FINA COMPOSTA POR FELDSPATO POTÁSSICO, PLAGIOCLÁSIO E VESÍCULAS PREENCHIDAS POR CARBONATOS. APRESENTA ESTRUTURA VESICULAR À MACIÇA COM TEXTURA AFANÍTICA.		C2	RAD	D5	IV	E3	
	(13)	---	---	---	---			C2	RAD	D5	IV	E3	
	(14)	---	---	---	---	15,01-15,21 m.: SILTE ARENOSO MARROM AMARELADO COM PEDREGULHO.	RIOLITO	C2	RAD	D5	IV	E3	
	(15)	30/10	---	---	---			15,21-20,00 m.: ROCHA DE COLORAÇÃO ROSA AVERMELHADO, COM GRANULAÇÃO FINA COMPOSTA POR FELDSPATO POTÁSSICO, PLAGIOCLÁSIO E VESÍCULAS PREENCHIDAS POR CARBONATOS. APRESENTA ESTRUTURA VESICULAR À MACIÇA COM TEXTURA AFANÍTICA.	C4	RAM	D5	IV	
	(16)	---	---	---	---				C3	RAD	D5	IV	
	(17)	---	---	---	---	15,21-20,00 m.: ROCHA DE COLORAÇÃO ROSA AVERMELHADO, COM GRANULAÇÃO FINA COMPOSTA POR FELDSPATO POTÁSSICO, PLAGIOCLÁSIO E VESÍCULAS PREENCHIDAS POR CARBONATOS. APRESENTA ESTRUTURA VESICULAR À MACIÇA COM TEXTURA AFANÍTICA.	RIOLITO	C2	RS	D5	IV		
	(18)	---	---	---	---								
	(19)	---	---	---	---								
	(20)	---	---	---	---								

Figura 43 – Resultado de Sondagem Rotativa no Maciço de Riolito do Empreendimento.

DIÂMETRO DA SONDAGEM		NW – 3"
		HW – 4"
COERÊNCIA		GRAU DE ALTERAÇÃO
C1 – Rocha coerente	RS – Rocha sã ou praticamente sã	
C2 – Rocha medianamente coerente	RAD – Rocha medianamente alterada	
C3 – Rocha pouco coerente	RAM – Rocha muito alterada	
C4 – Rocha incoerente	REA – Rocha extremamente alterada	
PREENCHIMENTO	RUGOSIDADE	DESCONTINUIDADE (ESPAÇAMENTO – cm)
D1 – Contato litológico	Recortada I – Rugosa II – Lisa III – Polida	E1 – Muito afastadas (>200)
D2 – Venulações e veios (calcita/sílica)		E2 – Afastadas (60 a 200)
D3 – Paredes com alteração incipiente	Ondulada IV – Rugosa V – Lisa VI – Polida	E3 – Medianamente afastadas (20 a 60)
D4 – Paredes alteradas		E4 – Próximas (6 a 20)
D5 – Paredes alt. c/ preenchimento	Plana VII – Rugosa VIII – Lisa IX – Polida	E5 – Muito próximas (<6)

Figura 44 – Legenda de siglas para resultados das sondagens rotativas.

4. METODOLOGIA

4.1 CRITÉRIO DE AMOSTRAGEM DOS ENSAIOS ANALISADOS

Antes de apresentar as 4 metodologias utilizadas para analisar os ensaios de prova de carga estática, segue critério utilizado para selecionar os ensaios estudados.

Como não obteve-se o valor de ruptura final dos 85 ensaios executados, pois praticamente nenhum ensaio chegou ao rompimento, foi adotado como referência recalques em relação ao diâmetro. Valores de referência desta pesquisa, em função do recalque obtido em relação ao diâmetro da estaca, serão considerados valores baixos em recalques inferiores a 2%, intermediários entre 2 e 3% e satisfatórios para melhor análise a partir dos métodos de extrapolação com recalque superiores a 3%.

A Tabela 22 representa valores obtidos em função dos recalques encontrados para a população dos 85 ensaios executados no empreendimento.

Tabela 22 – Ensaios de PCE executados em função do recalque obtido.

Intervalo de Recalque em relação ao diâmetro (PCE)	Frequência (quantidade)	Frequência em %	Frequência Acumulada	Frequência Acumulada em %
0 a 1%	47	55%	47	55%
1,1 a 2%	22	26%	69	81%
2,1 a 3%	7	8%	76	89%
Acima de 3%	9	11%	85	100%
TOTAL	85	100%		

Apesar da grande quantidade de provas de carga executadas, a amostragem mostra-se bastante reduzida quando são eliminados recalques inferiores a 2% em relação ao diâmetro (valor não satisfatório para melhor análise a partir dos métodos de extrapolação conforme adotado nesta metodologia). Esta característica dificultou o processo de seleção dos ensaios a serem analisados.

A Tabela 23 mostra a distribuição de recalques por frequência (quantidade) em relação ao diâmetro, obtidos nas estacas tipo raiz executadas em maciço rochoso.

Tabela 23 – Resultados dos ensaios de PCE em estaca raiz – frequência de recalques em função do diâmetro das estacas.

Intervalo de recalque em relação ao diâmetro	Frequência (quantidade)	Frequência (%)	Frequência Acumulada	Frequência Acumulada (%)
0 a 1%	20	39%	20	39%
1,1 a 2%	16	31%	36	71%
2,1 a 3%	6	12%	42	82%
Acima de 3%	9	18%	51	100%
TOTAL	51	100%		

Do universo de 85 PCE, 51 foram executadas em estaca tipo raiz. Destas somente 9 (18%) apresentaram recalques superiores a 3% (valor satisfatório para melhor análise a partir dos métodos de extrapolação conforme adotado nesta metodologia).

Dos 9 ensaios com recalque superior a 3%, 7 foram eliminados no início do processo de seleção. Os Ensaios eliminados ocorreram em pontos isolados do empreendimento, sem padronização de valores de recalque em relação aos ensaios em estacas próximas executadas, demonstrando possíveis de problemas durante o procedimento da prova de carga, ou seja, problemas de integridade/execução da estaca ensaiada ou demais desvios técnicos.

Diante disso, este estudo adotou o seguinte critério de seleção dos ensaios:

- i) provas de carga estáticas executadas na mesma região, edificação ou base selecionada, com mesma ordem de grandeza de recalques; e
- ii) os maiores recalques, em relação ao diâmetro, das regiões selecionadas.

Após a análise da Tabela 23, a Tabela 24 resume as informações dos ensaios selecionados em duas regiões do empreendimento (U-33 e U-34). As estacas analisadas possuem mesmo diâmetro com embutimento em rocha variando de 2,0 a 3,0 m.

Tabela 24 – Informações gerais das estacas raiz selecionadas.

Estaca	Local	Diâm. (mm)	Diâm. em rocha (mm)	Comp. (mm)	Embutimento em rocha (mm)	Carga do ensaio (kN)	Recalque máximo (mm)	Recalque residual (mm)	% recalque diâm.
E-288	U-34	400	310	10000	3000	1500	4,613	2,938	1,15%
E-116	U-34	400	310	8000	2000	1600	6,23	1,685	1,56%
E-45	U-34	400	310	7000	2000	1500	11,86	8,623	2,97%
E-92	U-34	400	310	13500	3000	1800	17,595	13	4,40%
E-80	U-34	400	310	11000	3000	1700	22,2	17,488	5,55%
E-27	U-33	400	310	5500	2000	1500	2,145	0,72	0,54%
E-72	U-33	400	310	5000	2000	1500	3,605	1,695	0,90%
E-56	U-33	400	310	5000	2000	1500	6,378	2,665	1,59%

Durante a seleção das PCE executadas em estaca hélice, observou-se que os números de ensaios são reduzidos e apresentaram recalques também inferiores em relação às estacas raízes. A quantidade de estacas hélice continua executadas no empreendimento e os critérios técnicos de amostragem da NBR-6122/2010 contribuíram para o número reduzido de ensaios. A Tabela 25 resume os resultados de recalque obtidos nas estacas tipo hélice contínua executadas em maciço terroso em função dos recalques observados.

Tabela 25 – Resultados dos ensaios de PCE em estaca tipo hélice contínua – recalques em função do diâmetro das estacas.

Intervalo de recalque em relação ao diâmetro	Frequência (quantidade)	Frequência (%)	Frequência acumulada	Frequência acumulada (%)
0 a 1%	27	79%	27	79%
1,1 a 2%	6	18%	33	97%
2,1 a 3%	1	3%	34	100%
Acima de 3%	0	0%	34	100%
TOTAL	34	100%		

Os dados da Tabela 25 revelam que 97% dos ensaios apresentaram valores de recalque inferiores a 2% (valor não satisfatório para melhor análise a partir dos métodos de extrapolação, conforme adotado nesta metodologia).

Após a análise dos dados, a Tabela 26 resume as informações dos ensaios selecionados em duas regiões do empreendimento (U-31 e U-35). Observa-se que as estacas tipo hélice contínua analisadas possuem localização, espessura e comprimentos distintos. Apesar de somente um ensaio possuir recalque superior a 2% em relação ao diâmetro, estudo dos mesmos proporcionou discussões positivas, conforme apresentado no capítulo 5 (resultados).

Tabela 26 – Informações gerais das estacas tipo hélice contínua selecionadas.

Estaca	Local	Diâm. (mm)	Comp. (mm)	Carga do ensaio (kN)	Recalque máximo (mm)	Recalque residual (mm)	% recalque diâm.
E-204	U-35	500	11550	1600	11,088	8,403	2,22%
E-191	U-35	350	11850	900	5,525	3,388	1,58%
E-148	U-31	350	15900	1000	4,219	1,464	1,21%
E-608	U-31	700	18800	2700	7,66	3,878	1,09
E-1206	U-31	500	18950	1900	5,538	1,333	1,11%

4.2 CARGA DE RUPTURA - MÉTODOS

Com o objetivo de avaliar os resultados e os melhores métodos para a estimativa da carga de ruptura final a partir de extrapolação da curva carga x recalque, foi seguida como metodologia a sequência de análises:

- i) amostragem das PCE executadas;
- ii) estimativa da carga de ruptura através dos métodos de extrapolação;
- iii) estimativa da ruptura em estaca com rompimento.

4.2.1 Amostragem das Provas de Carga Executadas

Como critério de amostragem, foram utilizados a totalidade de ensaios de provas de carga estática selecionadas tanto para análise do em estaca raiz quanto na análise em estaca hélice contínua (ensaios das Tabelas 24 e 26).

4.2.2 Estimativa de Ruptura Através dos métodos de Extrapolação

Para a estimativa de ruptura, foram empregados os métodos de extrapolação apresentados no item 2.4.4. Esta análise permitiu avaliar a dispersão e a variação de resultados de cada método e, assim, avaliar quais deles possuem uma menor variação nos resultados. Os métodos empregados foram:

- i) Método da Rigidez (1996);
- ii) Método de Chin-Kondner (1971);
- iii) Método de Davisson (1972);
- iv) Método da NBR-6122/2010;
- v) Método de Brinch-Hansen 80% (1963);
- vi) Método de Beer (1967);
- vii) Método Van Der Veen (1953);
- viii) Método de Mazurkiewicz (1972);
- ix) Método Butler & Roy (1977);
- x) Método de Terzaghi (1943).

4.2.3 Estimativa de ruptura em estaca com rompimento

Tomando-se como referência a estimativa de ruptura na estaca E-95 (estaca que chegou ao rompimento), foi possível avaliar qual ou quais métodos de extrapolação podem ser considerados mais recomendados para este estudo de caso.

Com o objetivo de analisar conjuntamente os resultados, neste estudo são apresentados gráficos para distinguir a dispersão e a variação de ruptura nas estacas embutidas em maciço rochoso (estacas tipo raiz) e nas estacas executadas em maciço terroso (estacas hélice continua).

4.3 MACIÇO ROCHOSO – ESTACA RAIZ

A fim de avaliar o comportamento mecânico de interação estaca raiz x maciço rochoso, adotou-se a seguinte metodologia:

- i) estimativa da carga de ruptura por meio de métodos de extrapolação selecionados;
- ii) separação das parcelas de resistência lateral e de ponta através da extrapolação;
- iii) ruptura e separação das parcelas com métodos semi-empíricos (BRASFOND, 1991); DAVID CABRAL, 1986; e DÉCOURT, 1998);
- iv) análise comparativa dos métodos utilizados para a ruptura e resistência lateral/ponta do maciço rochoso;
- v) proposta de N_{SPT} equivalente e coeficiente α e β (DÉCOURT, 1998) para o conjunto maciço rochoso/estaca raiz;
- vi) proposta de relação direta entre a resistência à compressão do maciço rochoso com as resistências unitárias lateral e de ponta.

4.3.1 Estimativa de Ruptura através dos Métodos de Extrapolação Selecionados

Segundo Aoki & Alonso (1991), o grupo de métodos que parte do ajuste do gráfico resultante do ensaio - a uma curva com formulação conhecida (hiperbólica, no método de Chin-Kondner (1971); exponencial, no método de Van der Veen (1953); e parabólica, no método de Mazurkiewiez (1972) - consiste nos que mais se aproximam da recomendação de utilizar a interpretação a partir de formulação matemática, tornando-os os mais utilizados e recomendados. No entanto, não fica eliminada a interpretação pessoal.

A partir dos os ensaios selecionados, conforme apresentado no item 4.1 e a citação de Aoki & Alonso (1991) do parágrafo anterior, foi utilizada a média dos valores de ruptura fornecidos pelos métodos de extrapolação - da curva carga x recalque - de Chin-Kondner (1971), Van der Veen (1953), Mazurkiewiez (1972) e do Método da Rigidez (Décourt (1996).

4.3.2 Separação das Parcelas de Resistência Lateral e de Ponta através dos Métodos de Extrapolação

Para separação das contribuições da resistência lateral e da resistência de ponta, foi utilizado o método de extrapolação da Rigidez elaborado por Decourt (2008). Como segundo método para tal estimativa, foi utilizado o valor de ruptura final obtido pelo método de Van der Veen

(1953) e, como sua contribuição de resistência lateral, o valor da carga obtida a 1% do recalque em relação ao diâmetro da estaca - do ensaio de prova de carga estática.

4.3.3 Ruptura e Separação das Parcelas de Resistência Lateral e de Ponta Através dos Métodos Semi-empíricos

Com o objetivo de comparar os resultados dos métodos de extrapolação, foram calculados os valores de capacidade de carga, com contribuições de resistência lateral e de ponta a partir dos métodos semi-empíricos usualmente empregados no dimensionamento de estacas raiz. São eles: Décourt (1998), Brasfond (1991) e David Cabral (1986).

Foram também separadas a contribuição de resistência obtida somente pelo solo (atrito lateral do conjunto estaca-solo), resistência lateral obtida somente na presença do maciço rochoso (atrito lateral do conjunto estaca-rocha) e contribuição de ponta obtido pelo maciço rochoso (resistência de ponta apoiada na rocha).

4.3.4 Análise Comparativa dos Métodos Utilizados para Ruptura e Resistência Lateral / Ponta do Maciço Rochoso

Para análise dos resultados de ruptura, a média dos valores obtidos através dos métodos de extrapolação (item 4.2.1) foram comparadas com os valores obtidos nos métodos semi-empíricos de dimensionamento de estaca tipo raiz (item 4.2.3).

Focando na análise da resistência lateral e resistência de ponta da interação estaca raiz x maciço rochoso, foram consideradas as relações apresentadas nas Equações 50 a 52.

$$PR = PL + PP \quad \text{Equação (50)}$$

$$PL = PL_{\text{solo}} + PL_{\text{rocha}} \quad \text{Equação (51)}$$

$$PP = \text{Ponta no maciço Rochoso} \quad \text{Equação (52)}$$

Onde:

PR = valor de ruptura obtido na média de valores dos métodos de Chin-Kondner (1971), Van der Veen (1953), Mazurkiewicz (1972) e da Rigidez (1996);

PL = primeira simulação com valor obtido no método da Rigidez (2008) e segunda simulação com valor obtido no método VDV 1%;

PL_{solo} = valor obtido nos métodos semi-empíricos de Brasfond (1991), David Cabral (1986) e Décourt (1978) somente para o trecho em solo;

PL_{rocha} = PL-PL_{solo};

PP = PR – PL.

Como resultados, obteve-se isoladamente a resistência lateral e resistência de ponta da interação estaca raiz x maciço rochoso. Dividindo-se as cargas obtidas (em kN) pela área lateral de contato e área de ponta, respectivamente, obtem-se resistência lateral e de ponta da interação em kN/m².

4.3.5 Proposta de N_{SPT} Equivalente e Coeficientes α / β (Décourt, 1998) para o Conjunto Maciço Rochoso / Estaca Raiz

Com os valores de resistência lateral e de ponta da interação estaca raiz x maciço rochoso, obtidos conforme o item 4.2.4, foi possível estimar os valores típicos e parâmetros da resistência da interação das fundações no local do empreendimento estudado. Este estudo propôs duas alternativas:

i) A primeira foi obter o N_{SPT} equivalente da interação estaca x rocha - separando em N_{SPT} rocha lateral e N_{SPT} rocha em ponta. A metodologia adotada para obtenção dos valores a partir das fórmulas dos métodos semi-empíricos para resistência lateral são apresentadas nas Equações 53 a 55.

$$r'L = 10 \cdot \left(\frac{N}{3} + 1 \right) \cdot \beta \quad [\text{a partir de Décourt (1998)}] \quad \text{Equação (53)}$$

$$r'L = \beta \cdot N_{SPT}^{MED} \quad [\text{a partir de Brasfond (1991)}] \quad \text{Equação (54)}$$

$$r'L = \sum \beta_0 \cdot \beta_1 \cdot N_{SPT} \quad [\text{a partir de David Cabral (1986)}] \quad \text{Equação (55)}$$

Onde:

$r'L$ = valores de resistência lateral (em kN/m²) obtidos para a interação estaca raiz x maciço rochoso, conforme item 4.2.4;

β, β_0, β_1 = constantes obtidas nos seus respectivos métodos semi-empíricos.

Isolando o valor de N para cada método, obteve-se o N_{SPT} rocha lateral para a interação.

A partir das fórmulas dos métodos semi-empíricos para resistência de ponta obteve-se o N_{SPT} equivalente para esta interação, utilizando o mesmo critério da interação estaca-rocha da resistência lateral estimada. A metodologia adotada para obtenção dos valores a partir das fórmulas dos métodos semi-empíricos para resistência de ponta são apresentadas nas Equações 56 a 58.

$$r'p = K \cdot N \cdot \alpha \quad [\text{a partir de Décourt (1998)}] \quad \text{Equação (56)}$$

$$r'p = \alpha \cdot N_{SPT,P}^{MED} \quad [\text{a partir de Brasfond (1991)}] \quad \text{Equação (57)}$$

$$r'p = \beta_0 \cdot \beta_2 \cdot N_p \quad [\text{a partir de David Cabral (1986)}] \quad \text{Equação (58)}$$

Onde:

$r'p$ = valores de resistência de ponta (em kN/m²) obtidos para a interação estaca raiz x maciço rochoso, conforme item 4.2.4;

$K, \alpha, \beta_0, \beta_2$ = constantes obtidas nos seus respectivos métodos semi-empíricos.

Isolando o valor de N para cada método, obteve-se assim o N_{spt} rocha ponta para a interação.

ii) A segunda alternativa considerou o valor de $N_{SPT}=40$ para o maciço rochoso. A partir disso, foram calculados os coeficientes α e β (utilizados no método semi-empírico de Décourt (1998))

para a interação estaca raiz x maciço rochoso do empreendimento analisado). As formulações empregadas nesta análise consistiram nas Equações 59 a 62.

$$\frac{P_L}{S_L} = \beta \cdot r'_L \quad \text{Equação (59)}$$

$$\frac{P_p}{S_p} = \alpha \cdot r'_p \quad \text{Equação (60)}$$

$$r'_p = K \cdot N \quad \text{Equação (61)}$$

$$r'_L = 10 \cdot \left(\frac{N}{3} + 1 \right) \quad \text{Equação (62)}$$

Onde:

$\frac{P_L}{S_L}$ = valor de resistência lateral (em kN/m²) obtidos para a interação estaca raiz x maciço rochoso, conforme item 4.2.4, a partir dos resultados obtidos com a utilização do método semi-empírico de Décourt (1998);

$\frac{P_p}{S_p}$ = valor de resistência de ponta (em kN/m²) obtidos para a interação estaca raiz x maciço rochoso, conforme item 4.2.4, a partir dos resultados obtidos com a utilização do método da Rigidez (2008);

K = constante obtida no método de Décourt (1998);

N = 40, conforme esta proposta.

Isolando os coeficientes α e β , obteve-se seus valores em função da estaca analisada.

4.3.6 Proposta de Relação Direta Entre Resistência à Compressão do Maciço Rochoso com Resistências Lateral e de Ponta da Interação Estaca Raiz x Maciço Rochoso

Conforme descrito no referencial teórico deste estudo (item 2.2), as principais referências sobre comportamento mecânico de maciço rochoso levam em consideração as relações quanto à resistência à compressão do mesmo.

Como proposta, esta metodologia teve como objetivo obter as constantes relacionando diretamente o valor da compressão simples do maciço rochoso com a resistência lateral e de ponta obtidos na interação estaca raiz x maciço rochoso, conforme apresentado nas Equações 63 e 64.

$$r'_L = \delta_L \cdot R_C \quad \text{Equação (63)}$$

$$r'_p = \delta_p \cdot R_C \quad \text{Equação (64)}$$

Onde:

r'_L = valores de resistência lateral (em kN/m²) obtidos para a interação estaca raiz x maciço rochoso, conforme item 5.2.4;

r'_p = valores de resistência de ponta (em kN/m²) obtidos para a interação estaca raiz x maciço rochoso, conforme item 5.2.4;

R_C = resistência à compressão do maciço rochoso (kN/m²) obtida por meio de ensaio de resistência à compressão simples;

Os coeficientes δ_L e δ_p foram isolados e obtidos, assim, valores típicos para a interação estaca raiz x maciço rochoso do empreendimento estudado.

Em conformidade com a ABNT NBR 5739/2007, foram extraídas 2 amostras do maciço rochoso de formação basáltica - do local do empreendimento. As mesmas foram extraídas horizontalmente (perpendicular ao comprimento das estacas), com a utilização serra copo, em escavações executadas na proximidade das estacas do grupo da U-33 (Figura 45).



Figura 45 - Amostra de rocha basáltica extraída para ensaio de resistência à compressão simples.

As dimensões das amostras de rocha são apresentadas na Tabela 27.

Tabela 27- Dimensões das amostras de rocha.

Amostra	Comprimento (mm)	Diâmetro (mm)
01	64,00	23,70
02	61,4	23,97

O processo de coleta das amostras de rocha foi dificultado pois o maciço rochoso da região possui um alto grau de fragmentação, conforme sondagem rotativas apresentada no item 3.3.2. Foram necessárias várias tentativas para coletar amostras homogêneas. A Figura 46 demonstra o grau fragmentação das amostras de rocha tipo riolito (próximo às estacas do grupo U-34) observada no empreendimento de estudo.



Figura 46 – Amostras fraturadas de rocha tipo riolito.

As duas amostras de rocha basáltica foram submetidas a ensaios de resistência à compressão simples (Figuras 47 e 48).



Figura 47 – Ensaio de resistência a compressão simples da amostra 01 de rocha basáltica.



Figura 48 – Amostra 02 de rocha basáltica após rompimento no ensaio de compressão simples

Os ensaios de resistência à compressão simples foram executados no canteiro de obra do empreendimento por uma empresa especializada sub-contratada o qual realizou estes ensaios para o controle tecnológico de concreto. A forma de rompimento (Figura 48) foi satisfatória para ambos os ensaios conforme recomendações da NBR 5739/2007.

4.4 ANÁLISE EM ESTACA HÉLICE CONTÍNUA

As estacas tipo hélice contínua, devido aos seus aspectos executivos e limite de torque aplicado pela perfuratriz durante procedimento, podem ser executadas somente em solo. Diante disto, esta análise avaliou a resistência mecânica da interação estaca hélice contínua x maciço terroso. A estimativa de ruptura e a separação da resistência lateral e resistência de ponta a partir dos métodos semi-empíricos e métodos de extrapolação estão apresentados. Com as estimativas, foram analisados os resultados obtidos nos métodos semi-empíricos e de extrapolação e estimados os coeficientes α e β , utilizados no método semi-empírico de Décourt (1998).

A sequência de análises empregadas nesta abordagem consistiu em:

- i) estimativa de carga de ruptura através de métodos de extrapolação selecionados;
- ii) separação das parcelas de resistência lateral e de ponta através da extrapolação;
- iii) ruptura e separação das parcelas com métodos semi-empíricos;
- iv) análise comparativa dos métodos utilizados para a ruptura e resistências lateral média e de ponta do solo analisado;

- v) estimativa dos coeficientes α e β (Decourt, 1998) para a interação estaca hélice x solo do complexo industrial de Suape.

4.4.1 Estimativa de Ruptura Através do Método de Extrapolação Seleccionados

Foram utilizados nesta metodologia os métodos da Rigidez, elaborado por Décourt (1996), e o método de Van der Veen (1953) para estimativa de carga de ruptura por meio dos métodos de extrapolação da curva carga versus recalque obtidos nos ensaios de prova de carga estática. Os valores serão utilizados para auxiliar as estimativas de separação das contribuições de resistência lateral e resistência de ponta da interação estaca x solo.

4.4.2 Separação das parcelas de Resistência Lateral e de Ponta através dos Métodos de Extrapolação

As contribuições da resistência lateral e resistência de ponta foram estimadas a partir do método da Rigidez, atualizado por Décourt em 2008. Tais resultados foram utilizados para a análise comparativa com demais métodos e para estimativa dos coeficientes α e β utilizados no método semi-empírico de Décourt (1998).

Para os demais critérios de estimativas de contribuição do atrito lateral e resistência de ponta, foi adotado como resultado de ruptura, aquele obtido do método de extrapolação de Van der Veen (1953) e, como contribuição lateral, o valor da carga obtida a 1% do recalque, em relação ao diâmetro da estaca, da curva carga versus recalque do ensaio de prova de carga estática. A diferença entre o valor de ruptura final e a resistência lateral é o valor da resistência de ponta estimada. Adiciona-se a este método a divisão de contribuição por atrito lateral, considerando ruptura por Van der Veen (1953) com a carga obtida a 2% do recalque, em relação ao diâmetro da estaca, da curva carga versus recalque do ensaio de prova de carga estática. A Figura 49 demonstra aplicação ilustrativa desta metodologia utilizando Van der Veen (1953) com 1% de recalque.

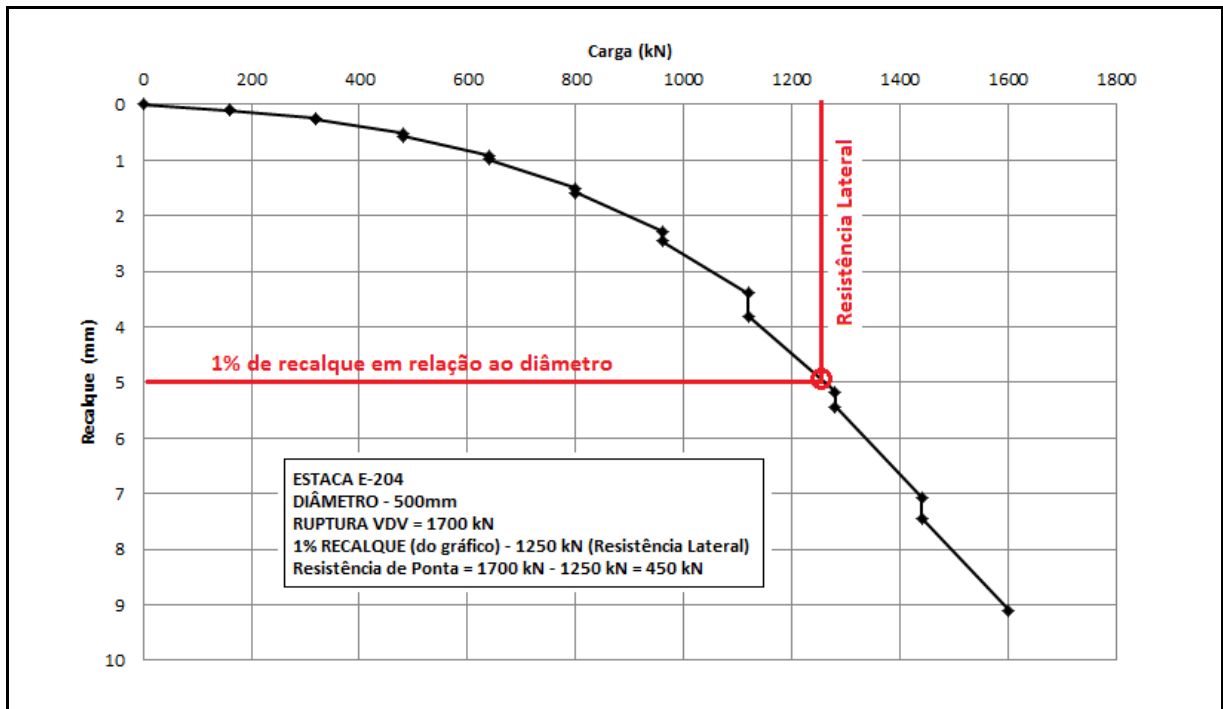


Figura 49 – Demonstração Ilustrativa da Separação de Resistência Lateral e Ponta por Van der Veen (1953) 1%.

4.4.3 Ruptura e Separação das Parcelas de Resistência Lateral e de Ponta através dos Métodos Semi-empíricos

A fim de realizar uma comparação dos resultados dos métodos de extrapolação, foram calculados os valores de capacidade de carga, com contribuições de resistência lateral e de ponta através dos métodos semi-empíricos de dimensionamento utilizados tradicionalmente para dimensionamento de estacas tipo hélice contínua. São eles: Aoki & Veloso (1975) e Décourt (1998).

Foram separadas a contribuição de resistências de atrito lateral do contato estaca-solo (resistência lateral) e contribuição de ponta do contato direto entre a ponta da estaca e o solo (resistência de ponta) na aplicação dos dois métodos.

4.4.4 Análise Comparativa dos Métodos Utilizados para Resistência Lateral Média e de Ponta da Interação Analisada

Para análise da resistência lateral e resistência de ponta da interação estaca Hélice x solo, foram consideradas as relações apresentadas nas Equação 65.

$$PR = PL + PP$$

Equação (65)

PL= resistência lateral da interação solo x estaca hélice;

PP= resistência de ponta da interação solo x estaca hélice.

Onde:

PR = valor de ruptura obtido no Método da Rigidez (1996) quando analisados PL e PP através do também Método da Rigidez (2008) e Método Van der Veen (1953) quando analisados PL e PP através dos métodos de Van der Veen 1% e 2% (resultados em kN);

PL = primeira simulação com valor obtido no Método da Rigidez (2008); segunda simulação com valor obtido no Método VDV 1%; e terceira simulação com valor obtido no Método VDV 2% (em KN);

PP = diferença entre PR e PL ($PP = PR - PL$).

Como resultados, obteve-se a resistência lateral e a resistência de ponta da interação estaca hélice x maciço terroso. Dividindo-se as cargas obtidas pela área lateral de contato e área de ponta, obteve-se a resistência lateral média e de ponta da interação, respectivamente.

4.4.5 Estimativa dos Coeficientes α e β (Décourt, 1998) para a Interação Estaca Hélice x Solo do complexo Industrial e Portuário de Suape

A partir dos valores de resistência lateral e de ponta da interação estaca hélice contínua x maciço terroso obtidos conforme item 4.3.4, obteve-se os valores típicos e parâmetros da resistência da interação do empreendimento estudado.

Para o cálculo dos coeficientes α e β - do método de Décourt (1998) - para a interação da estaca hélice contínua x maciço terroso do empreendimento estudado, seguiu-se a metodologia –a partir das fórmulas propostas por Décourt (1998) – apresentadas nas Equações 66 a 69.

$$\frac{P_L}{S_L} = \beta . r'_L \quad \text{Equação (66)}$$

$$\frac{P_p}{S_p} = \alpha . r'_p \quad \text{Equação (67)}$$

$$r'_p = K . N \quad \text{Equação (68)}$$

$$r'_L = 10 . \left(\frac{N}{3} + 1 \right) \quad \text{Equação (69)}$$

Onde:

$\frac{P_L}{S_L}$ = valor de resistência lateral (em kN/m²) obtidos para a interação estaca hélice contínua x maciço terroso, conforme item 4.3.4, em relação aos resultados utilizando três hipóteses adotadas (Método da Rigidez (2008), Método Van der Veen (1953) com 1%, e Método Van der Veen (1953) com 2%);

$\frac{P_p}{S_p}$ = valor de resistência de ponta (em kN/m²) obtidos para a interação estaca hélice contínua x maciço terroso, conforme item 4.3.4, em relação aos resultados utilizando três hipóteses adotadas (Método da Rigidez (2008), Método Van der Veen (1953) com 1%, e Método Van der Veen (1953) com 2%);

K = constante obtida no método de Décourt (1998);

N = N_{SPT} lateral médio para estimativa da resistência lateral e N_{SPT} do contato entre a ponta da estaca e o solo para estimativa de resistência de ponta.

Isolando-se os coeficientes α e β obteve-se os seus valores em função da estaca analisada.

4.5 INSTRUMENTAÇÃO – ESTACA HÉLICE CONTÍNUA

Para a análise das provas de carga instrumentadas, o principal objetivo foi analisar e apresentar os resultados de resistência lateral, em kN/m², para as camadas de solos avaliadas.

Foram utilizados os dois ensaios executados no empreendimento de estudo, sem a possibilidades de seleção em virtude do universo reduzido de ensaios. Não foi possível a análise da resistência de ponta através da instrumentação, uma vez que não foram instalados extensômetros elétricos próximos à ponta das estacas das duas provas de cargas analisadas.

Na realização desta análise foram executadas as etapas:

- i) estimativa de carga de ruptura através de métodos de extrapolação selecionados;
- ii) obtenção da resistência lateral a partir das leituras dos extensômetros elétricos;
- iii) estimativa de resistência lateral através dos métodos semi-empíricos;
- iv) comparação dos resultados da instrumentação com os métodos semi-empíricos (por camada);
- v) estimativa do coeficiente β (Décourt, 1998) para a interação estaca tipo hélice contínua x solo das estacas instrumentadas.

4.5.1 Estimativa de Ruptura através dos Métodos de Extrapolação Selecionados

Para a análise e estimativa de ruptura dos ensaios instrumentados, foram utilizados duas metodologias em função dos resultados obtidos no ensaio:

- i) analisando a curva carga versus recalque da PCE da estaca E-95 - que chegou ao rompimento durante sua execução - observou-se uma curva típica de rompimento para carga de 1950 kN (Figura 37). Este foi o valor de ruptura utilizado para análises seguintes.
- ii) a interpretação da curva carga versus recalque da estaca E-310, ao contrário da anteriormente comentada, revelou que o esforço aplicado não chegou ao rompimento da estaca e tão pouco o início de contribuição de ponta foi utilizado (Figura 39). Neste caso, a carga de ruptura foi estimada a partir dos métodos de extrapolação de Van der Veen (1953) e Rigidez (1996).

4.5.2 Avaliação dos Resultados da Instrumentação obtendo Resistência Lateral entre Extensômetros

Para interpretação dos resultados obtidos na instrumentação, inicialmente foram coletadas as informações fornecidas pelo executante dos testes. Na estaca E-95 , que sofreu ruptura durante o ensaio, foram fornecidas informações de deformação (ε) e deformação acumulada (Δe) em cada camada em função da carga aplicada. Com estes dados foi possível obter a deformação específica a partir da Equação 70.

$$\varepsilon = \frac{\Delta e}{L} \quad \text{Equação (70)}$$

Onde:

ε = deformação específica (mm/mm);

Δe = deformação acumulada (mm);

L = comprimento lateral - distância entre sensores (mm).

Para o cálculo do módulo de elasticidade do conjunto estaca/solo, utilizou-se o valor da média dos módulos obtidos no primeiro sensor, no topo da estaca, lembrando que o mesmo não deve estar em contato com o solo, evitando assim retenção de esforços diante contato entre estaca x solo. Para a obtenção dos resultados, empregou-se a Lei de Hooke (Equação 71).

$$E = \frac{F}{A \cdot \varepsilon} \quad \text{Equação (71)}$$

Onde:

E = módulo de elasticidade (kgf/mm²);

F = esforço aplicado no topo da estaca (kgf);

A = área da seção da estaca (mm²);

ε = deformação específica (mm/mm).

A média dos valores dos módulos de elasticidade, para cada carga aplicada, é o resultado adotado. É recomendado desconsiderar os primeiros resultados (provenientes das cargas

iniciais), pois o equipamento e o conjunto geralmente encontram-se “descalibrados” nesta fase, o que desconfigura os valores.

Utilizando também os conceitos da lei de Hooke, obtém-se a carga resultante em cada nível, em função da carga aplicada no topo, a partir da equação a seguir:

$$F = E.A.\varepsilon \quad \text{Equação (72)}$$

Onde:

E = módulo de elasticidade resultante (kgf/mm^2);

F = esforço obtido no nível em função da carga e profundidade (kgf);

A = área da seção da estaca (mm^2);

ε = deformação específica da carga e profundidade obtida anteriormente (mm/mm).

Por fim, o deslocamento de cada camada é obtido, em função da carga aplicada, aplicando a Equação 73.

$$D_1 = D_0 - \Delta e \quad \text{Equação (73)}$$

Onde:

D_1 = deslocamento na profundidade em estudo (mm);

D_0 = deslocamento na profundidade superior (mm);

Δe = deformação/encurtamento na profundidade em estudo (mm).

Para a estaca E-310 - que não rompeu durante o ensaio - o executante forneceu a deformação específica, o esforço atuante em cada camada em função da profundidade e a carga de topo com seus respectivos deslocamentos.

Para obtenção da resistência lateral, em kN/m^2 , de cada camada/profundidade analisada, foi realizada a análise gráfica em função do deslocamento x atrito lateral (similar a 1º relação de Camberfort) para cada carga aplicada. A diferença de carga entre extensômetros (kN) foi dividida por sua respectiva área lateral (em m^2), obtendo-se assim a resistência lateral em kN/m^2 .

4.5.3 Estimativa de Resistência Lateral através dos Métodos Semi-empíricos

Para comparar os resultados da instrumentação, foram estimados os valores de capacidade de carga e contribuições de resistência lateral a partir dos métodos semi-empíricos de dimensionamento utilizados tradicionalmente no dimensionamento de estacas tipo hélice contínua, Aoki-Veloso (1975) e Décourt(1998).

Foram separados valores, obtidos nos métodos semi-empíricos, da contribuição de resistências pelo atrito lateral do contato entre o solo e a estaca nos trechos entre extensômetros, demonstrando assim resistência lateral, em kN entre as camadas. A Figura 50 demonstra aplicação desta metodologia para separação de valores entre extensômetros.

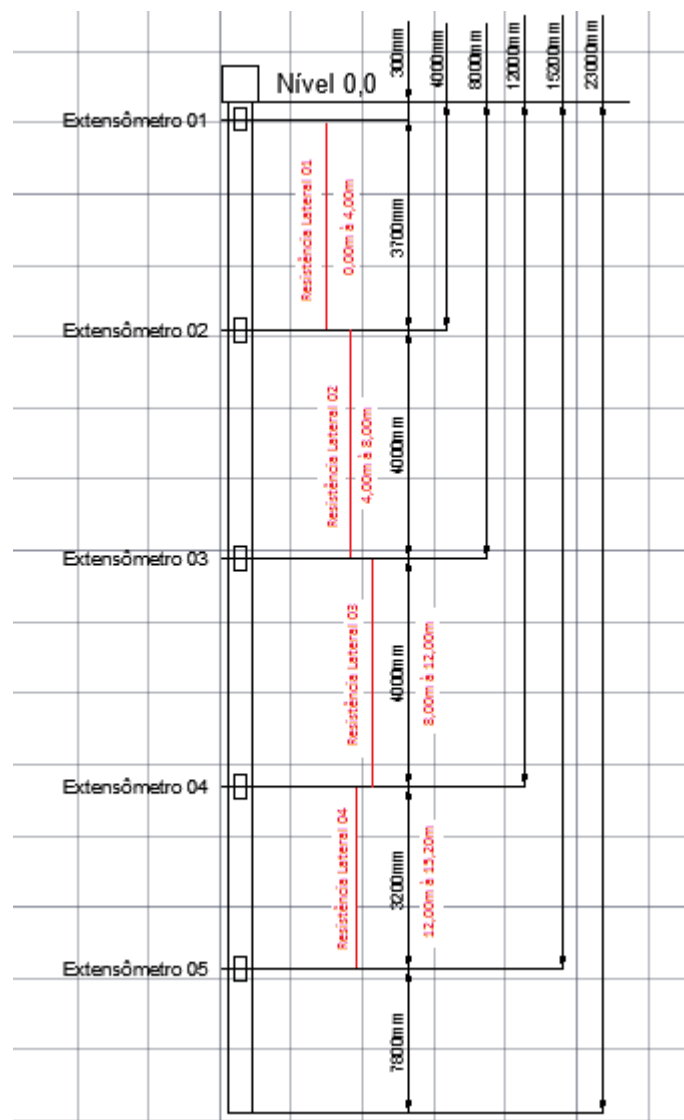


Figura 50 – Demonstração ilustrativa da separação de resistência lateral a partir dos métodos semi-empíricos entre extensômetros.

A carga resistente entre extensômetros (kN) foi dividida por sua respectiva área lateral (m²) obtendo-se assim resistência lateral em kN/m². O valor é utilizado no item 4.5.4 para comparativo entre os valores obtidos na instrumentação.

4.5.4 Comparação dos Resultados da Instrumentação com os métodos Semi-empíricos

Os valores de resistência lateral, em kN/m², foram comparados com os métodos semi-empíricos com o objetivo de verificar qual método se adequaria melhor aos resultados da instrumentação.

4.5.5 Estimativa do Coeficiente β (Décourt, 1998) para a Interação estaca Hélice x Solo

Por fim, os valores de resistência lateral obtidos da análise da instrumentação (em kN/m²) foram utilizados para estimar o coeficiente β - utilizado para estimar resistência lateral no método semi-empírico de Décourt (1998) - para o conjunto/interação estaca hélice contínua x solo da região do empreendimento estudado. Para isso, foram empregadas as Equações 74 e 75 - a partir das fórmulas propostas por Décourt (1998).

$$\frac{P_L}{S_L} = \beta \cdot r'_L \quad \text{Equação (74)}$$

$$r'_L = 10 \cdot \left(\frac{N}{3} + 1 \right) \quad \text{Equação (75)}$$

Onde:

$\frac{P_L}{S_L}$ = valor de resistência lateral (em kN/m²) obtida para a interação estaca hélice contínua x maciço terroso, conforme item 4.4.2, em relação aos resultados obtidos por camada de solo instrumentada;

N = N_{SPT} lateral médio, por camada analisada, para estimativa da resistência lateral.

Isolando o coeficiente β , obteve-se os seus valores em função da estaca e profundidade analisada.

5. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

5.1 CARGA DE RUPTURA – MÉTODOS

5.1.1 Estimativa de Ruptura Através dos Métodos de Extrapolação

5.1.1.1 Estaca Raiz

A Tabela 28 resume os resultados da aplicação dos métodos de extrapolação da curva carga x recalque obtidos nas PCE executadas em estaca raiz. Estão indicados os resultados de ruptura estimado - em função da estaca avaliada - de acordo com os métodos de Davisson (1972), NBR-6122 (2010), Brinch-Hansen 80% (1963), Terzagui (1943), Butler & Roy (1977), Beer (1967), Rigidez (1996), Chin-Kondner (1971), Van Der Veen (1953) e Mazurkiewicz (1972).

A partir dos valores apresentados na Tabela 28, é possível observar uma grande variação dos resultados na aplicação dos métodos, principalmente para estacas com baixo recalque. Os resultados do grupo da metodologia 02 (ver item 4.3.1) apresentam uma menor dispersão de valores e coeficiente de variação entre métodos.

O coeficiente de variação geral foi de 20% na média. Tal valor é alto do ponto de vista da estatística básica porém, quando aplicados à Geotecnia, estes resultados podem ser considerados satisfatórios em virtude baixa precisão e variáveis técnicas do meio e processos da atividade.

Tabela 28 – Resultados de carga de ruptura obtidos nos métodos de extrapolação – estaca raiz.

	Estacas	E-288	E-116	E-45	E-92	E-80	E-27	E-72	E-56
	Recalque ensaio (% Diâm.)	1,2%	1,6%	3,0%	4,4%	5,6%	0,5%	0,9%	1,6%
	Método	RUPTURA (kN)							
1	DAVISSON	2000	1900	1450	1670	1400	2500	2000	1700
2	NBR 6122	2200	2100	1480	1900	1620	2800	2200	1850
3	BRINCH-HANSEN 80%	1566	2795	1814	2500	1992	1443	1318	2094
4	TERZAGHI	2200	2100	1600	2000	2000	2700	2400	2000
5	BUTLER & ROY	1800	1300	1500	1800	1400	1300	2000	1850
6	BEER	1259	1585	1000	1259	1000	1413	1334	1334
	Média Aritmética	1838	1963	1474	1855	1569	2026	1875	1805
	Desvio Padrão	374	513	267	408	387	710	451	268
	Coeficiente de Variação (%)	20%	26%	18%	22%	25%	35%	24%	15%
Grupo Metodologia 02 (item 4.3.1)									
7	RIGIDEZ	2153	2078	1605	2730	2300	2217	1997	2145
8	CHIN-KONDNER	2500	2500	1667	2500	2000	2500	2500	2500
9	VAN DER VEEN	2200	2200	1800	2200	1800	2000	2200	2000
10	MAZURKIEWICZ	2300	2000	1600	2400	1500	2300	2000	1900
	Média Met.02 (grupo 7 a 10)	2288	2195	1668	2458	1900	2254	2174	2136
	Desvio Padrão	154	220	93	220	337	207	237	263
	Coeficiente de Variação (%)	7%	10%	6%	9%	18%	9%	11%	12%
Geral (10 métodos)									
	Média Aritmética	2018	2056	1552	2096	1701	2117	1995	1937
	Desvio Padrão	374	420	229	453	388	555	394	304
	Coeficiente de Variação (%)	19%	20%	15%	22%	23%	26%	20%	16%

As Figuras 51 e 52 ilustram e resumem, respectivamente, os valores de ruptura das estacas raiz embutidas em maciço rochoso, estimado pelos métodos de extrapolação, de acordo com o grupo que apresentam maior e menores recalques obtido nos ensaios.

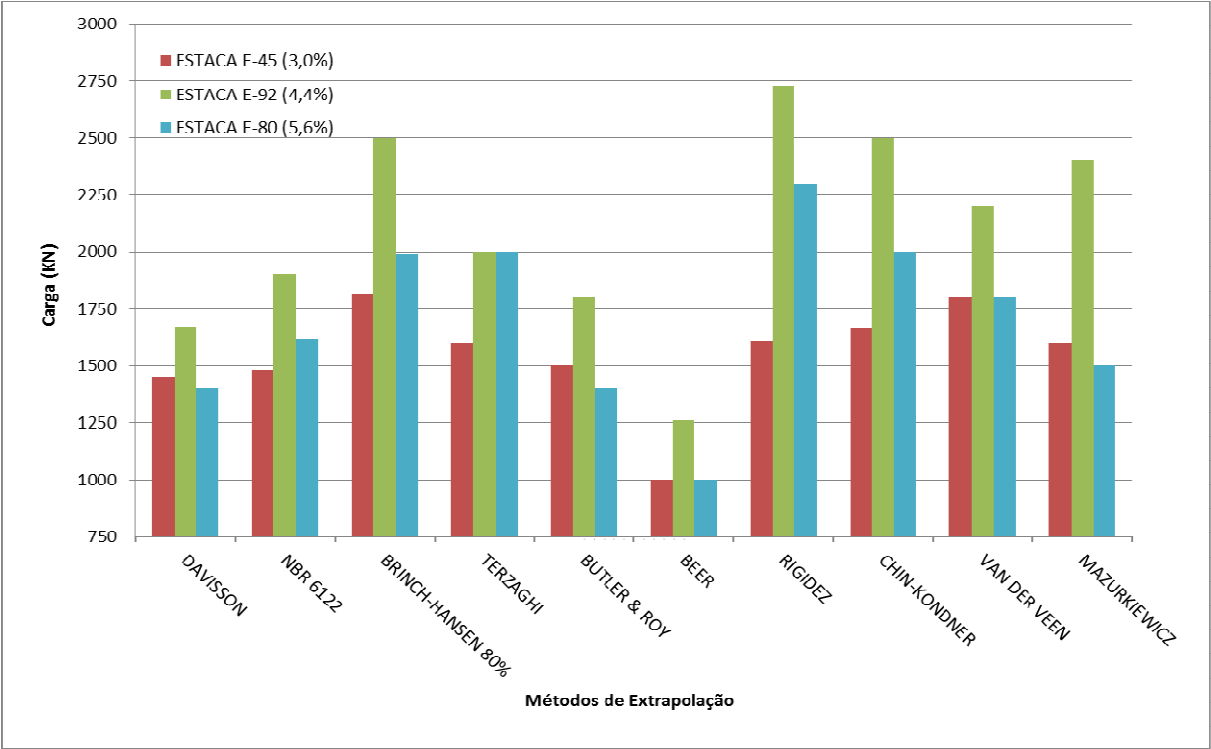


Figura 51 – Valores estimados de carga de ruptura a partir dos métodos de extrapolação (raiz com recalques superiores a 3%).

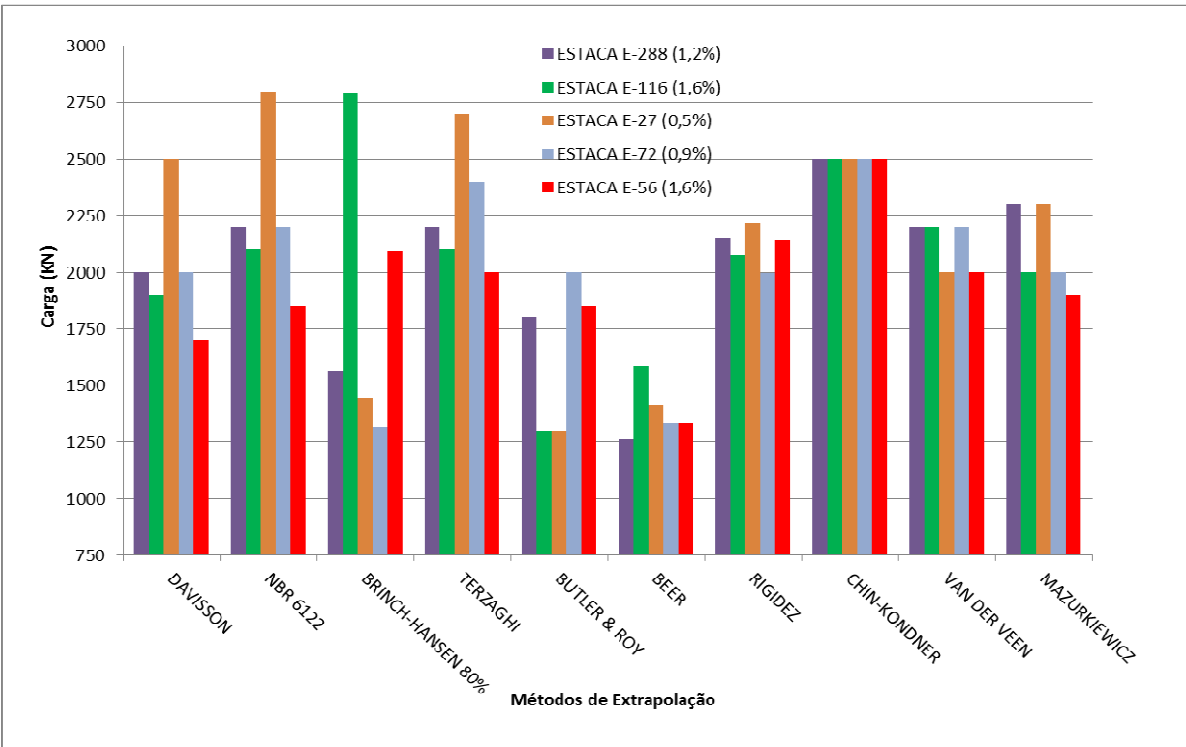


Figura 52 – Valores estimados de carga de ruptura a partir métodos de extrapolação (raiz com recalques inferiores a 3%).

A análise das Figuras 51 e 52 revela que o método de Beer (1967) obteve valores conservadores quando comparados com os resultados dos demais métodos para cada estaca. Para ensaios com recalques inferiores a 3% (Figura 52), o método de Brinch-Hansen 80% (1963), apresentou resultado de ruptura elevado quando comparado aos demais métodos para a estaca E-116. Valores indicam que os 2 métodos não se mostraram confiáveis e eficientes para a região de Suape.

Desconsiderando o conservadorismo do método de Beer (1967), os ensaios com maiores recalques (acima de 3%) tendem a resultados mais próximos entre os métodos. As Figuras 51 e 52 confirmam a importância de uma avaliação criteriosa de qual ou quais métodos melhor se aproximam dos valores de ruptura para cada empreendimento.

A análise dos métodos da Rigidez (1996), Chin-Kondner (1971), Van Der Veen (1953) e Mazurkiewicz (1972) evidenciou que, tanto para estacas com maiores recalques quanto menores recalques, foram obtidos valores na mesma ordem de grandeza com menores coeficientes de variação, comprovando a citação de Aoki & Alonso (1991), que afirma ao grupo de métodos que parte do ajuste do gráfico resultante do ensaio - a uma curva com formulação conhecida (hiperbólica, no método de Chin-Kondner (1971); exponencial, no método de Van der Veen (1953); e parabólica, no método de Mazurkiewicz (1972)) - consiste nos que mais se aproximam da recomendação de utilizar a interpretação através de formulação matemática, tornando-os os mais utilizados e recomendados.

Diante destes resultados, a média dos valores apresentados por esses quatro métodos foi utilizada para estimativa de carga de ruptura na análise de estacas embutidas em maciço rochoso.

5.1.1.2 Estaca Hélice Contínua

A Tabela 29 resume os resultados dos métodos de extrapolação da curva carga x recalque obtidos nas PCE executadas em estaca tipo hélice contínua. Estão listados os resultados de ruptura estimado, em função da estaca avaliada, dos métodos de Davisson (1972), NBR-6122 (2010), Brinch-Hansen 80% (1963), Terzagui (1943), Butler & Roy (1977), Beer (1967), Rigidez (1996), Chin-Kondner (1971), Van Der Veen (1996) e Mazurkiewicz (1972).

Tabela 29– Resultados de carga de ruptura obtidos nos métodos de extrapolação – estaca tipo hélice contínua.

	Estacas	E-204	E-191	E-148	E-606	E-1206
	Recalque (% Diâm.)	2,22%	1,58%	1,21%	1,09%	1,11%
	Método	RUPTURA (kN)				
1	DAVISSON	1600	1100	1500	3100	2500
2	NBR 6122	1800	1150	1600	3400	2700
3	BRINCH-HANSEN 80%	1768	833	1020	3228	4903
4	TERZAGHI	2000	1250	1800	3800	3000
5	BUTLER & ROY	1550	850	800	2500	2300
6	BEER	1413	794	1000	1995	1995
Média Aritmética		1689	996	1287	3004	2900
Desvio Padrão		209	194	399	651	1039
Coefficiente de Variação (%)		12%	19%	31%	22%	36%
Grupo Metodologia 02 (item 4.3.1)						
7	RIGIDEZ	1719	923	1460	3338	2669
8	CHIN-KONDNER	2000	1111	1667	3333	3333
9	VAN DER VEEN	1700	900	1200	3000	2500
10	MAZURKIEWICZ	1600	900	1000	3000	2400
Média Met.02 (grupo 7 a 10)		1755	959	1332	3168	2726
Desvio Padrão		172	102	292	194	420
Coefficiente de Variação(%)		10%	11%	22%	6%	15%
Geral (10 métodos)						
Média Aritmética		1715	981	1305	3069	2830
Desvio Padrão		188	157	343	505	817
Coefficiente de Variação(%)		11%	16%	26%	16%	29%

A análise dos valores apresentados na Tabela 29, também revelou uma grande variação dos resultados obtidos com a aplicação dos métodos. O coeficiente de variação geral médio também foi da ordem de 20%. Como dito anteriormente, tal valor pode ser considerado satisfatório para geotecnia em virtude da baixa precisão e das variáveis técnicas do meio e processos da atividade. A estaca com o maior recalque demonstrou o menor coeficiente de variação do grupo de estacas hélice (estaca E-204 com 2,22% de recalque e 11% de variação). Essa constatação confirma novamente que quanto maior o recalque no ensaio, maior a aproximação de resultados entre os métodos. Nota-se também menor coeficiente de variação no grupo de métodos da metodologia 02 (de 10% a 22%) enquanto para os demais métodos (1 a 6) obteve-se coeficientes de 12% a 36%.

A Figura 53 ilustra e resume os resultados estimados de ruptura a partir dos métodos de extrapolação nas estacas tipo hélice contínua deste estudo.

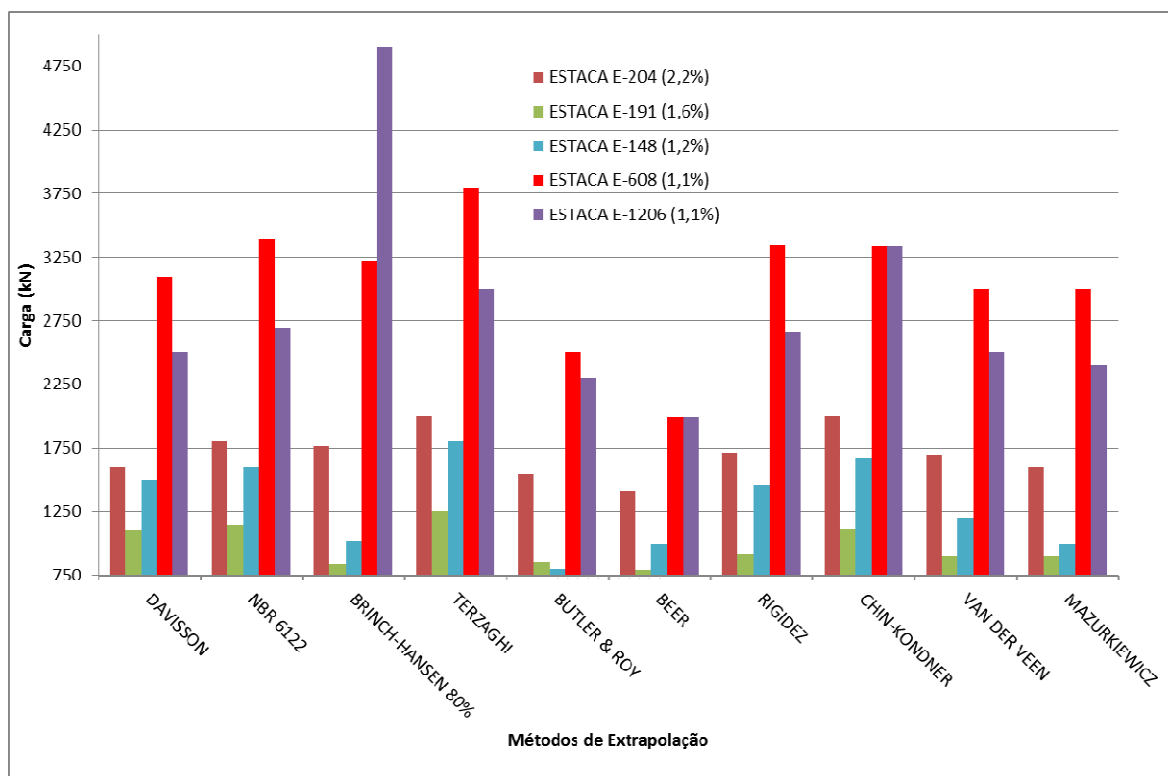


Figura 53 – Valores estimados de carga de ruptura a partir dos métodos de extrapolação (estacas tipo hélice contínua).

Semelhante do observado nas análises das estacas raiz, o método de Beer, apesar de apresentar uma maior aproximação dos seus resultados, também resultou em valores conservadores (abaixo da média) quando comparamos com os demais métodos. Observou-se uma exceção no caso da estaca E-191, na qual método de Beer apresentou resultado próximo ao valor médio dos demais métodos de extrapolação utilizados.

O método de Brinch-Hansen 80% (1963) apresentou um grande desvio de valor para a estaca E-1206. Na estaca E-204, que obteve maior recalque (2,2% em relação ao seu diâmetro), a diferença de valores de carga entre os métodos empregados foi da ordem dos 25%. Acredita-se que as características do meio (tipo de solo, nível de lençol freático, clima) podem interferir na qualidade de resultados entre métodos.

5.1.2 Estimativa de Ruptura em estaca com Rompimento

A Tabela 30 apresenta os valores estimados de carga de ruptura, a partir dos métodos de extrapolação, para a estaca E-95, a qual rompeu no ensaio com a carga aplicada de 1950 kN.

Tabela 30 – Valores estimados de ruptura a partir dos métodos de extrapolação (estaca E-95).

	ESTACA E-95 – ROMPEU	Ruptura - 1950 kN
	MÉTODO	CARGA RUPTURA(kN)
1	METODO DE DAVISSON (1972)	1900
2	METODO NBR 6122 (1996)	2000
3	METODO BRINCH-HANSEN 80% (1963)	2041
4	METODO TERZAGHI	2400
5	METODO BUTLER & ROY (1977)	1900
6	METODO DE BEER (1968)	1862
	Grupo Metodologia 02 (item 4.3.1)	
7	METODO DA RIGIDEZ (Decourt, 1996)	2217
8	METODO de Chin-Kondner (1971)	2000
9	METODO VAN DER VEEN (1953)	1900
10	METODO MAZURKIEWICZ (1972)	2100
	Média Aritmética	2032
	Ensaio Média Metodologia 02	2054
	Desvio Padrão	173
	Coeficiente de Variação	8,49%

Os resultados mostraram-se positivos e satisfatórios, uma vez que os métodos apresentaram valores próximos e na mesma ordem de grandeza. O coeficiente de variação de 8,49% foi baixo, quando comparado ao coeficiente de variação médio de 20% obtido nas estacas sem o rompimento. Observou-se que tanto a média aritmética entre os 10 métodos de ruptura aplicados quanto a média da metodologia 02 obteve valores bem próximos (média de 5% superior). Resultado comprova novamente que, quanto maior o recalque obtido no ensaio, provavelmente menor será o coeficiente de variação. A Figura 54 ilustra o valor da carga de ruptura da Estaca E-95 e a variação de resultados entre métodos de extrapolação.

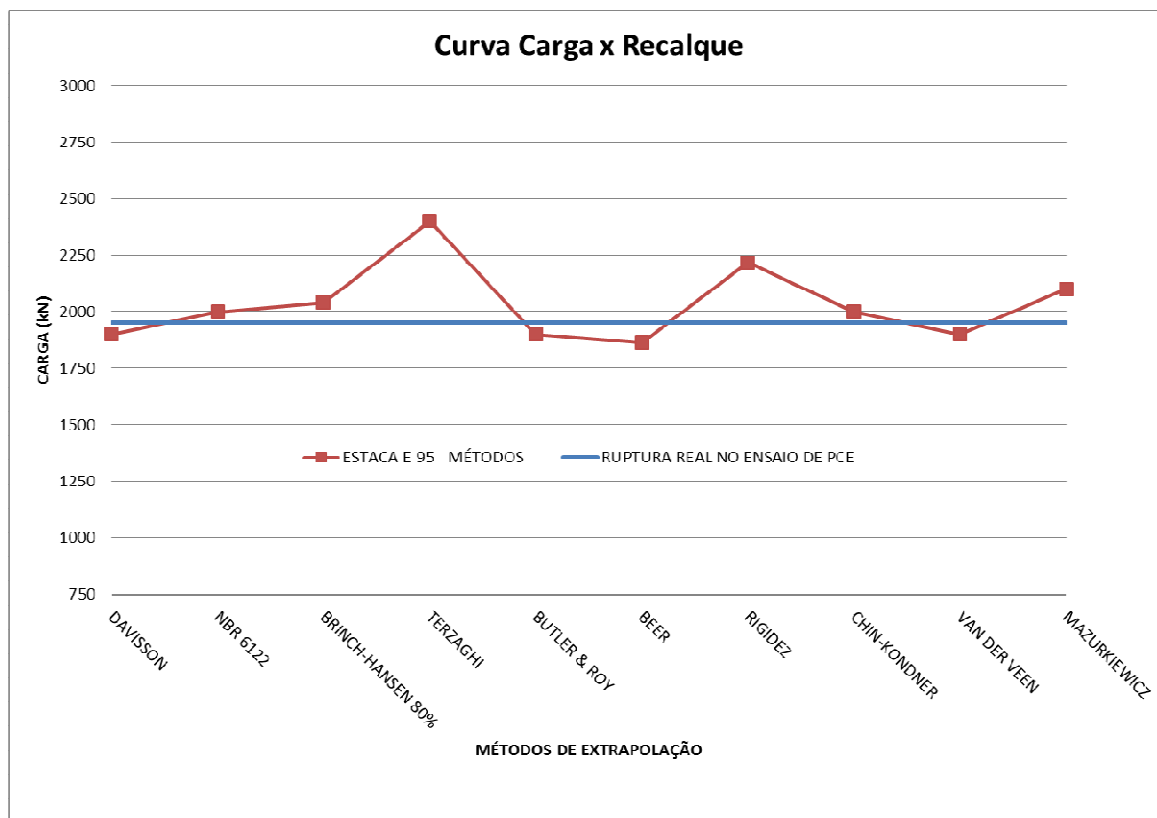


Figura 54 – Resultados da carga de ruptura através dos métodos de extrapolação (Estaca E-95).

Na análise dos resultados obtidos, observou-se um desvio acentuado no método de Terzagui (1943), com um valor 23% superior ao da ruptura da estaca. Acredita-se que isso possa ser atribuído ao fato deste método considerar uma ruptura com 10% de recalque em relação ao diâmetro. Como a estaca rompeu com menos de 10%, o seu resultado mostrou-se superior ao valor real. O método da Rigidez (1996), apresentou também um desvio acentuado de estimativa, com um valor 13% superior ao da carga de ruptura real, revelando-se, neste caso, contra a segurança de projeto.

Assim como verificado nas análises anteriores, o método de Beer (1967) novamente apresentou resultados conservadores, porém próximo (valor 5% inferior) ao valor real de ruptura. Os métodos de Van der Veen (1953), Chin-Kondner (1971), Butler & Roy (1977), NBR-6122 (2010) e Davisson (1972) apresentaram excelentes resultados para esta estaca quando comparados à sua carga de ruptura real.

5.1.3 Análise Comparativa entre Ensaio com Rompimento e Métodos de Extrapolação

Com o ensaio na estaca E-95, observou-se que quanto mais próximo da ruptura, melhores serão as estimativas através dos métodos de extrapolação. Analisando-se a coletividade dos resultados, os métodos que se destacaram neste estudo, tanto para as estacas com baixo e alto recalques, foi o grupo de métodos da Rigidez (1996), Chin-Kondner (1971), Van Der Veen (1953) e Mazurkiewicz (1972), com destaque para o método de Van der Veen (1953). O método de extrapolação da Rigidez (1996) não se mostrou eficiente para ensaios com recalques próximos ao rompimento quando avaliada a curva carga versus recalque. No entanto, cabe ressaltar que os resultados dos métodos neste estudo de caso não podem ser aplicados em todos os empreendimentos em virtude da complexidade de tipo solo analisado, a baixa precisão e as variáveis técnicas do meio e dos processos de atividades em cada caso de obras de fundações.

5.2 MACIÇO ROCHOSO – ESTACA RAIZ

5.2.1 Ruptura e Separação das Parcelas de Resistência Lateral e Ponta através dos Métodos de Extrapolação

5.2.1.1 Estacas Grupo U-34

O Quadro 01 apresenta os valores das cargas de ruptura do Grupo U-34, com contribuições do atrito e da ponta a partir dos métodos de extrapolação da Rigidez (2008) e Van Der Veen (1953) 1%.

Quadro 01– Valores das cargas de ruptura do Grupo U-34, com contribuições do atrito e da ponta a partir dos métodos de extrapolação da Rigidez (2008) e Van Der Veen 1%.

Estaca	Comp. (mm)	Cravação em Rocha (mm)	Carga Ensaio (Tf)	% recalque em relação ao diâm.	Ruptura (Análise PCE - 4 métodos) kN	Resistência Lateral (Rigidez) kN	Resistência Ponta (Rigidez) kN	Resistência Lateral (VDV 1%Rec.) kN	Resistência Ponta (VDV 1%Rec.) kN
E-288	10000	3000	150	1,15%	2288	390	1898	1150	1138
E-116	8000	2000	160	1,56%	2194	435	1759	1100	1094
E-45	7000	2000	150	2,97%	1668	681	987	850	818
E-92	13500	3000	180	4,40%	2457	720	1737	620	1837
E-80	11000	3000	170	5,55%	1925	875	1050	775	1150

A análise da estimativa dos esforços resistentes, revelou que, para estacas com maiores comprimentos (acima de 8,0m) e, principalmente, baixos recalques no ensaios (abaixo de 3% em relação ao diâmetro da estaca), a resistência por atrito lateral calculada com o método da Rigidez (2008) apresentou valores baixos e não coerentes, uma vez considerado o grande comprimento do elemento e as camadas resistentes - conforme SPT executado na região (valores destacados em vermelho na Tabela 30). Por consequência, a resistência de ponta calculada apresentou altos valores (valores também destacados em vermelho na Tabela 30).

Já para a aplicação do método da Rigidez (2008) nas estacas com recalques acima de 3%, verificou-se que os resultados tenderam a valores mais coerentes do ponto de vista teórico.

Levando-se em consideração os resultados obtidos, considerando a resistência lateral em 1% do recalque a partir de carga de ruptura obtida no método de Van Der Veen, resultados em estacas com 3% ou mais de recalque (E-45, E-92 e E-80) demonstram coerência numérica quando comparado a teoria e aos resultados obtidos com a aplicação do método da rigidez (2008).

5.2.1.2 Estacas Grupo U-33

O Quadro 02 apresenta os valores das cargas de ruptura do Grupo U-33, com contribuições do atrito e da ponta a partir dos métodos de extrapolação da Rigidez (2008) e Van Der Veen (1953) 1%.

Quadro 02 – Valores das cargas de ruptura do Grupo U-33, com contribuições do atrito e da ponta a partir dos métodos de extrapolação da Rigidez (2008) e Van Der Veen 1%.

Estaca	Comp. (mm)	Cravação em Rocha (mm)	Carga Ensaio (Tf)	% recalque em relação ao diâm.	Ruptura (Análise PCE - 4 métodos) kN	Resistência Lateral (Rigidez) kN	Resistência Ponta (Rigidez) kN	Resistência Lateral (VDV 1%Rec.) kN	Resistência Ponta (VDV 1%Rec.) kN
E-27	5500	2000	150	0,54%	2254	257	1997	1700	554
E-72	5000	2000	150	0,90%	2174	466	1708	1600	574
E-56	5000	2000	150	1,59%	2136	374	1762	1200	936

Neste caso, as estacas avaliadas apresentam pequenos comprimentos devido ao fato do maciço rochoso estar a aproximadamente 3 metros de profundidade em relação ao nível 0,0 (zero) do empreendimento. Notou-se que, a aplicação do método da Rigidez (2008) apresentou baixos valores de resistência lateral para estacas com pequeno comprimento (estacas menores que 5,5m). Os resultados tendem a apresentar certa coerência teórica em virtude do baixo comprimento do elemento.

Quando analisado a resistência lateral em 1% do recalque a partir de carga de ruptura obtida no método de Van Der Veen, resultados não demonstram coerência teórica para as estacas E-27 e E-72 em função do baixo valor de resistência de ponta obtido interpretando e analisando que estacas são do tipo raiz embutidas na sua ponta em maciço rochoso com penetração de 2,0m na rocha. A estaca E-56 (com maior recalque, 1,56%) obteve menor incoerência porém ainda impactante quando comparado ao resultado obtido no método da rigidez (2008). Em virtude do baixo recalque dos ensaios deste grupo, métodos de extrapolação não demonstraram-se confiáveis.

5.2.2 Ruptura e Separação das Parcelas através dos Métodos Semi-empíricos

5.2.2.1 Estacas Grupo U-34

Os Quadros 03, 04 e 05 apresentam, respectivamente, os valores de carga de ruptura obtidos para o grupo de estacas da U-34, a partir dos métodos semi-empírico Décourt (1998), Brasfond (1991) e David Cabral (1986). O Quadro 06 apresenta a análise estatística a partir dos valores mostrados nos Quadros 03, 04 e 05.

Quadro 03– Valores das cargas de ruptura do Grupo U-34, com contribuições do atrito e da ponta a partir do método Décourt (1998).

Estaca (TAG)	Comprimento (mm)	Cravação em Rocha (mm)	Carga Ensaio (Tf)	% recalque em rel. ao diâm.	Ruptura (Decourt) kN	Resistência Lateral (Decourt) kN	Resistência Lateral (Decourt) SOLO - kN	Resistência Ponta (Decourt) kN
E-288	10000	3000	150	1,15%	2270	1846	1238	424
E-116	8000	2000	160	1,56%	1809	1385	980	424
E-45	7000	2000	150	2,97%	1150	726	320	424
E-92	13500	3000	180	4,40%	1974	1550	942	424
E-80	11000	3000	170	5,55%	1729	1305	697	424

Quadro 04 – Valores das cargas de ruptura do Grupo U-34, com contribuições do atrito e da ponta a partir do método Brasfond (1991).

Estaca (TAG)	Comprimento (mm)	Cravação em Rocha (mm)	Carga Ensaio (Tf)	% recalque em rel. ao diâm.	Ruptura (Brasfond) kN	Resistência Lateral (Brasfond) kN	Resistência Lateral - kN (Brasfond)SOLO	Resistência Ponta (Brasfond) kN
E-288	10000	3000	150	1,15%	2600	2006	1327	594
E-116	8000	2000	160	1,56%	2087	1493	1040	594
E-45	7000	2000	150	2,97%	1318	724	271	594
E-92	13500	3000	180	4,40%	2155	1561	882	594
E-80	11000	3000	170	5,55%	1929	1335	656	594

Quadro 05 – Valores das cargas de ruptura do Grupo U-34, com contribuições do atrito e da ponta a partir do método de David Cabral (1986).

Estaca (TAG)	Comprimento (mm)	Cravação em Rocha (mm)	Carga Ensaio (Tf)	% recalque em rel. ao diâm.	Estimativa Ruptura (David Cabral) - kN	Resistência Lateral (David Cabral) TOTAL- kN	Resistência Lateral (David Cabral) SOLO - kN	Resistência Ponta (David Cabral) - kN
E-288	10000	3000	150	1,15%	2429	1788	1056	641
E-116	8000	2000	160	1,56%	1946	1305	816	641
E-45	7000	2000	150	2,97%	1293	652	164	641
E-92	13500	3000	180	4,40%	1956	1315	582	641
E-80	11000	3000	170	5,55%	1795	1154	421	641

Quadro 06 – Análise estatística dos valores ruptura com contribuições do atrito e da ponta a partir dos métodos semi-empíricos (Grupo U-34)

Estaca	Estimativa de Ruptura		Resistência Lateral TOTAL (kN/m ²)		Resistência Lateral SOLO (kN/m ²)		Resistência Ponta (kN/m ²)	
	Desvio Padrão	Coef. Variação	Desvio Padrão	Coef. Variação	Desvio Padrão	Coef. Variação	Desvio Padrão	Coef. Variação
E-288	165	6,8%	113	6,0%	138	11,4%	114	20,6%
E-116	139	7,1%	94	6,8%	116	12,3%	114	20,6%
E-45	91	7,2%	42	6,0%	80	31,7%	114	20,6%
E-92	110	5,4%	139	9,4%	193	24,0%	114	20,6%
E-80	102	5,6%	97	7,7%	149	25,2%	114	20,6%

Observou-se que os valores obtidos a partir dos métodos semi-empíricos de Décourt (1998), Brasfond (1991) e David Cabral (1986) apresentaram valores de estimativa de ruptura na mesma ordem de grandeza do ponto de vista da geotecnia, com um valor de coeficiente de variação médio igual a 6%. As maiores diferenças (variações entre 6,0% e 31,7%) ocorreram na separação das resistências lateral e de ponta.

5.2.2.2 Estacas Grupo U-33

Os Quadros 07, 08 e 09 apresentam os valores do grupo de estacas da U-33, a partir dos métodos semi-empíricos de Décourt (1998), Brasfond (1991) e David Cabral (1986). O Quadro 10 apresenta a análise estatística dos valores mostrados nos Quadros 07, 08 e 09.

Quadro 07– Valores das cargas de ruptura do Grupo U-33, com contribuições do atrito e da ponta a partir do método Décourt (1998).

Estaca (TAG)	Comprimento (mm)	Cravação em Rocha (mm)	Carga Ensaio (Tf)	% recalque em rel. ao diâm.	Ruptura (Decourt) kN	Resistência Lateral (Decourt) kN	Resistência Lateral (Decourt) SOLO - kN	Resistência Ponta (Decourt) kN
E-27	5500	2000	150	0,54%	1508	1084	679	424
E-72	5000	2000	150	0,90%	1476	1052	647	424
E-56	5000	2000	150	1,59%	1244	820	415	424

Quadro 08– Valores das cargas de ruptura do Grupo U-33, com contribuições do atrito e da ponta a partir do método Brasfond (1991).

Estaca (TAG)	Comprimento (mm)	Cravação em Rocha (mm)	Carga Ensaio (Tf)	% recalque em rel. ao diâm.	Ruptura (Brasfond) kN	Resistência Lateral (Brasfond) kN	Resistência Lateral - kN (Brasfond)SOLO	Resistência Ponta (Brasfond) kN
E-27	5500	2000	150	0,54%	1770	1176	724	594
E-72	5000	2000	150	0,90%	1755	1161	708	594
E-56	5000	2000	150	1,59%	1476	882	429	594

Quadro 09– Valores das cargas de ruptura do Grupo U-33, com contribuições do atrito e da ponta a partir do método de David Cabral (1986).

Estaca (TAG)	Comprimento (mm)	Cravação em Rocha (mm)	Carga Ensaio (Tf)	% recalque em rel. ao diâm.	Estimativa Ruptura (David Cabral) - kN	Resistência Lateral (David Cabral) TOTAL- kN	Resistência Lateral (David Cabral) SOLO - kN	Resistência Ponta (David Cabral) - kN
E-27	5500	2000	150	0,54%	1545	904	416	641
E-72	5000	2000	150	0,90%	1503	862	374	641
E-56	5000	2000	150	1,59%	1350	709	220	641

Quadro 10 – Análise estatística dos valores ruptura com contribuições do atrito e da ponta a partir dos métodos semi-empíricos (Grupo U-33).

Estaca	Estimativa de Ruptura		Resistência Lateral TOTAL (kN/m ²)		Resistência Lateral SOLO (kN/m ²)		Resistência Ponta (kN/m ²)	
	Desvio Padrão	Coef. Variação	Desvio Padrão	Coef. Variação	Desvio Padrão	Coef. Variação	Desvio Padrão	Coef. Variação
E-27	142	8,8%	138	13,1%	166	27,4%	114	20,6%
E-72	154	9,8%	151	14,8%	178	30,9%	114	20,6%
E-56	116	8,6%	88	10,9%	117	32,9%	114	20,6%

A partir dos resultados apresentados no Quadro 10, observou-se que (assim como no grupo de U-34) os valores obtidos a partir dos métodos semi-empíricos de Décourt (1998), Brasfond (1991) e David Cabral (1986) apresentaram valores que encontram-se na mesma ordem de grandeza do ponto de vista da geotecnia, porém com coeficiente de variação superior (14%, em média). As menores diferenças (aproximadamente 9% de variação) ocorreram nos resultados de carga de ruptura, enquanto que as maiores diferenças ocorreram na separação das resistência lateral e de ponta, com maior diferença na estimativa da resistência lateral (cerca de 30%).

Pode-se destacar também que valores de resistência de ponta, comparados com os de resistência lateral, são numericamente inferiores, mesmo para estacas com comprimento abaixo de 5,5m e embutimento em rocha de 2,0m.

5.2.3 Análise Comparativa dos Métodos Utilizados para Ruptura e Resistências Lateral / Ponta do Maciço Rochoso

5.2.3.1 Estacas Grupo U-34

A Figura 55 apresenta uma comparação dos resultados obtidos para o valor de carga de ruptura total de cada estaca calculados a partir dos métodos de extrapolação (média aritmética dos métodos Chin (1971), Van der Veen (1953), Mazurkiewicz (1972) e Rigidez(1996)) e dos métodos semi-empíricos de dimensionamento. Os valores indicados por cada ponto em relação ao eixos das abscissas correspondem aos obtidos pelos métodos de extrapolação, enquanto que os em relação ao eixo das ordenadas correspondem aos obtidos pelo método semi-empírico em questão.

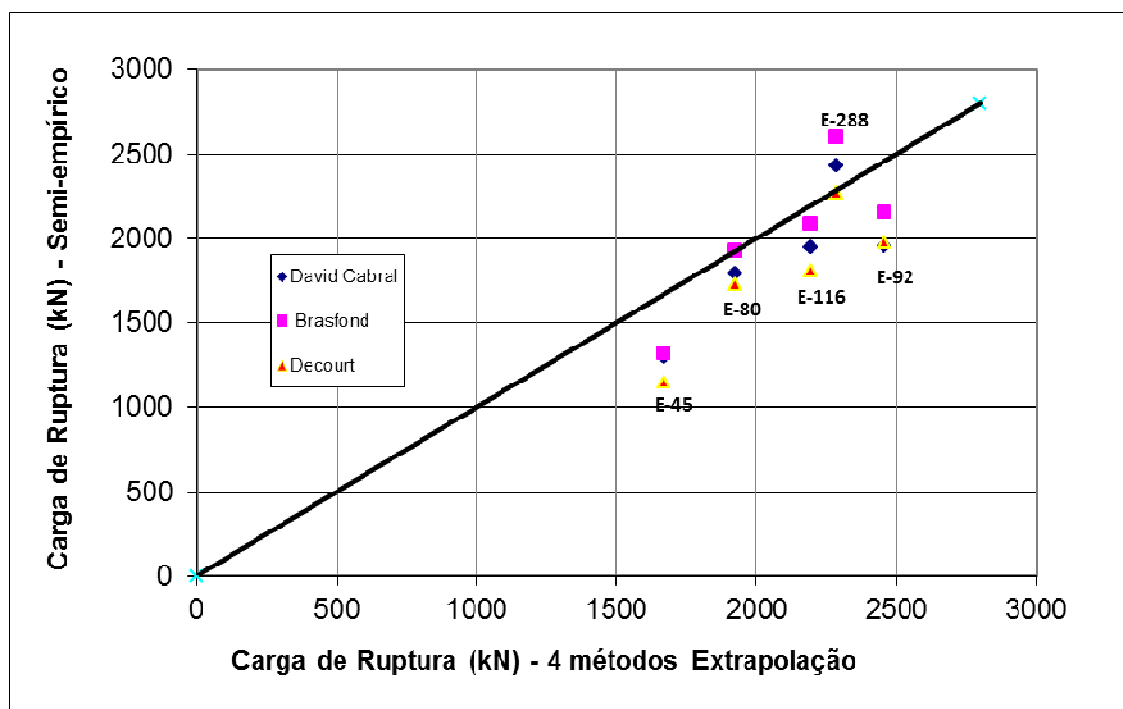


Figura 55 – Cargas de ruptura total calculadas a partir dos métodos de extrapolação e dos métodos semi-empíricos (Grupo U-34).

A análise da Figura 55 revela que os métodos semi-empíricos e de extrapolação obtiveram resultados com valores na mesma ordem de grandeza. Com exceção da estaca E-288, os métodos de extrapolação obtiveram valores superiores (em média 20%) em relação aos valores estimados pelos métodos semi-empíricos.

Os resultados da estimativa de resistência unitária para a interação maciço rochoso e estaca raiz, para o grupo de estacas raiz U-34, são apresentados nos Quadros 11 e 12. Os resultados apresentados no Quadro 11 foram calculados por meio do método da Rigidez (2008) na obtenção da resistência lateral; enquanto que os apresentados no Quadro 12 foram calculados por meio do método de Van der Veen (1953) 1%.

Quadro 11 – Valores de ruptura com contribuições do atrito e da ponta unitários a partir do métodos de extrapolação da Rigidez -Grupo U-34.

Estaca	Comp. (mm)	Cravação em Rocha (mm)	Carga Ensaio (kN)	% recalque em relação ao diâm.	Resistência Lateral Rocha (kN/m2)- Cabral	Resistência Lateral Rocha (kN/m2)- Brasfond	Resistência Lateral Rocha (kN/m2)- Decourt	Resistência Ponta Rocha (kN/m2) Rigidez
E-288	10000	3000	1500	1,15%	-228 (N/A)	-321 (N/A)	-290 (N/A)	25147 (N/A)
E-116	8000	2000	1600	1,56%	-196 (N/A)	-311 (N/A)	-280 (N/A)	23305 (N/A)
E-45	7000	2000	1500	2,97%	265	210	185	13077
E-92	13500	3000	1800	4,40%	47	-55 (N/A)	-76 (N/A)	23014
E-80	11000	3000	1700	5,55%	155	75	61	13912

Quadro 12– Valores de ruptura com contribuições do atrito e da ponta unitários a partir do métodos de extrapolação VDV (1953) 1% - Grupo U-34.

Estaca	Comp. (mm)	Cravação em Rocha (mm)	Carga Ensaio (kN)	% recalque em relação ao diâm.	Resistência Lateral Rocha (kN/m2)- Cabral	Resistência Lateral Rocha (kN/m2)- Brasfond	Resistência Lateral Rocha (kN/m2)- Decourt	Resistência Ponta Rocha (kN/m2) VDV1%
E-288	10000	3000	1500	1,15%	32	-61 (N/A)	-30 (N/A)	15077
E-116	8000	2000	1600	1,56%	146	31	62	14494
E-45	7000	2000	1500	2,97%	352	297	272	10838
E-92	13500	3000	1800	4,40%	13	-90 (N/A)	-110 (N/A)	24339
E-80	11000	3000	1700	5,55%	121	41	27	15236

Os valores de resistência lateral unitária da interação estaca raiz x maciço rochoso foram negativos para as estacas E-288, E-116 e E92, quando aplicado o método de extrapolação da Rigidez (2008), e também nas estacas E-288 e E92 na aplicação do método VDV (1953). Tal fato é justificável, pois diminuindo a Estimativa Resistência Lateral total obtida (PL) através dos métodos da Rigidez (2008) e VDV (1953) nas estacas citadas, pela resistência lateral somente da camada de solo obtida a partir dos métodos semi-empíricos (PLsolo), obteve-se resultado negativo ($PL_{rocha} = PL - PL_{solo}$, Equação 51).

A baixa resistência lateral obtida nas metodologias das Tabelas 40 e 41 ocasionam alta resistência da ponta da interação.

Nas estacas E-45 e E-80, os resultados demonstram uma coerência numérica para o método da Rigidez (2008) e VDV (1953) 1%. Os resultados revelaram que a resistência lateral unitária média da interação estaca raiz x maciço rochoso foi de 160 kN/m^2 . Este valor apresenta-se superior à resistência da interação de estacas escavadas x solo compacto e bem graduado, o qual possui valor em torno de 80 kN/m^2 .

A análise dos resultados de resistência de ponta revelou o alto valor desta resistência, com a resistência unitária média igual a 13000 kN/m^2 , cerca de sete a dez vezes superior a interação de ponta de estaca escavada x solo compacto e bem graduado.

5.2.3.2 Estacas Grupo U-33

A Figura 56 apresenta a comparação dos resultados das cargas de ruptura total da estacas calculadas pelos métodos de extrapolação (média aritmética dos métodos Chin, Van der Veen, Mazurkiewiez e Rigidez) e por cada um dos métodos semi-empíricos de dimensionamento. Os valores indicados por cada ponto em relação ao eixos das abscissas correspondem aos obtidos pelos métodos de extrapolação, enquanto que os em relação ao eixo das ordenadas correspondem aos obtidos pelo método semi-empírico em questão.

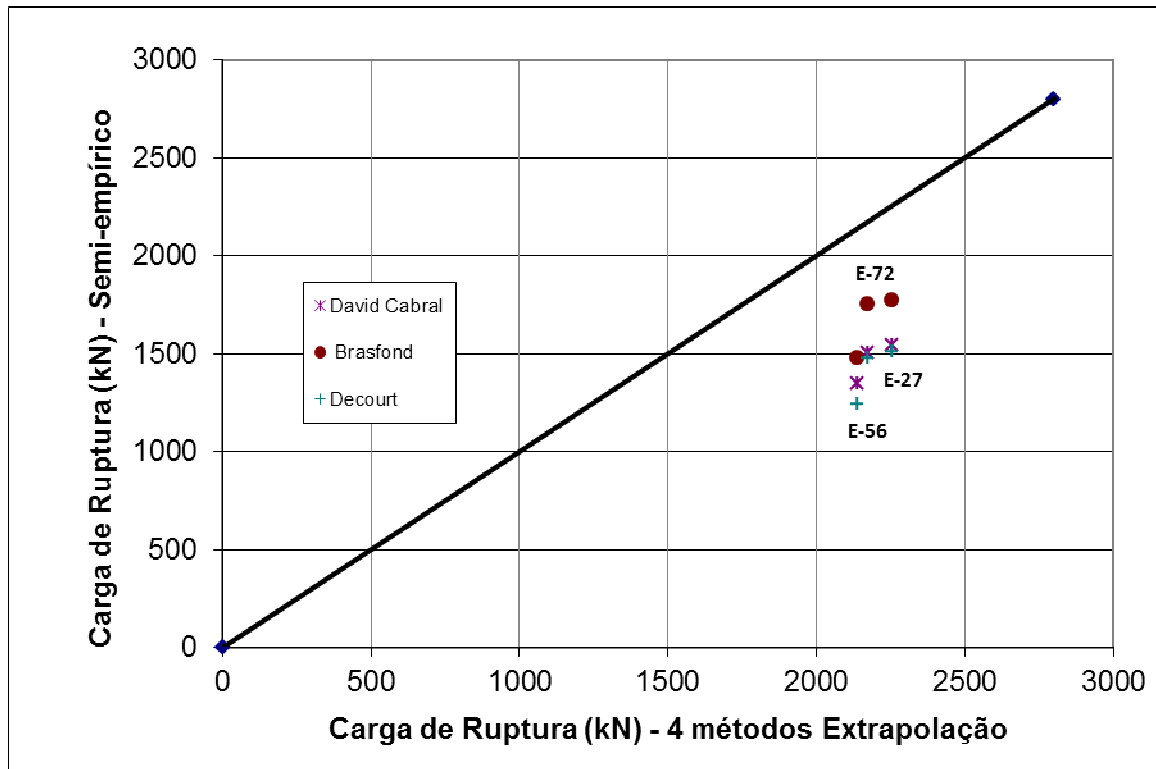


Figura 56 – Comparação dos valores de carga de ruptura total calculadas a partir dos métodos de extrapolação e dos métodos semi-empíricos (Grupo U-33).

A partir da análise da Figura 56, é possível constatar que os métodos semi-empíricos e de extrapolação obtiveram resultados numéricos diferenciados. Enquanto os valores estão na mesma ordem de grandeza entre os métodos semi-empíricos (principalmente entre Décourt e David Cabral pois pontos estão praticamente sobrepostos), os valores do método de extrapolação foram superiores para todas estacas (em média 30%, todos abaixo da reta de referência) em relação aos métodos semi-empíricos citados no gráfico.

Os resultados da estimativa de resistência unitária para a interação maciço rochoso e estaca raiz para o grupo de estacas raiz U-33 são apresentados nos Quadros 13 e 14. O Quadro 13 apresenta resultados utilizando o método da Rigidez (2008) na obtenção da resistência lateral e o Quadro 14 apresenta resultados utilizando o método de Van der Veen (1953) 1%.

Quadro 13– Valores de ruptura com contribuições do atrito e da ponta unitários a partir do métodos de extrapolação da Rigidez (2008) -Grupo U-33.

Estaca	Comp. (mm)	Cravação em Rocha (mm)	Carga Ensaio (kN)	% recalque em relação ao diâm.	Resistência Lateral Rocha (kN/m2)- Cabral	Resistência Lateral Rocha (kN/m2)- Brasfond	Resistência Lateral Rocha (kN/m2)- Decourt	Resistência Ponta Rocha (kN/m2) Rigidez
E-27	5500	2000	1500	0,54%	-82 (N/A)	-240 (N/A)	-217 (N/A)	26458
E-72	5000	2000	1500	0,90%	47	-124 (N/A)	-93 (N/A)	22629
E-56	5000	2000	1500	1,59%	79	-28 (N/A)	-21 (N/A)	23345

Quadro 14– Valores de ruptura com contribuições do atrito e da ponta unitários a partir do métodos de Extrapolação VDV (1953) 1% -Grupo U-33.

Estaca	Comp. (mm)	Cravação em Rocha (mm)	Carga Ensaio (Tf)	% recalque em relação ao diâm.	Resistência Lateral Rocha (kN/m2)- Cabral	Resistência Lateral Rocha (kN/m2)- Brasfond	Resistência Lateral Rocha (kN/m2)- Decourt	Resistência Ponta Rocha (kN/m2) VDV1%
E-27	5500	2000	150	0,54%	659	501	524	7340
E-72	5000	2000	150	0,90%	629	458	489	7605
E-56	5000	2000	150	1,59%	503	396	403	12401

A partir do método da Rigidez (2008), os resultados de resistência lateral no maciço rochoso apresentaram valores negativos e próximos a zero (Quadro 13). Assim como observado no grupo de estacas da U-34, diminuindo a estimativa resistência lateral total obtida através dos métodos da Rigidez (2008), pela resistência lateral somente da camada de solo - obtida a partir dos métodos semi-empíricos - obtém-se resultados negativos (ver equação 51). Verificou-se no grupo de estacas U-33, valores de resistência de ponta com altos valores e superiores ao grupo de estacas da U-34, com média de 24 MPa. Este resultado é consequência da baixa resistência lateral obtido neste método. De forma geral, pode-se afirmar que a avaliação dos valores do grupo de estacas da U-33 (Quadros 13 e 14) revelaram resultados semelhantes aos observados no grupo da U-34 (Quadros 11 e 12).

Já para a aplicação dos método de VDV (1953) 1%, os resultados revelaram um comportamento inverso ao do método da Rigidez (2008), isto é, alta resistência lateral da interação estaca raiz x maciço rochoso (em torno de 550 kN/m² em média) e baixa ponta (em torno de 8500 kN/m² ou 8,5 MPa), Quadro 14.

O baixo recalque neste grupo de estacas e o pequeno comprimento podem ter ocasionado a grande divergência de interpretação na aplicação dos métodos. Apesar disso, notou-se que a média de resultados entre o métodos da Rigidez (2008) e o método VDV (1953) 1% apresentaram-se em torno dos mesmos valores de resistência unitária encontrados nos métodos do grupo de estacas da U-34.

5.2.4 Proposta de N_{SPT} Equivalente e Coeficientes α / β (Décourt) para o Conjunto Maciço Rochoso / Estaca Raiz

Após obtidos os valores para resistência lateral unitária e resistência de ponta unitária, buscou-se calcular os valores de N_{SPT} equivalentes e coeficientes para a interação. O Quadro 15 apresenta os valores de N_{SPT} equivalente para a interação, utilizando-se extrapolação de PCE através do método da Rigidez (2008). O Quadro 16 indica valores de N_{SPT} equivalente para a interação utilizando extrapolação de PCE através do método de VDV (1953) 1%. Os valores médios obtidos nas tabelas desconsideram os valores negativos destacados em vermelho.

Quadro 15- Valores de N_{spt} equivalente para a interação estaca raiz x maciço rochoso utilizando extrapolação de PCE através do método da Rigidez (2008).

Estaca	Comp. (mm)	Cravação em Rocha (mm)	Carga Ensaio (kN)	% recalque em relação ao diâm.	N_{spt} em Rocha (lateral) - David Cabral	N_{spt} em Rocha (lateral) - Brasfond	N_{spt} em Rocha (lateral) - Decourt	N_{spt} em Rocha (Ponta)
E-288	10000	3000	1500	1,15%	-54 (N/A)	-53 (N/A)	-61 (N/A)	168 (N/A)
E-116	8000	2000	1600	1,56%	-46 (N/A)	-52 (N/A)	-59 (N/A)	155 (N/A)
E-45	7000	2000	1500	2,97%	62	35	34	87
E-92	13500	3000	1800	4,40%	11	-9 (N/A)	-18 (N/A)	153
E-80	11000	3000	1700	5,55%	36	12	9	93
E-27	5500	2000	1500	0,54%	-19 (N/A)	-40 (N/A)	-46 (N/A)	176
E-72	5000	2000	1500	0,90%	11	-21 (N/A)	-22 (N/A)	151
E-56	5000	2000	1500	1,59%	19	-5 (N/A)	-7 (N/A)	156
				Média	28	24	22	136

Quadro 16- Valores de N_{spt} equivalente para a interação estaca raiz x maciço rochoso utilizando extrapolação de PCE através do método de VDV 1%

Estaca	Comp. (mm)	Cravação em Rocha (mm)	Carga Ensaio (kN)	% recalque em relação ao diâm.	N_{spt} em Rocha (lateral) - David Cabral	N_{spt} em Rocha (lateral) - Brasfond	N_{spt} em Rocha (lateral) - Decourt	N_{spt} em Rocha (Ponta)
E-288	10000	3000	1500	1,15%	8	-10 (N/A)	-9 (N/A)	101
E-116	8000	2000	1600	1,56%	34	5	9	97
E-45	7000	2000	1500	2,97%	83	50	51	72
E-92	13500	3000	1800	4,40%	3	-15 (N/A)	-25 (N/A)	162
E-80	11000	3000	1700	5,55%	28	7	2	102
E-27	5500	2000	1500	0,54%	155	84	102	49
E-72	5000	2000	1500	0,90%	148	76	95	51
E-56	5000	2000	1500	1,59%	118	66	78	83
				Média	31	20	21	107

A partir da análise dos resultados de N_{SPT} equivalente (Quadros 15 e 16), é possível tirar conclusões semelhantes às analisadas no item 5.2.3. O Resultado médio de N_{SPT} equivalente para a resistência lateral (dos resultados aceitáveis, isto é, positivos), possuem valor na mesma ordem de grandeza dos valores de N_{SPT} para solo compactado e bem graduado ($N_{SPT} = 25$). Analisando o N_{SPT} de ponta, o correspondente resultado médio (136 e 107 respectivamente) demonstra a alta resistência deste maciço quando sujeito à resistência de ponta da estaca. Pode-se afirmar que os atuais métodos semi-empíricos de dimensionamento de estaca raiz subestimam a resistência de ponta da interação estaca raiz x maciço rochoso. Os resultados negativos, assim como nas considerações do item 5.2.3, foram desconsiderados no cálculo das médias obtidas.

O Quadro 17 apresenta os valores dos coeficientes α e β utilizando o método de extrapolação da Rigidez (2008), e o Quadro 18 apresenta valores estimados a partir de VDV (1953) 1% . Os valores médios obtidos nas tabelas desconsideram valores negativos destacados em vermelho.

Quadro 17 - Valores dos coeficientes α e β para a interação estaca raiz x maciço rochoso utilizando o método de extrapolação da Rigidez (2008).

Estaca	Comp. (mm)	Cravação em Rocha (mm)	Carga Ensaio (kN)	% recalque em relação ao diâm.	Resistência Lateral Rocha (KN/m2)- Decourt Quaresma	Resistência Ponta Rocha RupturaxRigidez (KN/m2)	Nspt Adotado	Coeficiente Beta de Raiz em Rocha Estimado	Coeficiente Alfa de Raiz em Rocha Estimado
E-288	10000	3000	1500	1,15%	-290 (N/A)	25147	40	-2,0 (N/A)	2,5 (N/A)
E-116	8000	2000	1600	1,56%	-279 (N/A)	23305	40	-2,0 (N/A)	2,3 (N/A)
E-45	7000	2000	1500	2,97%	185	13077	40	1,3	1,3
E-92	13500	3000	1800	4,40%	-76 (N/A)	23014	40	-0,5 (N/A)	2,3 (N/A)
E-80	11000	3000	1700	5,55%	61	13912	40	0,4	1,4
E-27	5500	2000	1500	0,54%	-217 (N/A)	26458	40	-1,5 (N/A)	2,6 (N/A)
E-72	5000	2000	1500	0,90%	-93 (N/A)	22629	40	-0,6 (N/A)	2,3 (N/A)
E-56	5000	2000	1500	1,59%	-21 (N/A)	23345	40	-0,1 (N/A)	2,3 (N/A)
				Média	123	20406		0,9	1,4
								Padrão=1,5	Padrão=0,6

Quadro 18 - Valores dos coeficientes α e β para a interação estaca raiz x maciço rochoso utilizando o método de extrapolação da VDV(1953) 1%.

Estaca	Comp. (mm)	Cravação em Rocha (mm)	Carga Ensaio (kN)	% recalque em relação ao diâm.	Resistência Lateral Rocha (KN/m2)- Decourt Quaresma	Resistência Ponta Rocha RupturaxRigidez (KN/m2)	Nspt Adotado	Coeficiente Beta de Raiz em Rocha Estimado	Coeficiente Alfa de Raiz em Rocha Estimado
E-288	10000	3000	1500	1,15%	-30 (N/A)	15077	40	-0,2 (N/A)	1,5 (N/A)
E-116	8000	2000	1600	1,56%	62	14494	40	0,4	1,4
E-45	7000	2000	1500	2,97%	272	10838	40	1,9	1,1
E-92	13500	3000	1800	4,40%	-110 (N/A)	24339	40	-0,8 (N/A)	2,4 (N/A)
E-80	11000	3000	1700	5,55%	27	15236	40	0,2	1,5
E-27	5500	2000	1500	0,54%	524	7340	40	3,7	0,7
E-72	5000	2000	1500	0,90%	489	7605	40	3,4	0,8
E-56	5000	2000	1500	1,59%	403	12401	40	2,8	1,2
				Média	120	15997		0,8	1,1
								Padrão=1,5	Padrão=0,6

A partir dos resultados aceitáveis (valores positivos) na interação em obra do complexo industrial e portuário de Suape, o coeficiente α obteve o valor médio de 1,3, enquanto Decourt (1998) assume 0,6; o coeficiente β médio calculado foi igual a 0,8, enquanto Decourt (1998) assume 1,5. Os valores dos coeficientes foram proporcionalmente inversos entre os estimados a partir dos Quadros 17 e 18 comparados ao valor adotado por Décourt em seu método.

5.2.5 Proposta de Relação Direta entre a Resistência à Compressão do Maciço Rochoso com as Resistências Unitárias Lateral e de Ponta

A fim de verificar a existência de uma relação direta entre a resistência à compressão do maciço rochoso com a resistência lateral e ponta deste mesmo maciço com a estaca raiz, foram realizados ensaios de resistência à compressão simples com amostras de rocha basáltica. A Tabela 31 apresenta os resultados de resistência à compressão simples.

Tabela 31 – Resultados de resistência à compressão das amostras de rocha basáltica.

RESULTADOS DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO DAS AMOSTRAS DE ROCHA				
Amostra	Diâmetro (mm)	Comprimento (mm)	Carga Aplicada (kN)	Resistência a Compressão (MPa)
1	23,70	64,0	34,5	78,2
2	23,97	61,4	35,2	78,0

Os valores de resistência à compressão das amostras estudadas foram satisfatórios e na mesma ordem de grandeza. No local do estudo de caso, o maciço encontra-se com alto grau de fraturamento/ intemperismo, o que teoricamente reduz consideravelmente (em até mais de 200%) a sua resistência à compressão. Ressalta-se que os corpos-de-prova ensaiados foram confeccionados com amostras não fragmentadas.

Utilizando o valor médio de 78,1 MPa de resistência à compressão do maciço rochoso, foram calculados - conforme metodologia do item 4.3.6 - os coeficientes apresentados nos Quadros 19 e 20. Os valores médios obtidos nas tabelas desconsideram valores negativos destacados em vermelho.

Quadro 19 - Coeficientes de resistência à compressão do maciço rochoso conforme item 4.2.7 – RIGIDEZ (2008).

Resistência Lateral Rocha (KN/m2)-David Cabral	Resistência Lateral Rocha (KN/m2)-Brasfond	Resistência Lateral Rocha (KN/m2)-Decourt Quaresma	Resistência Ponta Rocha RupturaxRigidez(KN/m2)	Resistencia a compressão basalto (KN/m2)	Coeficiente de Resistência lateral-Basalto Fragmentado-Cabral	Coeficiente de Resistência lateral -Basalto Fragmentado-Brasfond	Coeficiente de Resistência lateral -Basalto Fragmentado-Decourt	Coeficiente de Resistência Ponta-Basalto Fragmentado
-228	-321	-290	25147	78100	-0,0029	-0,0041	-0,0037	0,32
-196	-311	-280	23305	78100	-0,0025	-0,0040	-0,0036	0,30
265	210	185	13077	78100	0,0034	0,0027	0,0024	0,17
47	-55	-76	23014	78100	0,0006	-0,0007	-0,0010	0,29
155	75	61	13912	78100	0,0020	0,0010	0,0008	0,18
-82	-240	-217	26458	78100	-0,0010	-0,0031	-0,0028	0,34
47	-124	-93	22629	78100	0,0006	-0,0016	-0,0012	0,29
79	-28	-21	23345	78100	0,0010	-0,0004	-0,0003	0,30
119	143	123	20406		0,0015	0,0018	0,0016	0,26
					0,002			

Quadro 20 - Coeficientes de resistência à compressão do maciço rochoso conforme item 4.2.7 – VDV (1953) 1%.

Resistência Lateral Rocha (KN/m2)-David Cabral	Resistência Lateral Rocha (KN/m2)-Brasfond	Resistência Lateral Rocha (KN/m2)-Decourt Quaresma	Resistência Ponta Rocha RupturaxRigidez(KN/m2)	Resistencia a compressão basalto (KN/m2)	Coeficiente de Resistência lateral-Basalto Fragmentado-Cabral	Coeficiente de Resistência lateral -Basalto Fragmentado-Brasfond	Coeficiente de Resistência lateral -Basalto Fragmentado-Decourt	Coeficiente de Resistência Ponta-Basalto Fragmentado
32	-61	-30	15077	78100	0,0004	-0,0008	-0,0004	0,19
146	31	62	14494	78100	0,0019	0,0004	0,0008	0,19
352	297	272	10838	78100	0,0045	0,0038	0,0035	0,14
13	-90	-110	24339	78100	0,0002	-0,0011	-0,0014	0,31
121	41	27	15236	78100	0,0016	0,0005	0,0003	0,20
659	501	524	7340	78100	0,0084	0,0064	0,0067	0,09
629	458	489	7605	78100	0,0081	0,0059	0,0063	0,10
503	396	403	12401	78100	0,0064	0,0051	0,0052	0,16
133	123	120	15997		0,0017	0,0016	0,0015	0,20
					0,002			

Os resultados nos quadros 19 e 20 revela, a partir dos valores positivos, que a resistência lateral média foi 0,002 vezes menor que a resistência à compressão; o valor da resistência de ponta média foi 0,23 vezes o valor de resistência à compressão simples. Ressalta-se a

necessidade de aprofundar esta análise em estudos com um maior número de amostras e ensaios.

Analisando-se especificamente os resultados de resistência de ponta, os valores calculados estão próximos das recomendações mínimas de Décourt (1994), que sugere coeficiente em torno de 0,3 na margem de resistência mínima. A resistência à compressão simples do basalto está de acordo com o indicado por Teixeira (2008), que considera variando de 80 a 360 MPa, em função do grau de fragmentação.

Avaliando-se os resultados em função do método proposto por Poulos & Davis (1980), que estima resistência de ponta de 0,2 a 0,5 da compressão simples, os valores obtidos mostraram-se satisfatórios e próximo ao seu limite inferior. Para a resistência lateral, o coeficiente proposto pelos autores é de 0,0025; enquanto que o valor médio obtido neste estudo foi de 0,002.

O valor obtido para a resistência de ponta, quando comparado com o proposto por Cabral e Antunes (1996) - que estima resistência de ponta de 0,3 (rocha alterada) do resultado da compressão simples - pode ser considerado coerente, uma vez que se obteve o resultado de 0,23 a partir da média dos Quadros 19 e 20. Para resistência lateral, o coeficiente proposto por Cabral e Antunes (1996) é de 0,0033, enquanto que o valor médio obtido no ensaio foi de 0,002.

A partir da análise teórica dos resultados, pode-se afirmar que o alto grau de fraturamento do maciço foi responsável pelos baixos coeficientes obtidos para interação estaca raiz e maciço rochoso deste empreendimento, tanto para resistência lateral quanto para resistência de ponta. A comparação com os métodos de referência, revelaram que os resultados podem ser considerados satisfatórios.

5.3 ANÁLISE EM ESTACA HÉLICE CONTÍNUA

5.3.1 Carga de Ruptura e Parcelas de Resistência Lateral e Ponta Determinadas a Partir dos Métodos de Extrapolação

As cargas de ruptura, a partir dos métodos de extrapolação dos ensaios selecionados, foram apresentados e analisados no item 5.1.1.2 e 5.1.2.2. Para esta análise, conforme descrito no item 4.3.1, serão utilizados os valores de ruptura calculados com os métodos da Rigidez (1996) e Van der Veen (1953).

Os valores de carga de ruptura com as contribuições de atrito lateral e ponta, calculadas a partir do métodos de extrapolação, encontram-se nos Quadros 21 e 22.

Quadro 21– Valores de ruptura (método da Rigidez (1996)) com as contribuições do atrito e da ponta (métodos de Extrapolação) das Estacas Tipo Hélice Contínua.

Estaca	Localização	Diâmetro (mm)	Comprimento (mm)	% recalque em relação ao diâm.	Estimativa de Ruptura (Análise PCE-Rigidez) kN	Estimativa Resistência Lateral (Rigidez)	Estimativa Resistência Ponta (Rigidez)
E-204	U-35 - PSA	500	11550	2,22%	1719	735	984
E-191	U-35 - PSA	350	11850	1,58%	923	424	499
E-148	U-31 - V31009	350	15900	1,21%	1460	310	1150
E-608	U-31 - Pipe-rack	700	18800	1,09%	3338	1033	2305
E-1206	U-31 - Estrutura	500	18950	1,11%	2669	818	1851

Quadro 22 – Valores de ruptura (métodos VDV1% e VDV2%) com as contribuições do atrito e da ponta (métodos de Extrapolação) das Estacas Tipo Hélice Contínua.

Estaca	Diâmetro (mm)	Comprimento (mm)	% recalque em relação ao diâm.	Ruptura (Análise PCE-Van der Veen) kN	Resistência Lateral (1%Rec.VDV) kN	Estimativa Resistência Ponta (1%Rec.VDV) kN	Resistência Lateral (2%Rec.VDV) kN	Estimativa Resistência Ponta (2%Rec.VDV)
E-204	500	11550	2,22%	1700	1250	450	1500	200
E-191	350	11850	1,58%	900	815	85	900	N/A
E-148	350	15900	1,21%	1200	990	210	1200	N/A
E-608	700	18800	1,09%	3000	2600	400	3000	N/A
E-1206	500	18950	1,11%	2500	1850	650	2200	300

A análise da estimativa dos métodos de ruptura utilizados para cálculo dos esforços resistentes revela que os valores obtidos entre métodos da Rigidez (1996) e VDV (1953) apresentam valores de carga de ruptura da mesma ordem de grandeza (com desvio médio de 7% entre os métodos). No entanto, observou-se valores bastante distintos entre tais métodos para as contribuições de resistência lateral e de ponta. O método da Rigidez (2008) estima baixos valores para resistência lateral e alto valores de ponta quando comparados com os resultados dos métodos VDV (1953) 1% e VDV (1953) 2%. Para o método de VDV (1953) 2% a estimativa não foi aplicável para as estacas E-191, E-148 e E-608, uma vez que o valor de resistência lateral em solo, calculado a partir dos métodos semi-empíricos, foi superior ao valor da carga de ruptura obtido no método de extrapolação de VDV (1953).

Acredita-se que os baixos recalques obtidos na prova de carga podem ter contribuído para os desvios dos resultados do método da Rigidez (2008). Outro aspecto importante a ser avaliado é a escolha dos pontos de ajuste dos domínios de ponta e de atrito lateral, uma vez que dependem muito da interação da pessoa que está utilizando o método, que deve estar atenta à mudança de comportamento dos dados de carga e recalque, aos coeficientes de correlação, ao recalque elástico (para estacas longas) e as experiências anteriores de aplicação do método. Estas questões podem interferir significativamente na qualidade dos resultados a partir do método da Rigidez (2008).

5.3.2 Carga de Ruptura e Parcelas de Resistência Lateral e Ponta Determinadas a Partir dos Métodos Semi-empíricos

Os Quadros 23 e 24 apresentam resultados de ruptura, com separação de contribuições de atrito lateral e ponta, estimados a partir dos métodos semi-empíricos de Aoki-Veloso (1975) e Décourt (1998).

Quadro23 – Valores de ruptura com contribuições do atrito e da ponta a partir do método de Aoki-Veloso (1975).

Estaca	Localização	Diâmetro (mm)	Comprimento (mm)	Carga Ensaio (Tf)	% recalque em relação ao diâm.	Ruptura (Aoki-Veloso) kN	Resistência Lateral (Aoki-Veloso) kN	Resistência Ponta (Aoki-Veloso) kN
E-204	U-35 - PSA	500	11550	160	2,22%	1271	714	557
E-191	U-35 - PSA	350	11850	90	1,58%	686	457	229
E-148	U-31 - V31009	350	15900	100	1,21%	744	552	192
E-608	U-31 - Pipe-rack	700	18800	270	1,09%	2220	1394	826
E-1206	U-31 - Estrutura I	500	18950	190	1,11%	1802	1455	347

Quadro24 – Valores de ruptura com contribuições do atrito e da ponta a partir do método de Décourt (1998).

Estaca	Localização	Diâmetro (mm)	Comprimento (mm)	Carga Ensaio (Tf)	% recalque em relação ao diâm.	Estimativa Ruptura (Decourt) kN	Estimativa Resistência Lateral (Decourt) kN	Estimativa Resistência Ponta (Decourt) kN
E-204	U-35 - PSA	500	11550	160	2,22%	1789	1330	459
E-191	U-35 - PSA	350	11850	90	1,58%	1085	872	213
E-148	U-31 - V31009	350	15900	100	1,21%	1274	1070	204
E-608	U-31 - Pipe-rack	700	18800	270	1,09%	3199	2676	523
E-1206	U-31 - Estrutura I	500	18950	190	1,11%	2416	2068	348

Comparando ruptura entre métodos semi-empíricos (quadros 23 e 24) nota-se que valores de ruptura final por Décourt(1998) são todos superiores aos obtidos por Aoki-Veloso (1975) (média de 33%). O Quadro 25 apresenta a análise estatística dos valores mostrados nos Quadros 23 e 24.

Quadro 25– Análise estatística dos valores de carga de ruptura com contribuições do atrito e da ponta a partir dos métodos semi-empíricos (Metodologia 03).

Estaca	Estimativa de Ruptura		Resistência Lateral TOTAL (kN/m2)		Resistência Ponta (kN/m2)	
	Desvio Padrão	Coef. Variação	Desvio Padrão	Coef. Variação	Desvio Padrão	Coef. Variação
E-204	366	23,9%	436	42,6%	69	13,6%
E-191	282	31,9%	293	44,2%	11	5,1%
E-148	375	37,1%	366	45,2%	8	4,3%
E-608	692	25,5%	907	44,5%	214	31,8%
E-1206	434	20,6%	433	24,6%	1	0,2%

No Quadro 25, observa-se uma grande variação dos valores de carga de ruptura (variação média de 28%) e de resistência lateral (variação média de 40%). A menor variação ocorreu na estimativa de resistência de ponta (variação média de 11%).

5.3.3 Análise Comparativa dos Métodos Utilizados para o Cálculo da Carga de Ruptura e da Resistência Lateral Média / Ponta do Solo Analisado

As Figuras 57 e 58 apresentam, respectivamente, os valores de carga de ruptura total da estacas determinados a partir de métodos de extrapolação –Rigidez (1996) e Van der Veen (1953) – e calculados a partir dos métodos semi-empíricos de dimensionamento – Aoki-Veloso (1975) com a atualização dos coeficientes F_1 e F_2 em 1991 e Décourt Quaresma (1978) com a atualização dos coeficientes alfa e beta em 1998.

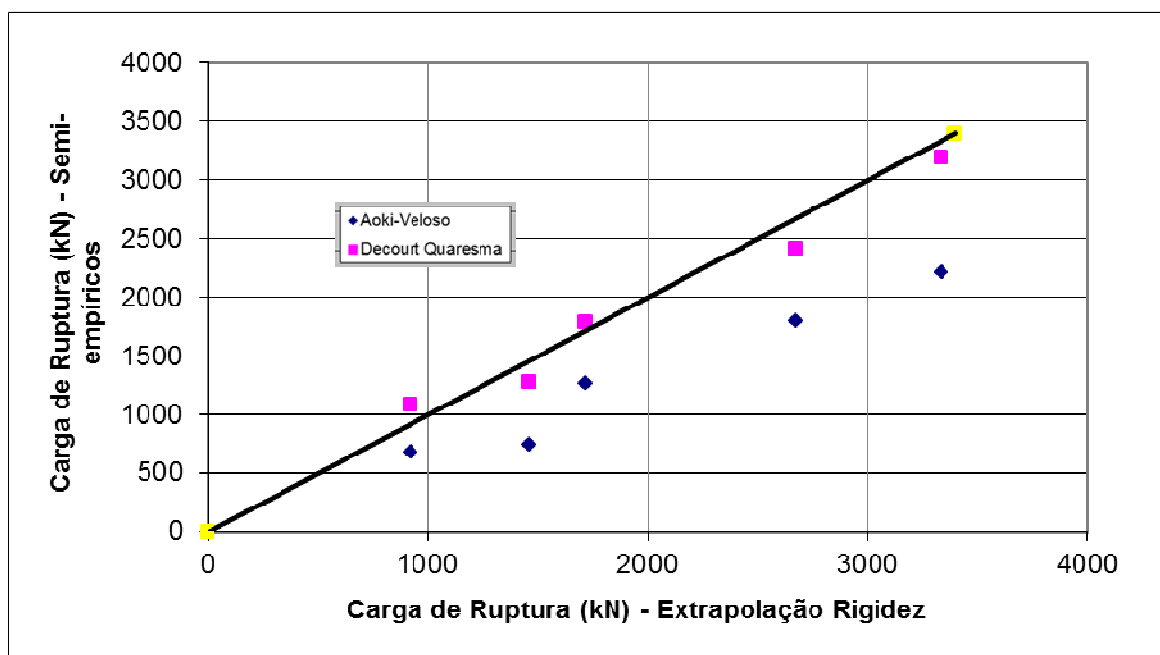


Figura 57 – Valores de carga de ruptura total (kN) a partir do método de extrapolação da Rigidez (1996) e semi-empíricos (Estacas Tipo Hélice Contínua).

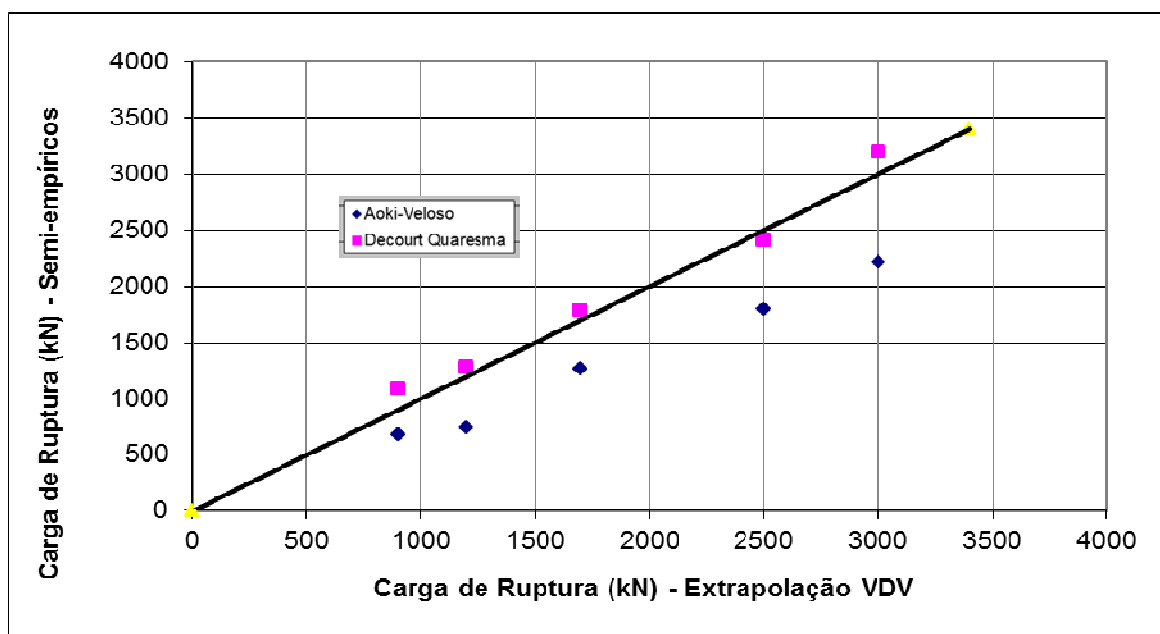


Figura 58 – Valores de carga de ruptura total (kN) a partir do método de extrapolação de VDV (1953) e semi-empíricos (Estacas Tipo Hélice Contínua).

A avaliação dos resultados apresentados nas Figuras 57 e 58 revela que o método semi-empírico de Aoki-Velloso (1975) obteve valores inferiores (em média 30%), porém a favor da segurança de projeto. Já o método semi-empírico de Décourt-Quaresma (1978) obteve valores bem próximos (desvio aproximado $\pm 3\%$) aos obtidos tanto através do método de extrapolação da Rigidez (1998) quanto de Van Der Veen (1953).

Os Quadros 26 e 27 mostram os resultados do cálculo de resistência unitária lateral e de ponta, respectivamente, para a interação maciço terroso e estaca hélice.

Quadro 26 – Valores de resistência lateral média da interação estaca tipo hélice contínua x maciço terroso.

Estaca	Diâmetro (mm)	Comprimento (mm)	% recalque em relação ao diâm.	Nspt médio Lateral	Resistência Lateral Média (kN/m2)- Decourt	Resistência Lateral Média (kN/m2)- RIGIDEZ	Resistência Lateral Média (kN/m2)- VDV1%	Resistência Lateral Média (kN/m2)- VDV2%
E-204	500	11550	2,22%	20	77	41	69	83
E-191	350	11850	1,58%	19	75	33	63	69
E-148	350	15900	1,21%	15	59	18	57	69
E-608	700	18800	1,09%	16	62	25	63	73
E-1206	500	18950	1,11%	17	68	27	62	74

Quadro 27– Valores de resistência de ponta da interação estaca hélice x maciço terroso.

Estaca	Diâmetro (mm)	Comprimento (mm)	% recalque em relação ao diâm.	Nspt Ponta	Resistência Ponta (kN/m ²) - Décourt	Resistência Ponta (kN/m ²) - RIGIDEZ	Resistência Ponta (kN/m ²) - VDV1%	Resistência Ponta (kN/m ²) - VDV2%
E-204	500	11550	2,22%	37	2220	5011	2292	1019
E-191	350	11850	1,58%	31	1860	5186	883	N/A
E-148	350	15900	1,21%	35	2100	11953	2183	N/A
E-608	700	18800	1,09%	28	1680	5989	1039	N/A
E-1206	500	18950	1,11%	24	1440	9427	3310	1528

A avaliação dos resultados de resistência lateral (Quadro 26) revela que os resultados obtidos através do método semi-empírico de Décourt (1998) apresentaram, em sua maioria, valores entre os métodos de VDV (1953) 1% e VDV (1953) 2%, com exceção para as estacas E-191 e E-608 porém com valores próximos. O método da Rigidez (2008) apresentou valores inferiores (cerca de 40%) em relação aos demais métodos.

Os resultados para a resistência de ponta (Quadro 27) demonstraram um grande disparidade. Em virtude do baixo recalque dos Ensaio de Prova de Carga, o método de VDV (1953) 2% não se mostrou aplicável – a carga de ruptura estimada por meio de VDV (1953) 2% foi menor que a resistência lateral obtida para estacas E-191, E-148 e E-608.

O método da Rigidez (2008) superestimou a resistência de ponta (na média em 400%) quando comparados aos resultados dos demais métodos. O baixo valor de recalque das estacas, com a probabilidade de uma pequena contribuição de ponta – somente para a estaca E-204, conforme resultado do ensaio – contribuiu para a divergência dos resultados. As estacas com os menores recalques durante ensaios (E-148, E-608 e E-1206) apresentaram as maiores disparidades de resultados da resistência de ponta.

5.3.4 Estimativa dos Coeficientes α e β (Décourt, 1998) para a Interação Estaca Tipo Hélice Contínua x Solo do Complexo Industrial e Portuário de Suape

Após calcular os valores para a resistência lateral unitária e a resistência de ponta unitária, é possível determinar os valores típicos e constantes para a interação da estaca e o solo. O Quadro 28 apresenta os valores obtidos dos coeficientes em função do método de extrapolação utilizado.

Quadro 28 - Valores dos coeficientes α e β para a interação da estaca tipo hélice contínua x maciço terroso para o complexo industrial e portuário de Suape.

Estaca	Diâmetro (mm)	Comprimento (mm)	Carga Ensaio (Tf)	% recalque em relação ao diâm.	Estimativa de Alfa (Rigidez)	Estimativa de Beta (Rigidez)	Estimativa de Alfa (VDV 1%)	Estimativa de Beta (VDV 1%)	Estimativa de Alfa (VDV 2%)	Estimativa de Beta (VDV 2%)
E-204	500	11550	160	2,22%	0,68	0,53	0,31	0,90	0,14	1,07
E-191	350	11850	90	1,58%	0,84	0,43	0,14	0,84	0,00	0,92
E-148	350	15900	100	1,21%	1,71	0,30	0,31	0,96	0,00	1,17
E-608	700	18800	270	1,09%	1,07	0,40	0,19	1,01	0,00	1,17
E-1206	500	18950	190	1,11%	1,96	0,41	0,69	0,92	0,32	1,09
				Média	1,25	0,41	0,33	0,92	0,23	1,08
				Padrão Decourt	0,30	1,00	0,30	1,00	0,30	1,00

A análise dos resultados revela que o método da Rigidez (2008) apresentou valores de coeficientes (α e β) divergentes aos valores adotados atualmente no método semi-empírico de Décourt (1998). Acredita-se que são necessários mais ensaios de prova de carga estática na região, para obter uma maior base de dados e, assim, realizar uma análise estatística desses coeficientes. Outro ponto importante para essa análise é que os ensaios devem chegar próximo ou na carga de ruptura para então ter valores confiáveis na aplicação do método da Rigidez (2008).

Os valores obtidos no método de VDV (1953) 1% para os coeficientes α e β condizem com os atuais valores utilizados no método de Décourt (1998). Já para os resultados pelo método de VDV (1953) 2% não apresentaram um padrão numérico. Porém, a avaliação da média dos valores aceitáveis (diferentes de zero) revela um valor próximo quando comparados aos coeficientes propostos por Décourt (1998). Os resultados nulos de α (E-191, E-148 e E-608) são consequência dos valores não aplicáveis obtido no método, conforme apresentado e detalhado no Quadro 27.

5.4 INSTRUMENTAÇÃO – ESTACA HÉLICE CONTÍNUA

A partir dos ensaios instrumentados em estaca tipo hélice contínua, foi possível calcular a resistência lateral entre sensores e, assim, a contribuição de resistência lateral por camada. Na análise dos resultados, relacionando o mesmo com o N_{SPT} equivalente das respectivas camadas, foram encontrados divergências na relação direta entre valores.

5.4.1 Estimativa da Carga de Ruptura das Estacas Tipo Hélice Contínua Instrumentadas

No ensaio de PCE da estaca E-95, conforme descrito no item 4.4.1, o valor de ruptura adotado foi de 1.950 kN, uma vez que o ensaio chegou à ruptura. Já para a estaca E-310, a Tabela 32 apresenta os valores calculados a partir dos métodos de extrapolação.

Tabela 32- Valores calculados de ruptura a partir dos métodos de extrapolação adotados para a estaca instrumentada E-310.

RESULTADOS DE CARGA DE RUPTURA OBTIDOS NOS MÉTODOS		
ESTACA E-310		Ensaio Instrumentado
	MÉTODO	CARGA RUPTURA(kN)
1	METODO NBR 6122 (2010)	3000
2	METODO TERZAGHI (1943)	3800
3	METODO DA RIGIDEZ (1996)	3870
4	METODO de Chin-Kondner (1971)	5000
5	METODO VAN DER VEEN (1953)	4000
	Média Aritmética	3934
	Desvio Padrão	713
	Coefficiente de Variação	18,13%
	Média Aritmética RIGIDEZ e VDV	3935

Como o ensaio na estaca E-310 não chegou a mobilizar a contribuição de ponta, os valores de ruptura obtiveram alto coeficiente de variação entre métodos e variam de 3000 a 5000 kN. Assim, para esta metodologia (Item 5.4.1), optou-se adotar o valor de carga de ruptura igual a 3.935 kN - a média dos métodos de VDV (1953) e Rigidez (2008) em virtude dos bons resultados de ruptura entre métodos obtidos no item 5.1.

5.4.2 Avaliação da Resistência Lateral entre Extensômetros

O Quadro 29 apresenta resultados de resistência lateral entre extensômetros calculados a partir dos dados da instrumentação e dos métodos semi-empíricos de Aoki-Veloso (1975) e Décourt (1998) para a estaca E-95.

Quadro 29 - Resultados de resistência lateral entre extensômetros para a estaca E-95.

Nível (m)	Diâmetro (mm)	Capacidade Carga Projeto (kN)	recalque em relação	Estimativa de Ruptura Real (kN)	Estimativa RL - Instrumentação (kN)	Resistência Lateral (Aoki-Veloso)	Resistência Lateral (Decourt)
0,4 a 2,2	600,00	1150	3,44%	1950	185,84	116,00	201,10
2,2 a 8,8	600,00	1150	3,32%	1950	273,70	373,20	553,00

A Figura 59 apresenta os resultados de resistência lateral unitária calculados a partir dos valores entre extensômetros para a estaca E-95.

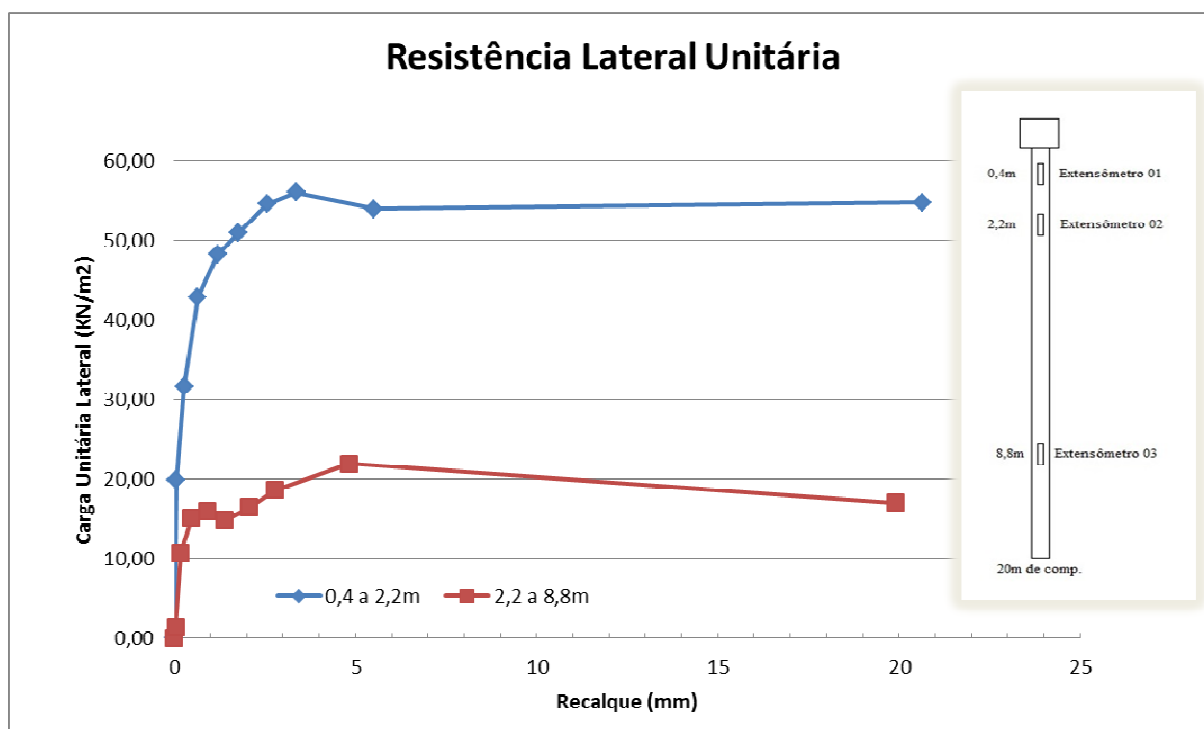


Figura 59 – Valores de resistência lateral unitária calculados a partir dos valores entre extensômetros para a estaca E-95.

Analisando isoladamente os resultados obtidos na prova de carga instrumentada aplicada na estaca E-95, foi possível estimar, a partir da instrumentação realizada, valores em dois níveis de camadas, entre os trechos de 0.4m a 2.2m e 2.2m a 8.80m. Ensaio foi elaborado somente com quatro extensômetros nas profundidades 0.4m , 2.2m , 4.96m , e 8.8m. Destes, o sensor na profundidade 4.96m apresentou problemas durante ensaio pois resultados estavam alterados / irreais. Três extensômetros trazem como consequência a análise de 2 níveis conforme apresentado anteriormente.

Vale ressaltar que a prova de carga estática instrumentada chegou até a ruptura da estaca, o que possibilitou melhores resultados e análise das contribuições de resistência lateral. Observou-se que os valores de resistência calculados a partir dos dados da instrumentação e dos métodos semi-empíricos possuem a mesma ordem de grandeza no nível de 0,4m a 2,2m, o que faz considerar que tais valores são confiáveis. Já para o nível de 2,2m a 8,8m nota-se proximidade de valores entre instrumentação e Aoki-Velloso (1975) porém diferença com método de Décourt (1998). Uma explicação para esse resultados pode ser atribuída à falha do extensômetro na profundidade 4.96m, o que ocasionou uma grande distância entre extensômetros de 2,2 a 8,8m.

O Quadro 30 apresenta os resultados de resistência lateral para a estaca E-310 entre extensômetros calculados a partir da instrumentação e dos métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt (1998).

Quadro 30 - Resultados de resistência lateral entre extensômetros para a estaca E-310.

Nível (m)	Diâmetro (mm)	Carga Ensaio (kN)	% recalque em relação ao diâm.	Estimativa de Ruptura (kN)	Estimativa RL (kN) - Instrumentação	Estimativa Resistência Lateral (Aoki-Velloso) kN	Estimativa Resistência Lateral (Decourt Quaresma) kN
0,3 a 4	600	2300	0,89%	3935	71,10	69,80	179,30
4 a 8	600	2300	0,76%	3935	109,20	221,10	414,70
8 a 12	600	2300	0,71%	3935	150,50	412,50	471,20
12 a 15,2	600	2300	0,55%	3935	848,70	275,00	311,40

A Figura 60 apresenta os resultados de resistência lateral unitária dos valores entre extensômetros.

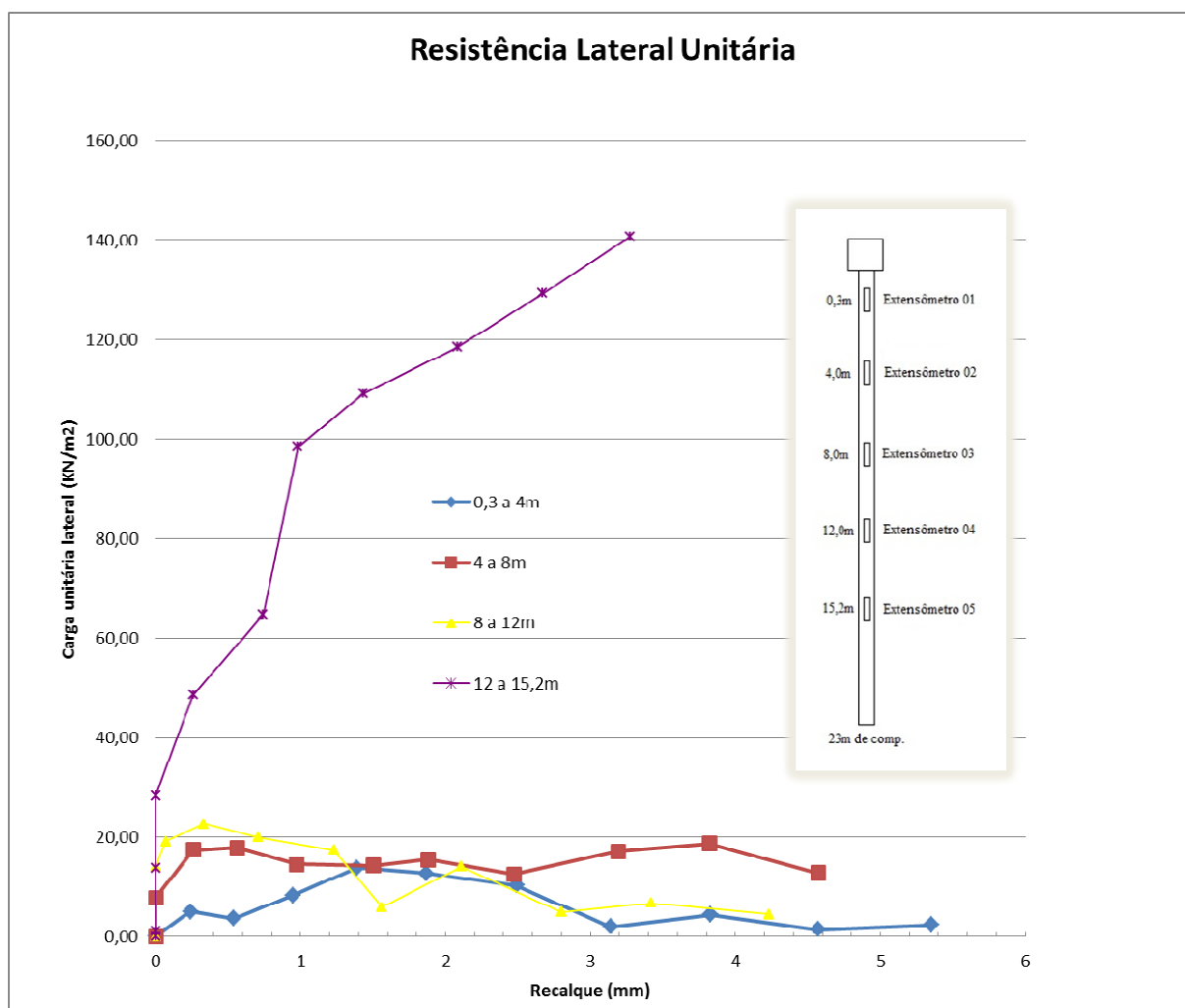


Figura 60 - Resultados de resistência lateral unitária dos valores entre extensômetros para a estaca E-310.

A prova de carga estática instrumentada executada na estaca E-310 utilizou sensores em 5 níveis no comprimento da estaca, o que possibilitou a obtenção da resistência lateral em 4 camadas do solo. No entanto, a prova de carga estática não chegou à ruptura, o que repercutiu nem mesmo na mobilização da resistência de ponta. O baixo valor de recalque pode ter influenciado também na diferença de valores encontrados entre resistência lateral da instrumentação e métodos semi-empíricos para todas as camadas.

A análise da resistência nas camadas superficiais do solo (até 12,0m) revelou um comprometimento da contribuição de atrito lateral no início do ensaio. Já na profundidade entre 12m e 15,2m, a instrumentação, a partir da análise da Figura 60, demonstrou uma grande resistência lateral da interação não chegando a ser comprometida no ensaio pois o gráfico continua crescente na profundidade citada.

Os valores obtidos a partir dos métodos semi-empíricos apresentaram divergências em relação aos obtidos a partir dos dados da instrumentação da camada. Essa divergência pode ter sido causada também pela distância do local de realização da sonfagem de reconhecimento à percussão (distante 15,0m) tomado como referência em relação à estaca executada.

5.4.3 Estimativa do Coeficiente β (Décourt, 1998) para a Interação Estaca Hélice x Solo

O Quadro 31 apresenta os valores calculados do coeficiente β para a interação estaca tipo hélice contínua x maciço terroso - nas camadas analisadas da estaca E-95.

Quadro 31 - Valores do coeficiente β (Décourt, 1998) calculados a partir do ensaio instrumentado da estaca E-95

Nível (m)	Diâmetro (mm)	Carga Ensaio (kN)	% recalque em relação ao diâm.	Resistência Lateral Média (kN/m ²) - Instr	Nspt médio Lateral da Camada	Estimativa de Beta
0,4 a 2,2	600,00	1950	3,44%	54,77	13	1,03
2,2 a 8,8	600,00	1950	3,32%	18,62	17	0,28
					Média Beta	0,7
					Valor Padrão	1,0

A avaliação dos resultados do cálculo do coeficiente β (Décourt, 1998) para a interação estaca hélice contínua x solo na região de Suape revelou resultados distintos em função das camadas.

A consideração das 2 seções apresenta uma média igual a 0,70 – sendo o valor igual a 1,0 (um) o recomendado pelo método de Décourt (1998). Seria necessário a avaliação de mais ensaios para calibrar tal valor com o auxílio de uma melhor análise estatística. Conforme comentado anteriormente, o valor de resistência lateral unitária no nível de 2.2 a 8.8m apresenta-se inválido em função do problema com extensômetro na profundidade 4,96m. A análise isolada do nível de 0,4 a 2,2m, que apresentou melhores resultados, revelou o coeficiente Beta com o valor de 1,03, este bem próximo ao atual valor proposto por Décourt (1998).

O Quadro 32 apresenta valores calculados do coeficiente β para a interação estaca tipo hélice contínua x maciço terroso das camadas analisadas na estaca E-310.

Quadro 32 - Valores do coeficiente β (Décourt, 1998) calculados a partir do ensaio instrumentado da estaca E-310.

Nível (m)	Diâmetro (mm)	Carga Ensaio (kN)	% recalque em relação ao diâm.	Resistência Lateral Média kN/m ² - Instr	Nspt médio Lateral da Camada	Estimativa de Beta
0,3 a 4	600	2300	0,89%	10,19	4	0,44
4 a 8	600	2300	0,76%	14,48	16	0,23
8 a 12	600	2300	0,71%	19,96	22	0,24
12 a 15,2	600	2300	0,55%	140,70	22	1,67
					Média Beta	0,6
					Valor Padrão	1,0

Os valores entre a resistência por camadas obtidas instrumentação e N_{SPT} equivalente da estaca E-310 não obtiveram valores equivalentes (níveis 8 a 12 e 12 a 15,2 possuem mesmo N_{spt} porém resistência lateral média na instrumentação diferentes) tendendo a distorções durante ensaio SPT ou durante a instrumentação.

A análise do cálculo dos valores do coeficiente β (Décourt, 1998) de interação estaca tipo hélice continua x solo na região de Suape apresentou valores distintos em função das camadas. A avaliação das 4 seções revela um valor médio igual a 0,60 – sendo o valor igual a 1 (um) o recomendado por Décourt (1998). Os resultados obtidos mostram-se pouco confiáveis, uma vez que observou-se um baixo recalque (sem ruptura) na realização do ensaio. Para uma melhor avaliação, seria necessário considerar mais ensaios na condição próxima à ruptura da estaca.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 CONCLUSÕES

A partir das análises dos resultados obtidos, levando-se em consideração as quatro metodologias aplicadas neste estudo de caso, pode-se concluir que:

- Entre os métodos de estimativa de carga de ruptura com a extrapolação da curva carga x recalque, os resultados apresentaram a mesma ordem de grandeza de valores entre os métodos de Van Der Veen (1953), Rigidez (1996), Chin-Kondner (1971) e Mazurkiewicz (1972), com destaque para a precisão de resultados do método de Van Der Veen (1953). Confirmou-se que, quanto maior o recalque em relação ao diâmetro das estacas, maior a aproximação de resultados entre os métodos.
- A comparação dos valores de carga de ruptura calculados por meio dos métodos semi-empíricos de Décourt (1998), Brasfond (1991) e David Cabral (1986) para a estaca raiz, com os valores estimados pelos métodos de extrapolação (média dos métodos Van Der Veen (1953), Rigidez (1996), Chin-Kondner (1971) e Mazurkiewicz (1972)), revelou que métodos semi-empíricos foram conservadores, em média 20% e, assim, a favor de segurança.
- Nas análises realizadas para a estaca tipo hélice contínua, observou-se a mesma ordem de grandeza de valores de carga de ruptura do método de extrapolação de Van Der Veen (1953) e do método semi-empírico de Décourt (1998), com um desvio de apenas 3%. O método semi-empírico de Aoki-veloso (1975) mostrou-se conservador em relação ao métodos de extrapolação Van Der Veen (1953) e semi-empírico de Décourt (1998), com valores, em média, inferiores em 30%.
- A análise dos resultados obtidos no estudo das provas de cargas realizadas em estacas embutidas em maciço rochoso revelou que a resistência lateral unitária - calculada a partir do isolamento do trecho de maciço rochoso - apresentou valor de resistência lateral equivalente a solo compacto e graduado. Observou-se o valor médio de 140 kN/m^2 de resistência lateral para as estacas embutidas em maciço rochoso; para as estacas escavadas executadas em solo siltoso compacto e bem graduado deste mesmo empreendimento, verificou-se uma resistência unitária lateral média de 90 kN/m^2 .

- O isolamento dos valores de resistência de ponta no maciço rochoso revelou um valor de resistência de ponta unitária igual a 17.500 kN/m^2 , um valor N_{spt} equivalente na ponta em torno de 120 e coeficiente α [coeficiente proposto por Décourt (1998)] igual a 2,0. Vale ressaltar que o valor sugerido por Décourt (1998) em seu método é 1,0. Tais resultados apontam que a resistência de ponta no maciço rochoso estudado (interação riolito/basalto versus estaca raiz) foi subestimada com a utilização dos métodos semi-empíricos.
- A análise da resistência lateral e de ponta do maciço rochoso em relação a sua resistência à compressão, revelou coeficientes de 0,002 e 0,23, respectivamente. Os valores demonstraram que o alto grau de fraturamento do maciço rochoso foi responsável pelos baixos coeficientes obtidos para a interação estaca raiz e maciço rochoso no empreendimento estudado. Apesar dos resultados terem apresentados valores coerentes com os disponíveis na literatura, recomenda-se que novos estudos sejam realizados a fim de proporcionar uma análise estatística dos resultados.
- No que se refere aos resultados obtidos no estudo de prova de carga em estaca hélice contínua, valores de resistência lateral revelam que os resultados obtidos através do método semi-empírico de Décourt (1998) apresentaram, em sua maioria, valores entre os métodos de VDV (1953) 1% e VDV (1953) 2%. O desvio padrão e coeficiente de variação geral entre método de Décourt (1998) e a média entre métodos de VDV (1953) 1% e VDV (1953) 2% foram de 2,83 e 4,2%, respectivamente. Avaliando-se os resultados de resistência de ponta, o método de VDV(1953) 2% mostrou-se não aplicável para a maioria das estacas ensaiadas. O desvio padrão e coeficiente de variação geral entre o método de Décourt (1998) e método de VDV (1953) 1% foram de 515,05 e 28,9%, respectivamente, para os resultados de resistência de ponta unitária. Avaliando-se os resultados do método da Rigidez (2008), para estimativa de contribuição de resistências de ponta e lateral unitárias, obteve-se variações de valores entre métodos - destaque para baixos valores de resistência lateral com a utilização do método de extrapolação da Rigidez (2008) em relação a extrapolação a partir de Van Der Veen (1953) e métodos semi-empíricos de Décourt (1998) e Aoki-Velloso(1975). O baixo recalque das estacas contribuiu para desvios de resultados, principalmente no método da Rigidez (2008).
- Os resultados obtidos para a estaca instrumentada - que chegou ao rompimento - apresentaram valores coerentes em relação aos métodos semi-empíricos. Observou-se

diferença de 14,7% entre os valores medidos (a partir de extensômetros elétricos) e calculados (a partir da média dos métodos semi-empíricos) e coeficientes β [proposto do Décourt (1998)] igual a 1,03. No entanto, verificou-se que no trecho com uma grande distância entre sensores (6,4 metros - esta decorrente da falha do sensor intermediário) um valor baixo de resistência lateral (39% inferior a média entre métodos semi-empírico).

- A avaliação dos ensaios com estaca instrumentada sem rompimento - recalque igual à 0,75% do diâmetro da estaca - revelou valores de resistência lateral medidos (a partir de extensômetros elétricos) bem inferiores em relação aos calculados com os métodos semi-empíricos. Observou-se que o trecho inicial da estaca apresentou valores baixos de resistência, enquanto os trechos intermediários revelaram valores altos de resistência. Este comportamento, contudo, não condiz com ensaio sondagem à percussão executado próximo ao local da estaca. Problemas durante investigação geotécnica e/ou deficiência executiva podem ter comprometido comparação entre instrumentação e métodos semi-empíricos. No entanto, acredita-se que o baixo valor de recalque pode ter influenciado os resultados de resistência a partir da instrumentação.

Por meio dos resultados apresentados nesta pesquisa, é possível concluir que a análise de ensaios de Prova de Carga Estática, quando executadas durante a investigação geotécnica ou no decorrer da execução do estaqueamento (na etapa de controle de qualidade), pode proporcionar novos elementos para o dimensionamento das estacas e, consequentemente, a otimização de projetos de fundações. Tais considerações podem repercutir em benefícios financeiros, com menores prazos executivos e com menores impacto ao meio ambiente, principalmente em obras de grande porte.

6.2 SUGESTÕES PARA NOVOS TRABALHOS

O presente trabalho apresentou estudos complementares tanto na análise do maciço rochoso quanto na determinação de coeficiente de interface entre estaca tipo hélice contínua versus solo no Complexo Industrial e Portuário de Suape. Com o propósito de contribuir para o avanço de estudos nessa temática, são apresentadas as seguintes sugestões para trabalhos futuros:

- Avaliar os ensaios de PCE em demais empreendimentos do Complexo de SUAPE, a fim de comparar e aprofundar resultados obtidos nesta pesquisa.
- Aprofundar o estudo de contribuição por atrito lateral e ponta através do método da Rigidez (2008), comparando-o com o método das duas retas (MASSAD & LAZO, 1998) e possíveis ensaios instrumentados, dado que tais métodos foram recém elaborados e um maior número de estudos e pesquisas poderiam contribuir para aumentar a confiabilidade dos seus resultados.
- Estudar com maior profundidade, a partir de resultados de prova de carga, qual o recalque mínimo ideal em ensaios de prova de carga para a obtenção de um menor coeficiente de variação entre os métodos da extrapolação.

REFERÊNCIAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 5.739, Concreto – Ensaio de Corpos-de-Prova Cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2007.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6.122, Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2010.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6.484, Execução de sondagens de simples reconhecimento de solos**. Rio de Janeiro, 2001.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 8.036, Programação de sondagens de simples reconhecimento para fundações de edifícios**. Rio de Janeiro, 1983.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 12.131, Estacas – Prova de carga estática – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2006.

ALBUQUERQUE, P. J. R. **Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: Estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade**. 2001. 263f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade Estadual de São Paulo, São Paulo.

ALONSO, U. R. **Prova de Carga Horizontal em Estaca Hélice Contínua**. Revista Solos e Rochas, São Paulo: V.21, p.51-57, 1998.

AMANN, K. A. P. **Metodologia Semi-empíricas Unificada para a Estimativa da Capacidade de Carga de Estacas** 2010. 430 f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

AOKI, N.; ALONSO, U.R. **Previsão e Verificação da Carga Admissível de Estacas**. ABMS - NRSP. Workshop realizado no IESP, 1991.

ASSIS, A. P. **Mecânica e Engenharia de Rochas** – Apostila do Curso Avançado. Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / FT - Geotecnia. Publicação G. AP – AA002/03. 69 p. Brasília-DF, 2003.

BRASFOND FUNDAÇÕES ESPECIAIS S/A – **Catálogo técnico de Serviços**, 2006

CINTRA, José Carlos A. **Fundações por Estacas : projeto geotécnico**. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2010.

DÉCOURT, L. Fundações e iterações solo-estrutura, Relato geral in : **COBRAMSEF**, 10, Foz do Iguaçu. Anais, ABMS, v. pós-congresso, 1994.

DÉCOURT, L. A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez. In: **SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, III SEFE**, 1996, São Paulo. Anais... São Paulo: ABEF e ABMS, 1996, v.1, p. 215-224.

DÉCOURT, L. Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito. In: **SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, VI SEFE** . Anais. São Paulo: ABMS, 2008, v.1, p. 221-245, 2008.

DÉCOURT, L.; NIYAMA, S. **Predicted and measured behavior of displacement piles in residual soils**. In:ICSMFE, 13, Nova Delhi, Índia. Anais, ISSMFE, v.2, p.477-486, 1994.

FELLENIOUS B. H. **The Analysis of result from routine pile load tests**. Ground Engineer, p. 19 – 31. Sep. 1980.

FERREIRA, S.R.M – **Notas de Aula da Disciplina de Fundações** – UNICAP – Recife, 2010.

FRANÇA, D. C. **Provas de Carga Estática Instrumentadas em Profundidade em Estacas Escavadas de Grande Diâmetro (Estacões)**. 2011. 186 f. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

FRAZÃO, E. . **Tecnologia de Rochas na Construção Civil**. São Paulo: ed. ABGE, 2002.

HACHICH, W. et al. **Fundações Teoria e Prática**. 2 ed. São Paulo : Editora PINI, 1998.

HOEK, E. ; BROWN, E.T. **The Hoek-Brown Failure Criterion – a 1988 Update**. Proc. 15th Canadian Rock Mech. Symp. (ed. J.C. Curran), Departament of Civil Engeneering, University of Toronto, Toronto, Canada, 1988

JOPPERT, J. I. **Fundações e contenções de edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução**. São Paulo: PINI, 2007.

KONDNER, K. L. **Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils**. **Journal of Soil Mech. and Found. Engng**, ASCE. v. 89. n. SM1, p. 115. 1963.

LOPES, F. R. **Fundações: Fundações Profundas**. Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ, 2002.

MASSAD, F.; LAZO, G. **Método gráfico para interpretar a curva carga-recalque de provas de carga verticais em estacas rígidas e curtas**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 1998, Brasília: ABMS, 1998, v.3 p. 1407-1414.

MELO, B. N. **Análise de Provas de Carga à Compressão à Luz do Conceito de Rigidez**. 2009. 250 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas-SP.

MELLO, V. F. B. **Fundações e Elementos Estruturais Enterrados**. São Paulo: EPUSP, 1975. Apostila de apoio às aulas.

NACANO, M. **Capacidade de Carga de Estacas Apiloadas Confeccionadas com Solo-cimento Plástico**. 2001. 175f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual Paulista de Ilha Solteira, São Paulo-SP.

NIYAMA, S; AOKI, N.; CHAMECKI, P.R. Verificação do Desempenho – Provas de Carga Estáticas. In: **Fundações: Teoria e Prática**. 1 ed. São Paulo-SP, ABMS/ABEF/Pini, 1996.

NOGUEIRA, R. C. R. **Comportamento de estacas tipo raiz, instrumentadas, submetidas à compressão axial, em solo de diabásio**. 2004. 204 f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de

Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

PENNA, A.S.D. et al. **A estaca Hélice Contínua – a experiência atual**. 1 ed. São Paulo: Editora ABMS-NRSP, 1999.

PFALZGRAFF, P. A. et al. **Carta Geotécnica e de Suscetibilidade a Processos Geológicos do município de Ipojuca/Pernambuco**, 1999, Recife-PE. CPRM/FIDEM.

POULOS, H. G. ; DAVIS, E. H. **Pile Foundation Analysis and Design**. New York: John Wiley and Sons, 397 p. (Series in Geotechnical Engineering). 1980.

REVISTA TÉCHNE, São Paulo: Ed. PINI, n. 86, fev. 1995

SERRA, E. J. ; OJIMA L. M. **Caracterização e Classificação de Maciços Rochosos** . Geologia de Engenharia, Oliveira, A.S. e Brito, S.A (Ed),ABGE, SP. 1998

Suaape Institucional e Histórico. Pernambuco, 2012. Disponível em < <http://www.suaape.pe.gov.br/institutional/historic.php>>. Acesso em 13 de Agosto de 2012.

TEIXEIRA, Wilson [et. al] (orgs). **Decifrando a Terra**. São Paulo: Companhia Editora Nacional, 2008.

VAN DER VEEN, C. **The Bearing Capacity of a Pile**. Proc. Third Int. Conf. Soil Mcch. Found. Engrg., Vol. II, pp. 84-90, Zurich, 1953

VARGAS. M. **Provas de carga em estacas – Uma apreciação histórica**. São Paulo, ABMS, v.13. p.3-12. 1990.

VELLOSO, D. A. **Fundações Teoria e Prática**. 2 ed. p.213-230, São Paulo : Editora PINI, 1998.

VELLOSO,D.A. ; LOPES, F.R. **Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2004. V. 1, 226 p.

ANEXO A

Informações gerais, localização, quadro de cargas e representação gráfica dos ensaios de
Provas de cargas Estáticas selecionadas – Estaca Raiz.

A.(2) Estaca E-116

A.(2.1) Localização:

E: 9.451,239 m

N: 11.627,069 m

A.(2.2) Informações Gerais:

Tabela 33 – Informações gerais da Estaca E-116

Estaca	Local	Φ (mm)	Φ em Rocha (mm)	Comp. (m)	Embuti- mento Rocha (mm)	Carga Ensaio (kN)	Recalque Máximo (mm)	Recalque Residual (mm)	% recalqu e diâm.
E-116	U-34 (PIPE- RACK)	400	310	8000	2000	1600	6,23	1,685	1,56%

A.(2.3) Quadro de Cargas:

Tabela 34 – Tabela de Cargas da Estaca E-116

Quadro de Cargas – E116		
Carga (kN)	Recalque Inicial (mm)	Recalque Final (mm)
160	0,032	0,032
320	0,165	0,19
480	0,558	0,618
640	1,053	1,068
800	1,67	1,695
960	2,375	2,423
1120	3,048	3,103
1280	3,915	3,99
1440	4,763	4,835
1600	5,698	6,23
1200	5,833	5,815
800	5,093	5,063
400	3,765	3,75
0	1,755	1,685

A.(2.4) Representação gráfica do ensaio realizado:

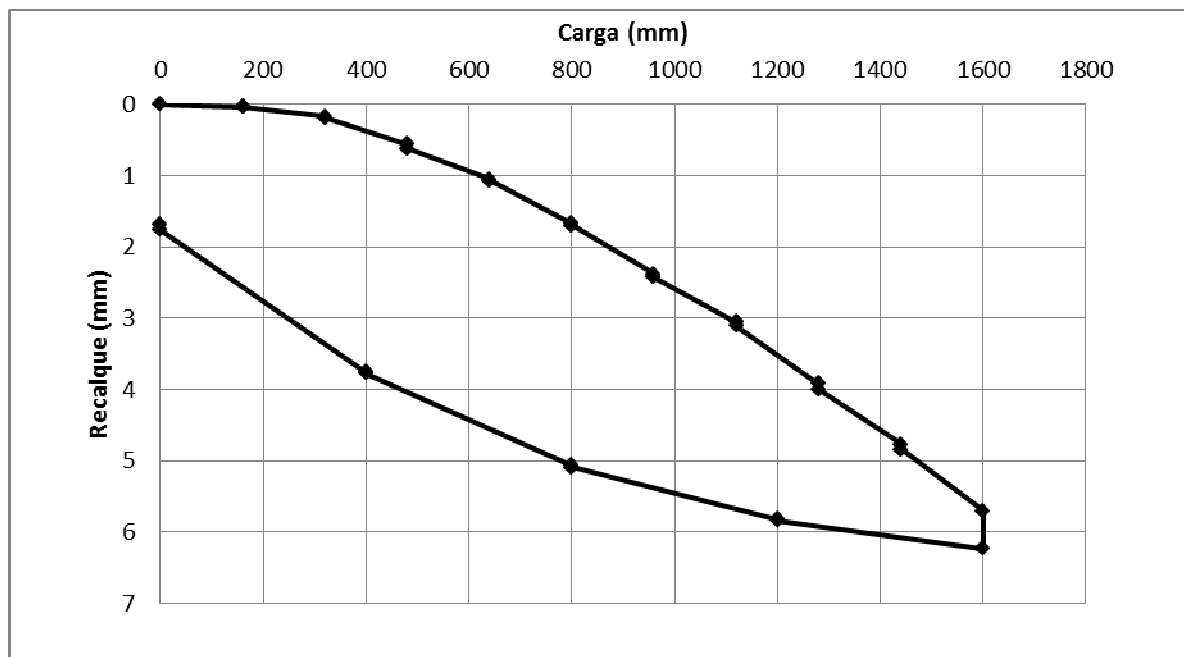


Figura 61 – Gráfico do ensaio de PCE executado na estaca E-116

A.(3) Estaca E-45

A.(3.1) Localização:

E: 9.465,639 m

N: 11.612,669 m

A.(3.2) Informações Gerais:

Tabela 35– Informações gerais da Estaca E-45

Estaca	Local	Φ (mm)	Φ em Rocha (mm)	Comp. (m)	Embutimento Rocha (mm)	Carga Ensaio (kN)	Recalque Máximo (mm)	Recalque Residual (mm)	% recalque e diâm.
E-45	U-34 (PIPE-RACK)	400	310	7000	2000	1500	11,86	8,623	2,97%

A.(3.3) Quadro de Cargas:

Tabela 36 – Tabela de Cargas da Estaca E-45

<i>Quadro de Cargas – E45</i>		
Carga (kN)	Recalque Inicial (mm)	Recalque Final (mm)
150	0,06	0,06
300	0,065	0,087
450	0,302	0,355
600	0,887	0,95
750	1,858	1,973
900	3,013	3,158
1050	4,875	5,038
1200	6,76	7,03
1350	9,108	9,38
1500	11,438	11,86
1250	11,53	11,508
750	10,785	10,688
375	9,63	9,518
0	8,748	8,623

A.(3.4) Representação gráfica do ensaio realizado:

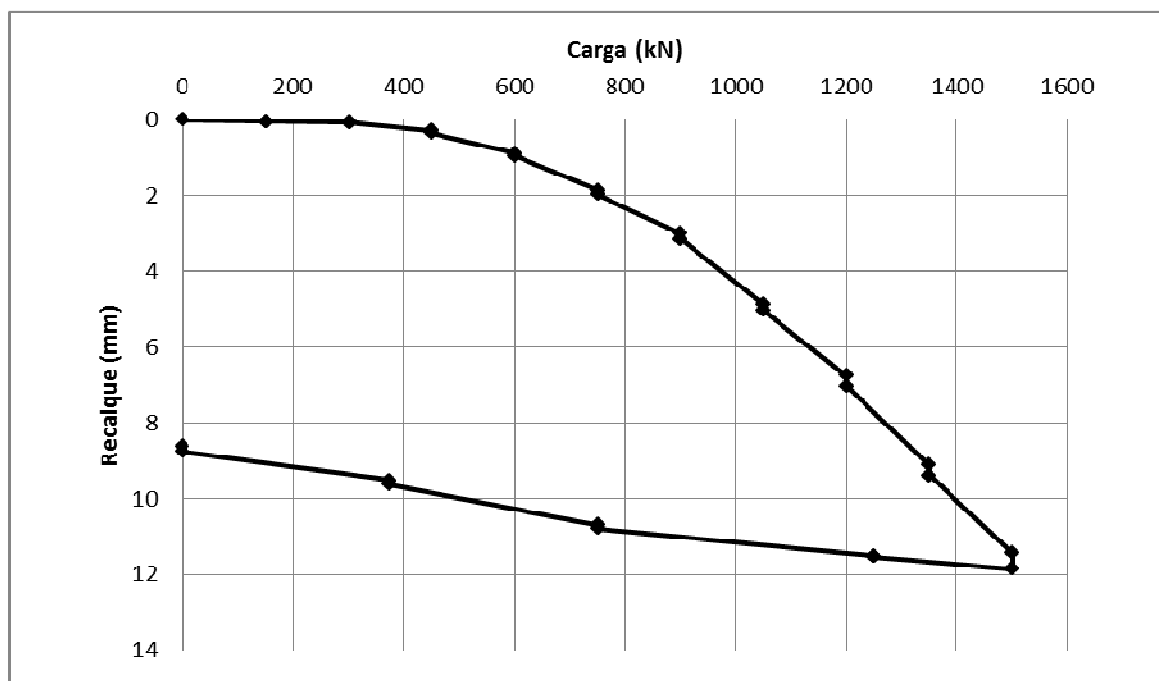


Figura 62 – Gráfico do ensaio de PCE executado na estaca E-45

A.(4) Estaca E-92

A.(4.1) Localização:

E: 9.452,839 m

N: 11.659,069 m

A.(4.2) Informações Gerais:

Tabela 37– Informações gerais da Estaca E-92

Estaca	Local	Φ (mm)	Φ em Rocha (mm)	Comp. (m)	Embutimento Rocha (mm)	Carga Ensaio (kN)	Recalque Máximo (mm)	Recalque Residual (mm)	% recalque e diâm.
E-92	U-34 (PIPE-RACK)	400	310	13500	3000	1800	17,60	13,00	4,40%

A.(4.3) Quadro de Cargas:

Tabela 38 – Tabela de Cargas da Estaca E-92

Quadro de Cargas – E92		
Carga (kN)	Recalque Inicial (mm)	Recalque Final (mm)
180	0,203	0,203
360	0,43	0,455
540	2,283	2,348
720	3,195	3,318
900	3,943	4,073
1080	4,88	5,055
1260	7,38	7,63
1440	10,455	10,69
1620	13,558	13,778
1800	16,445	17,595
1350	17,338	17,288
900	16,448	16,373
450	14,998	14,908
0	13,15	13

A.(4.4) Representação gráfica do ensaio realizado:

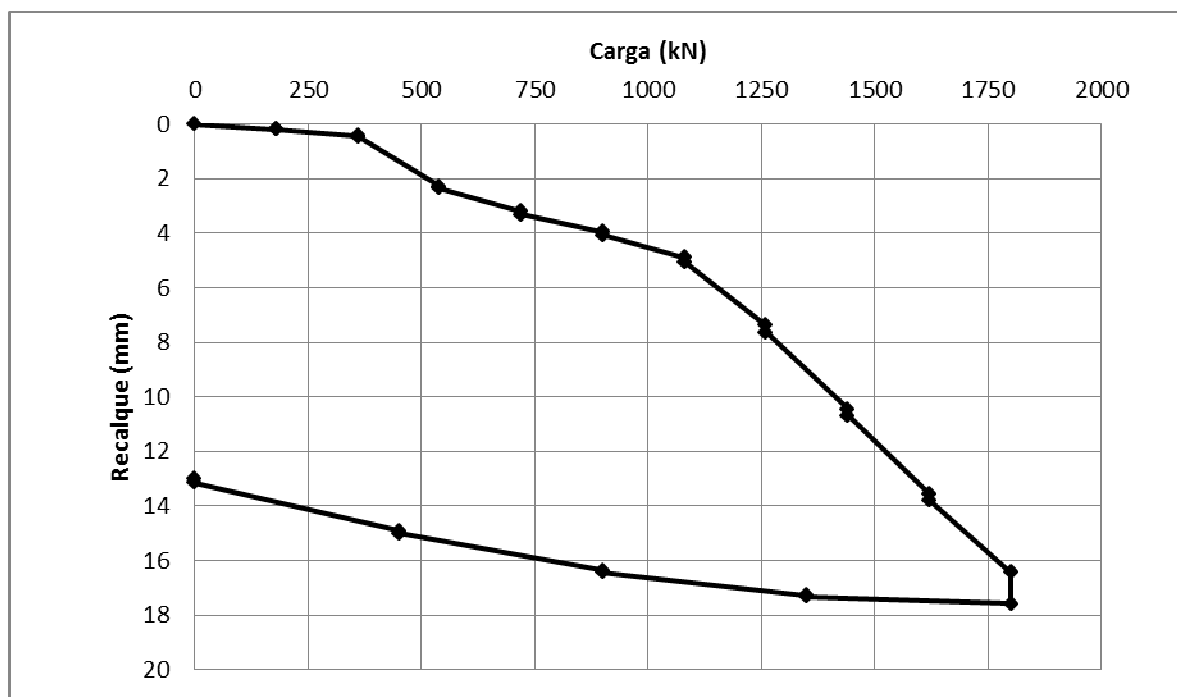


Figura 63 – Gráfico do ensaio de PCE executado na estaca E-92

A.(5) Estaca E-80

A.(5.1) Localização:

E: 9.452,839 m

N: 11.683,069 m

A.(5.2) Informações Gerais:

Tabela 39– Informações gerais da Estaca E-80

Estaca	Local	Φ (mm)	Φ em Rocha (mm)	Comp. (m)	Embuti- mento Rocha (mm)	Carga Ensaio (kN)	Recalque Máximo (mm)	Recalque Residual (mm)	% recalqu e diâm.
E-80	U-34 (PIPE- RACK)	400	310	11000	3000	1700	22,20	17,49	5,55%

A.(5.3) Quadro de Cargas:

Tabela 40 – Tabela de Cargas da Estaca E-80

<i>Quadro de Cargas – E80</i>		
Carga (kN)	Recalque Inicial (mm)	Recalque Final (mm)
170	0,21	0,22
340	1,123	1,16
510	2,088	2,15
680	2,875	2,96
850	3,878	3,973
1020	5,15	5,248
1190	6,875	7,448
1360	10,508	10,993
1530	15,065	15,123
1700	21,663	22,2
1275	21,71	21,683
850	20,93	20,885
425	19,718	19,65
0	17,61	17,448

A.(5.4) Representação gráfica do ensaio realizado:

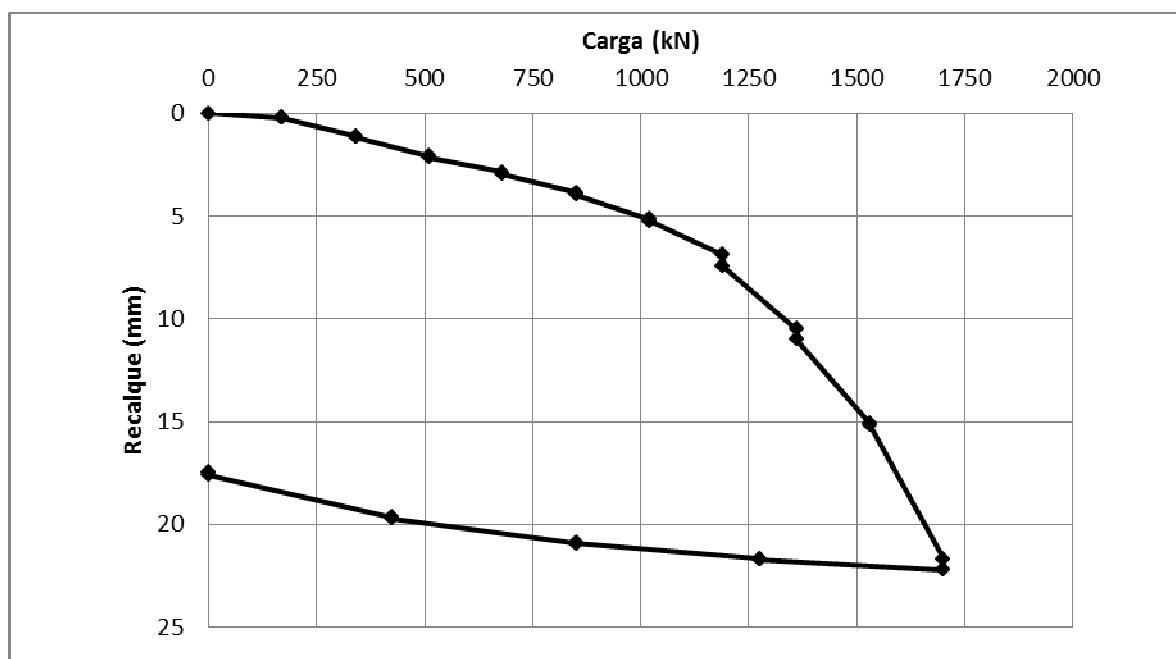


Figura 64 – Gráfico do ensaio de PCE executado na estaca E-80

A.(6) Estaca E-27

A.(6.1) Localização:

E: 9.465,639 m

N: 11.853,669 m

A.(6.2) Informações Gerais:

Tabela 41 – Informações gerais da Estaca E-27

Estaca	Local	Φ (mm)	Φ em Rocha (mm)	Comp. (m)	Embuti- mento Rocha (mm)	Carga Ensaio (kN)	Recalque Máximo (mm)	Recalque Residual (mm)	% recalqu e diâm.
E-27	U-33 (PIPE- RACK)	400	310	5500	2000	1500	2,15	0,72	0,54%

A.(6.3) Quadro de Cargas:

Tabela 42 – Tabela de Cargas da Estaca E-27

<i>Quadro de Cargas – E27</i>		
Carga (kN)	Recalque Inicial (mm)	Recalque Final (mm)
150	0,02	0,025
300	0,135	0,148
450	0,245	0,258
600	0,413	0,433
750	0,6	0,615
900	0,768	0,783
1050	0,958	0,97
1200	1,165	1,19
1350	1,383	1,41
1500	1,663	2,145
1125	1,868	1,868
750	1,6	1,595
375	1,205	1,185
0	0,755	0,72

A.(6.4) Representação gráfica do ensaio realizado:

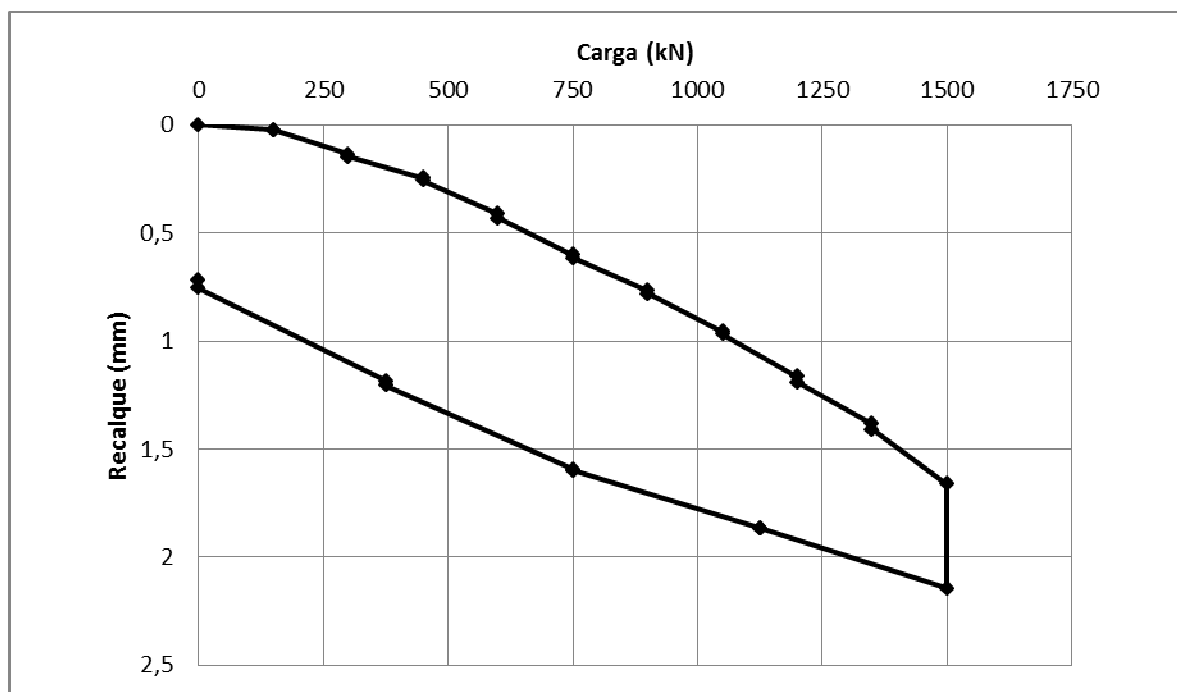


Figura 65 – Gráfico do ensaio de PCE executado na estaca E-27

A.(7) Estaca E-72

A.(7.1) Localização:

E: 9.464,839 m

N: 11.788,069 m

A.(7.2) Informações Gerais:

Tabela 43 – Informações gerais da Estaca E-72

Estaca	Local	Φ (mm)	Φ em Rocha (mm)	Comp. (m)	Embuti- mento Rocha (mm)	Carga Ensaio (kN)	Recalque Máximo (mm)	Recalque Residual (mm)	% recalqu e diâm.
E-72	U-33 (PIPE- RACK)	400	310	5000	2000	1500	3,605	1,70	0,90%

A.(7.3) Quadro de Cargas:

Tabela 44 – Tabela de Cargas da Estaca E-72

<i>Quadro de Cargas – E72</i>		
Carga (kN)	Recalque Inicial (mm)	Recalque Final (mm)
150	0,12	0,123
300	0,263	0,265
450	0,473	0,48
600	0,768	0,803
750	1,138	1,168
900	1,553	1,6
1050	2,005	2,055
1200	2,435	2,488
1350	2,878	2,948
1500	3,35	3,605
1250	3,4	3,338
750	3,05	3,045
375	2,453	2,44
0	1,705	1,695

A.(7.4) Representação gráfica do ensaio realizado:

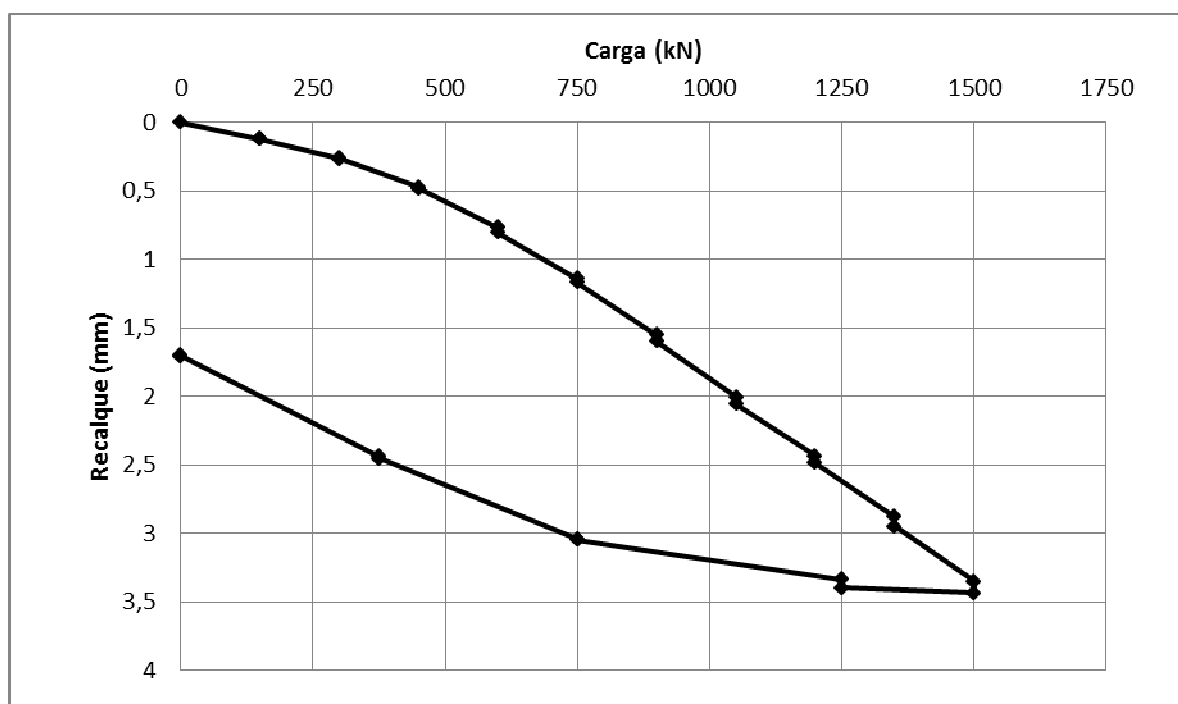


Figura 66 – Gráfico do ensaio de PCE executado na estaca E-72

A.(8) Estaca E-56

A.(8.1) Localização:

E: 9.462,439 m

N: 11.820,069 m

A.(8.2) Informações Gerais:

Tabela 45 – Informações gerais da Estaca E-56

Estaca	Local	Φ (mm)	Φ em Rocha (mm)	Comp. (m)	Embuti- mento Rocha (mm)	Carga Ensaio (kN)	Recalque Máximo (mm)	Recalque Residual (mm)	% recalqu e diâm.
E-56	U-33 (PIPE- RACK)	400	310	5000	2000	1500	6,38	2,67	1,59%

A.(8.3) Quadro de Cargas:

Tabela 46 – Tabela de Cargas da Estaca E-56

<i>Quadro de Cargas – E56</i>		
Carga (kN)	Recalque Inicial (mm)	Recalque Final (mm)
150	0,065	0,075
300	0,298	0,315
450	0,748	0,783
600	1,195	1,24
750	1,695	1,765
900	2,58	2,588
1050	3,38	3,38
1200	4,218	4,218
1350	5,095	5,125
1500	5,958	6,378
1250	6,003	5,95
750	5,433	5,39
375	4,285	4,248
0	2,655	2,655

A.(8.4) Representação gráfica do ensaio realizado:

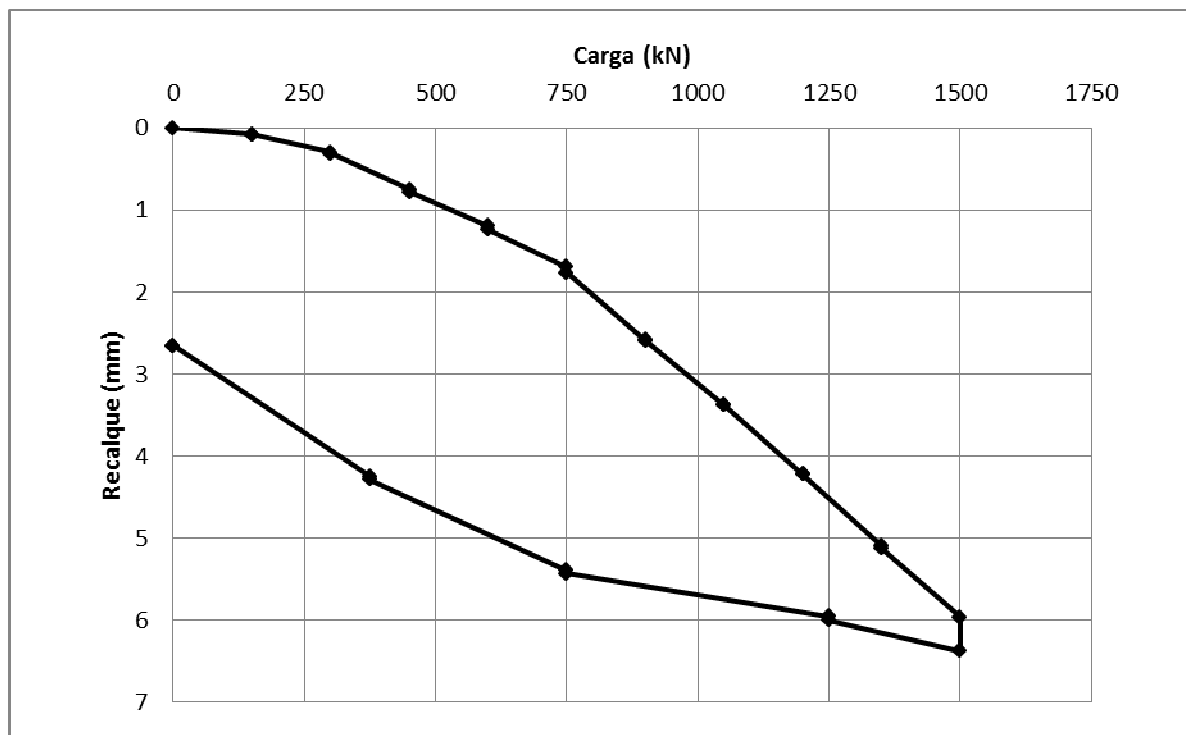


Figura 67 – Gráfico do ensaio de PCE executado na estaca E-56

ANEXO B

Informações gerais, localização, quadro de cargas e representação gráfica dos ensaios de
Provas de cargas Estáticas selecionadas – Estaca Hélice

B.(2) Estaca E-191

B.(2.1) Localização:

E: 9.353,424 m

N: 11.799,514 m

B.(2.2) Informações Gerais:

Tabela 47 – Informações gerais da Estaca E-191

Estaca	Localização	Diâmetro (mm)	Comp. (mm)	Carga Ensaio (kN)	Recalque Máximo (mm)	Recalque Residual (mm)	% recalque diam.
E-191	U-35 – PSA	350	11850	900	5,53	3,39	1,58%

B.(2.3) Quadro de Cargas:

Tabela 48 – Tabela de Cargas da Estaca E-191

Quadro de Cargas – E191		
Carga (kN)	Recalque Inicial (mm)	Recalque Final (mm)
90	0,04	0,04
180	0,132	0,14
270	0,245	0,247
360	0,38	0,415
450	0,615	0,69
540	0,98	1,108
630	1,525	1,753
720	2,238	2,52
810	3,09	3,4
900	4,34	5,525
675	5,26	5,24
450	4,865	4,825
225	4,295	4,23
0	3,54	3,388

B.(2.4) Representação gráfica do ensaio realizado:

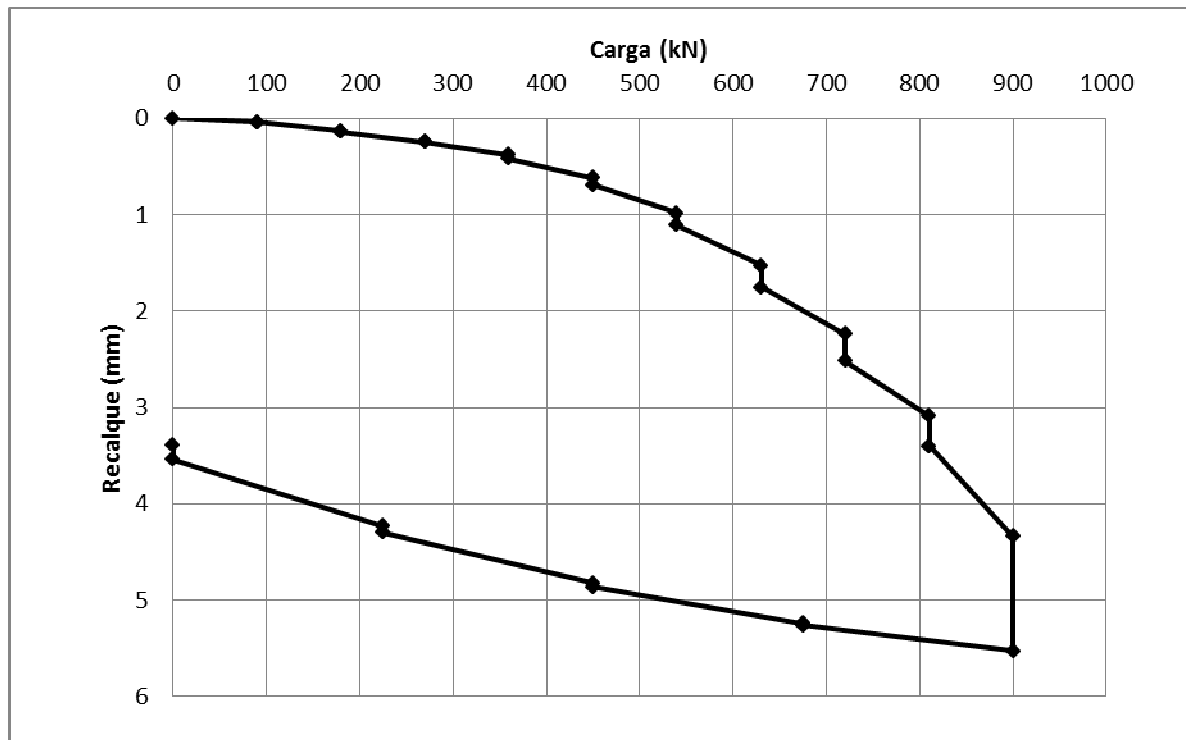


Figura 68 – Gráfico do ensaio de PCE executado na estaca E-191

B.(3) Estaca E-148

B.(3.1) Localização:

E: 9.243,155 m

N: 11.855,869 m

B.(3.2) Informações Gerais:

Tabela 49 – Informações gerais da Estaca E-148

Estaca	Localização	Diâmetro (mm)	Comp. (mm)	Carga Ensaio (kN)	Recalque Máximo (mm)	Recalque Residual (mm)	% recalque diam.
E-148	U-31 V3109	350	15900	1000	4,22	1,46	1,21%

B.(3.3) Quadro de Cargas:

Tabela 50 – Tabela de Cargas da Estaca E-148

<i>Quadro de Cargas – E148</i>		
Carga (kN)	Recalque Inicial (mm)	Recalque Final (mm)
100	0,074	0,089
200	0,291	0,311
300	0,491	0,536
400	0,811	0,866
500	1,166	1,226
600	1,624	1,656
700	2,039	2,081
800	2,524	2,561
900	3,039	3,091
1000	3,624	4,219
750	3,944	3,904
500	3,386	3,346
250	2,634	2,576
0	1,606	1,464

B.(3.4) Representação gráfica do ensaio realizado:

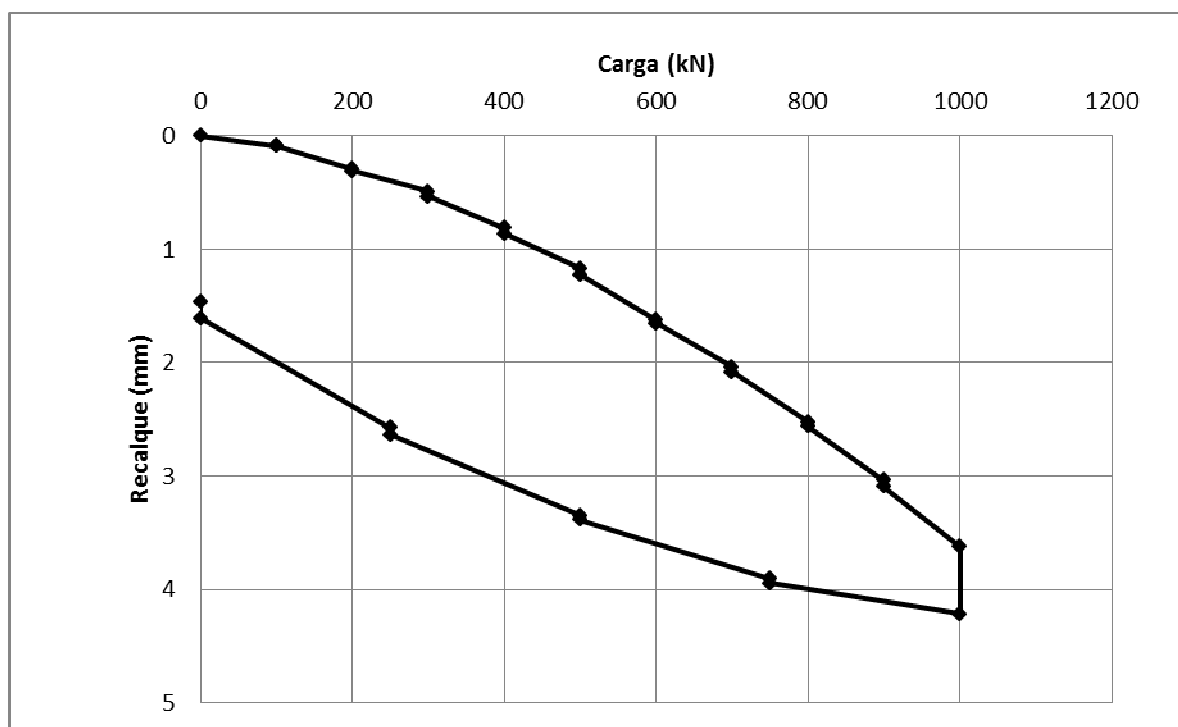


Figura 69 – Gráfico do ensaio de PCE executado na estaca E-148

B.(4) Estaca E-608

B.(4.1) Localização:

E: 9.258,289 m

N: 11.774,119 m

B.(4.2) Informações Gerais:

Tabela 51 – Informações gerais da Estaca E-608

Estaca	Localização	Diâmetro (mm)	Comp. (mm)	Carga Ensaio (kN)	Recalque Máximo (mm)	Recalque Residual (mm)	% recalque diam.
E-608	U-31 PR	700	18800	2700	7,66	3,88	1,09%

B.(4.3) Quadro de Cargas:

Tabela 52 – Tabela de Cargas da Estaca E-608

Quadro de Cargas – E608		
Carga (kN)	Recalque Inicial (mm)	Recalque Final (mm)
270	0,01	0,01
540	0,07	0,08
810	0,27	0,305
1080	0,615	0,7
1350	1,218	1,335
1620	1,813	1,928
1890	2,365	2,57
2160	3,565	3,775
2430	5,418	5,78
2700	7,038	7,66
2025	7,398	7,395
1350	6,768	6,745
675	5,52	5,49
0	4,058	3,878

B.(4.4) Representação gráfica do ensaio realizado:

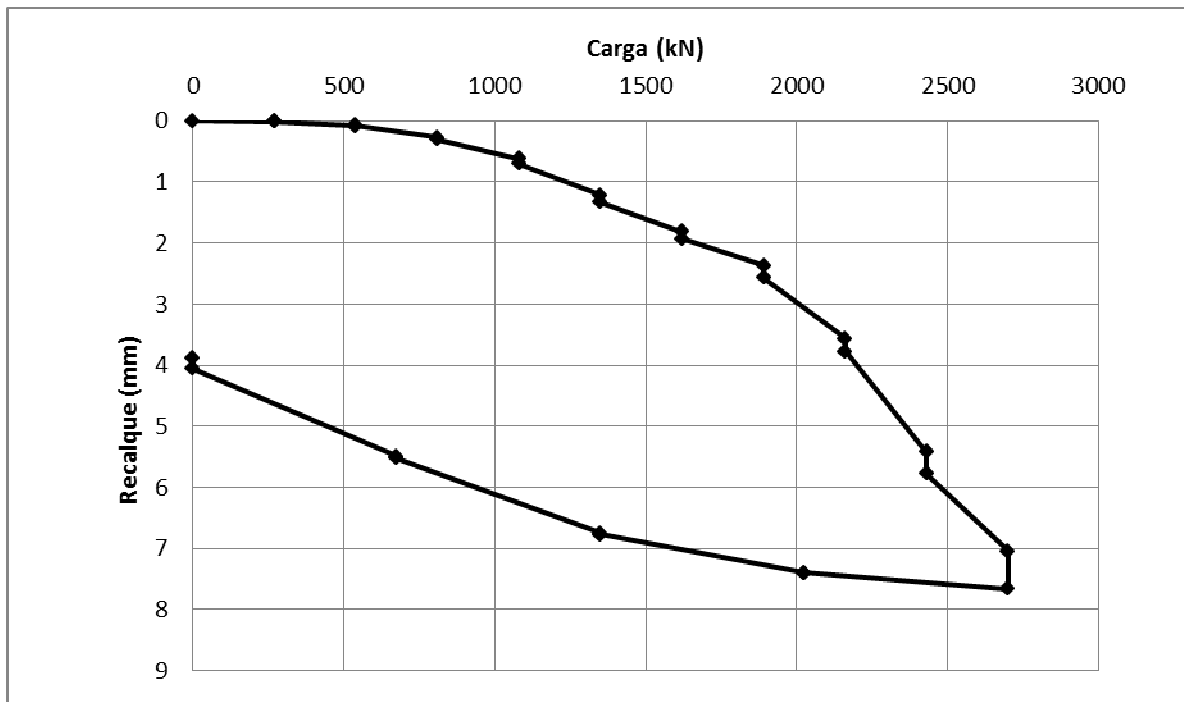


Figura 70 – Gráfico do ensaio de PCE executado na estaca E-608

B.(5) Estaca E-1206

B.(5.1) Localização:

E: 9.239,039 m

N: 11.876,869 m

B.(5.2) Informações Gerais:

Tabela 53 – Informações gerais da Estaca E-1206

Estaca	Localização	Diâmetro (mm)	Comp. (mm)	Carga Ensaio (kN)	Recalque Máximo (mm)	Recalque Residual (mm)	% recalque diam.
E-1206	U-31 EstI	500	18950	1900	5,54	1,33	1,11%

B.(5.3) Quadro de Cargas:

Tabela 54 – Tabela de Cargas da Estaca E-1206

Quadro de Cargas – E1206		
Carga (kN)	Recalque Inicial (mm)	Recalque Final (mm)
190	0,023	0,023
380	0,168	0,178
570	0,402	0,435
760	0,87	0,93
950	1,388	1,48
1140	1,958	2,005
1330	2,665	2,768
1520	3,428	3,53
1710	4,325	4,47
1900	4,923	5,538
1425	5,11	5,088
950	4,355	4,325
475	3,085	3,025
0	1,45	1,333

B.(5.4) Representação gráfica do ensaio realizado:

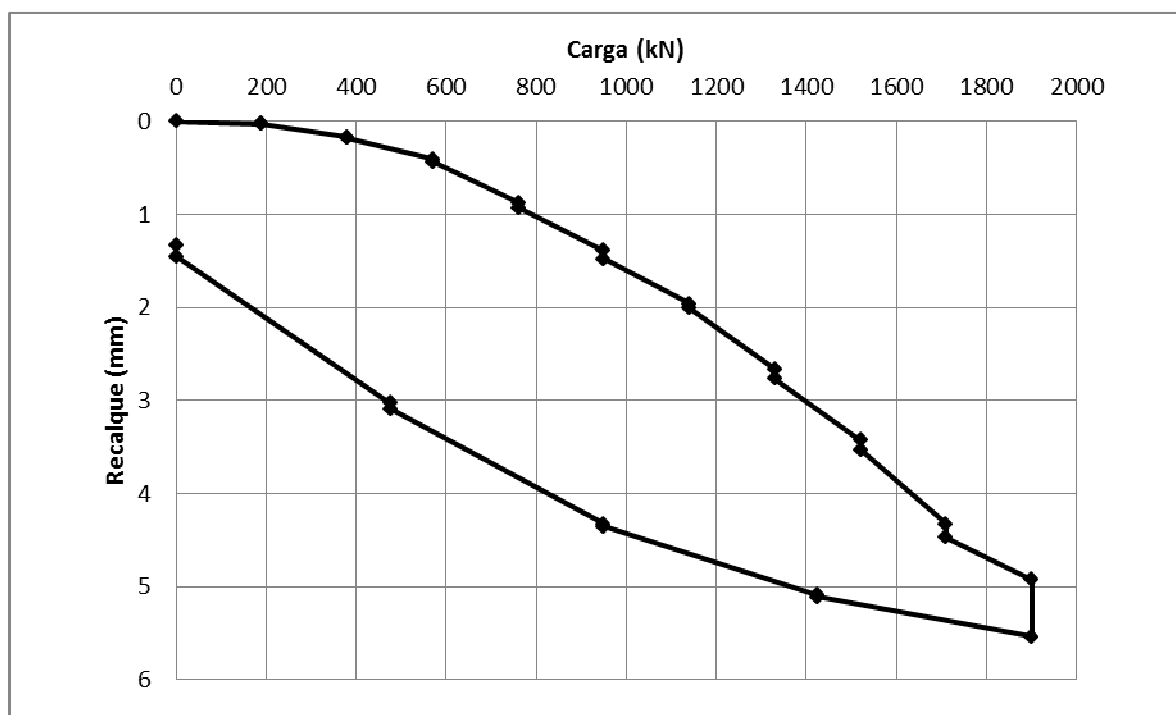


Figura 71 – Gráfico do ensaio de PCE executado na estaca E-1206

ANEXO C

Sondagens a Percussão (ensaio tipo SPT) na região das provas de carga selecionadas

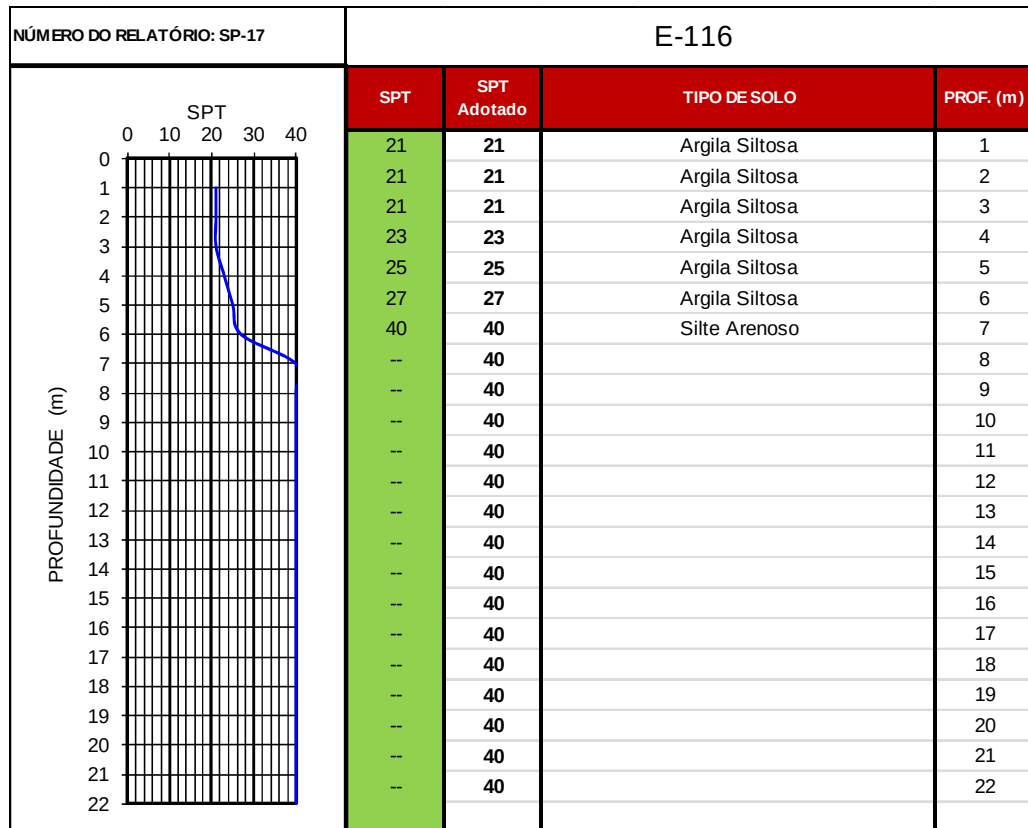


Figura 72 - Sondagem de referência da Estaca E-116

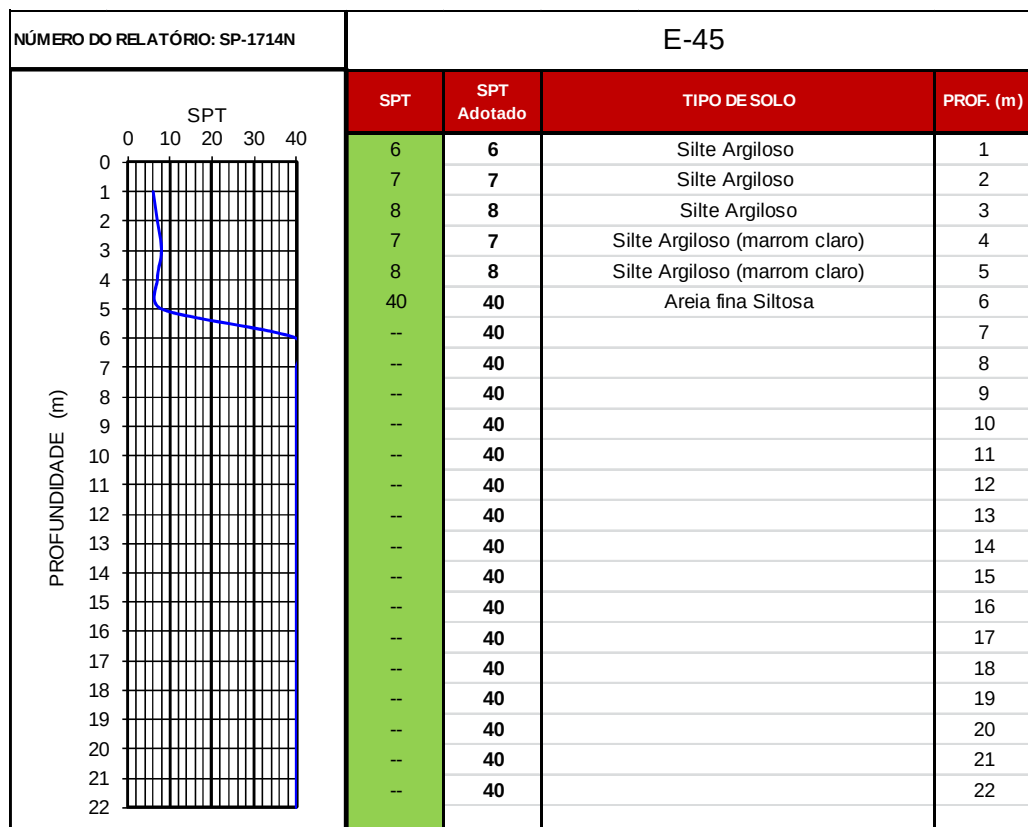


Figura 73 - Sondagem de referência da Estaca E-45

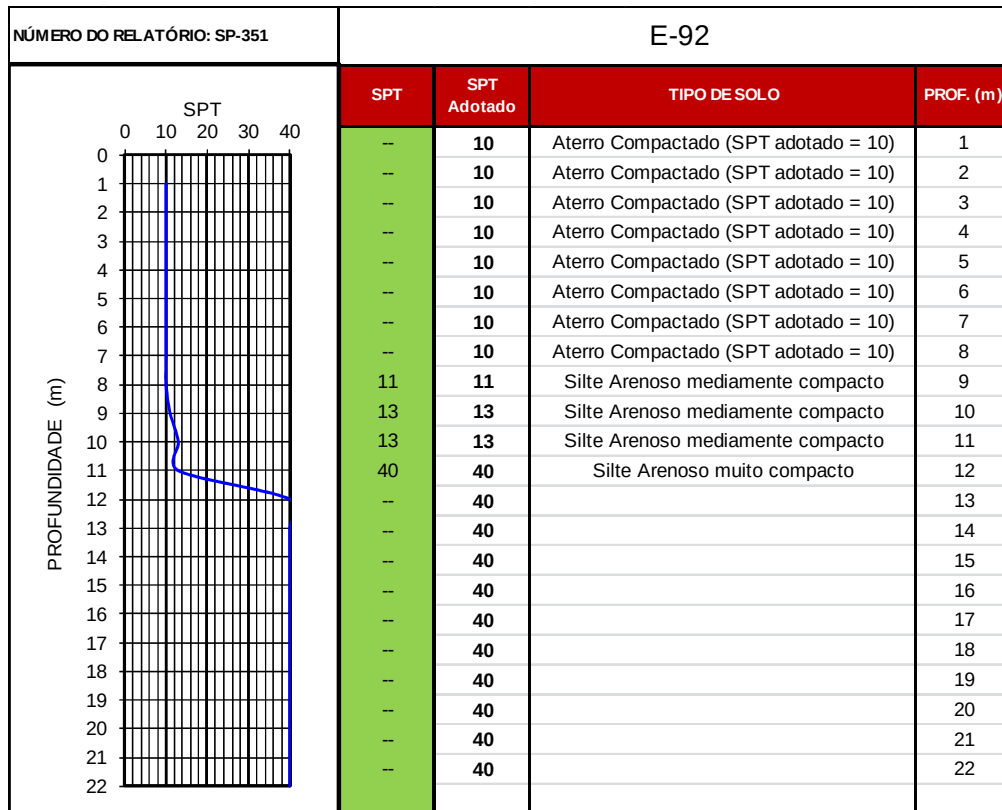


Figura 74 - Sondagem de referência da Estaca E-92

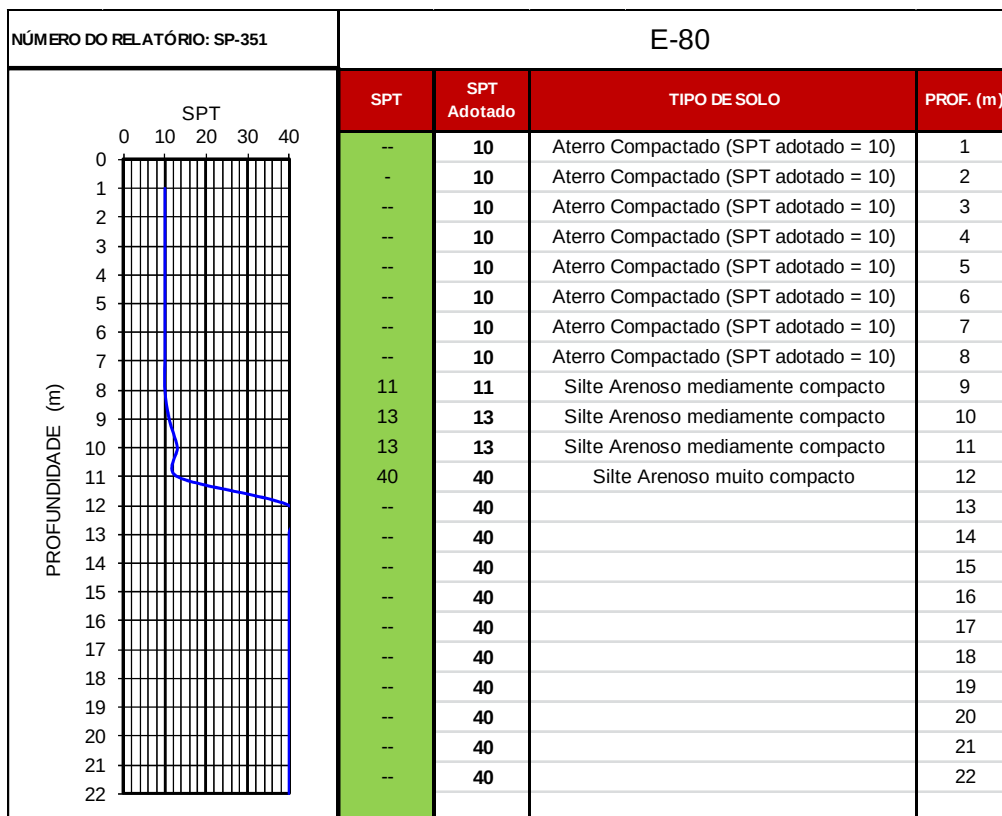


Figura 75 - Sondagem de referência da Estaca E-80

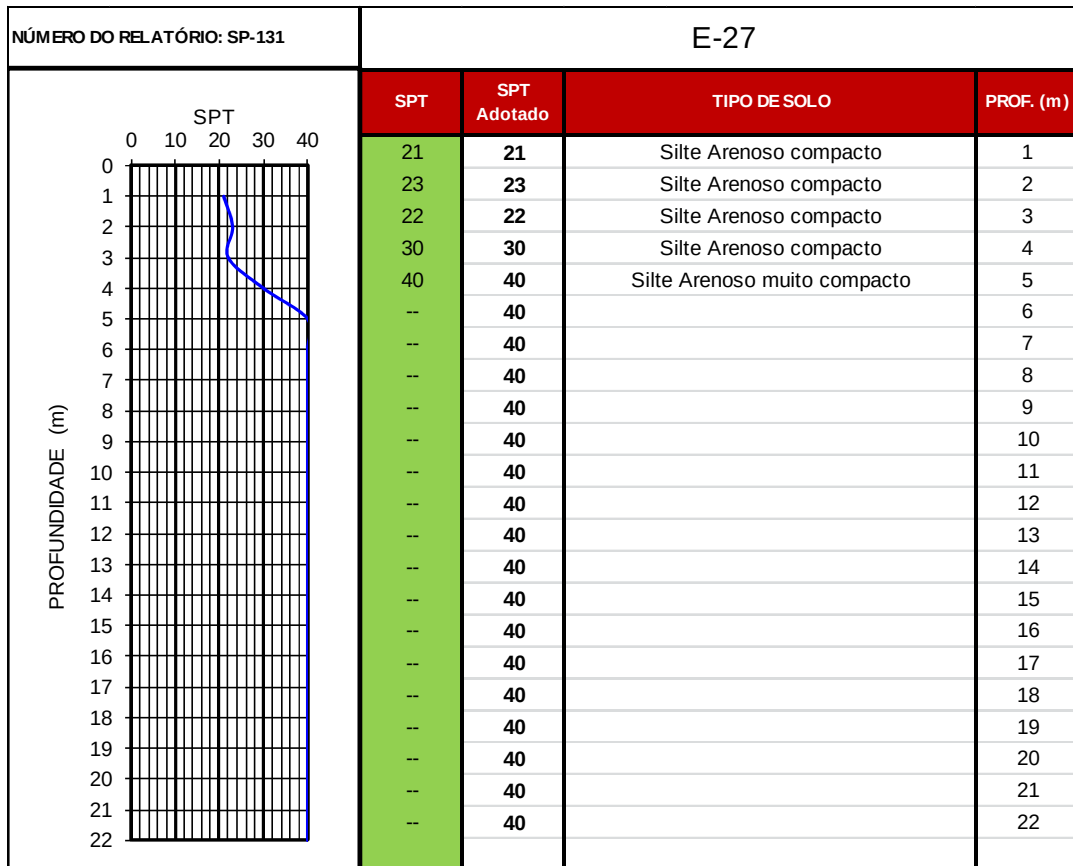


Figura 76 - Sondagem de referência da Estaca E-27

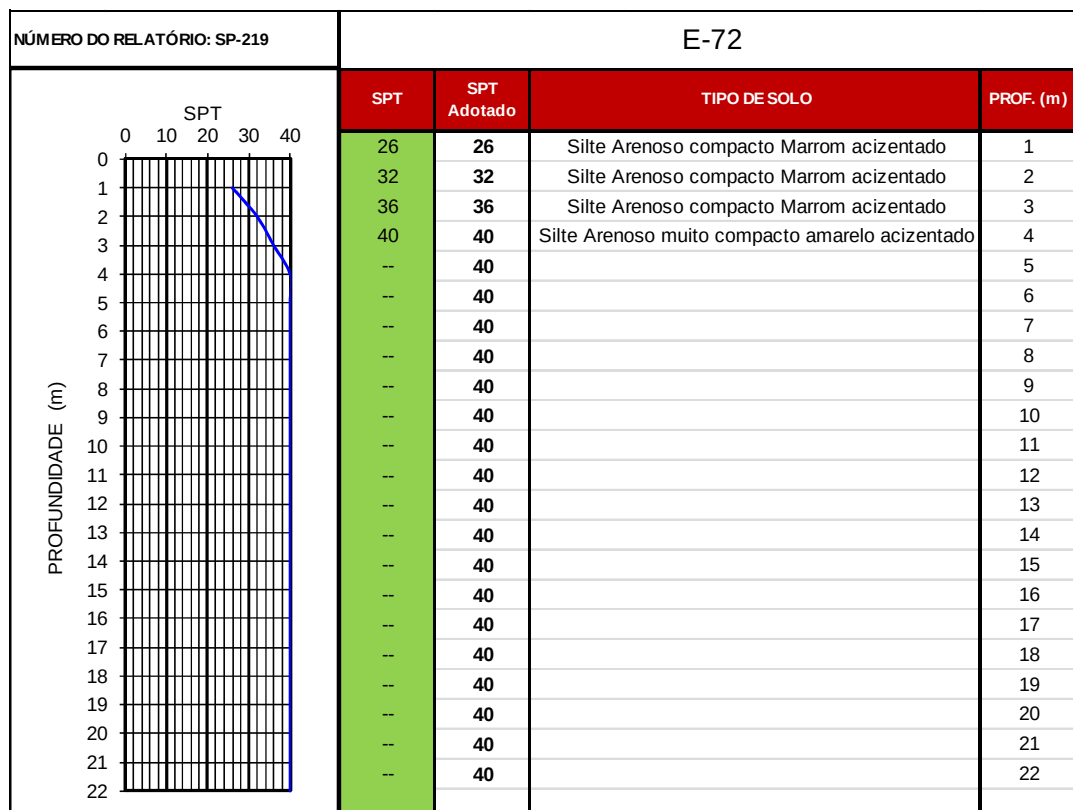


Figura 77 - Sondagem de referência da Estaca E-72

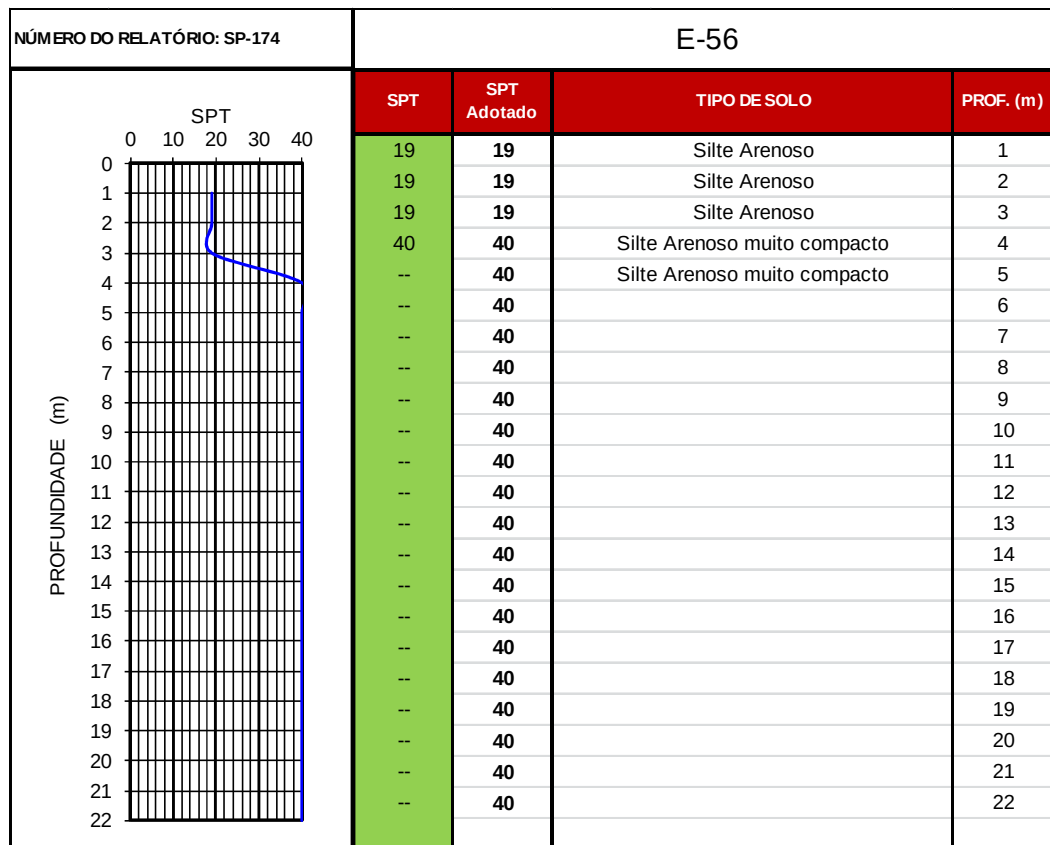


Figura 78 - Sondagem de referência da Estaca E-56

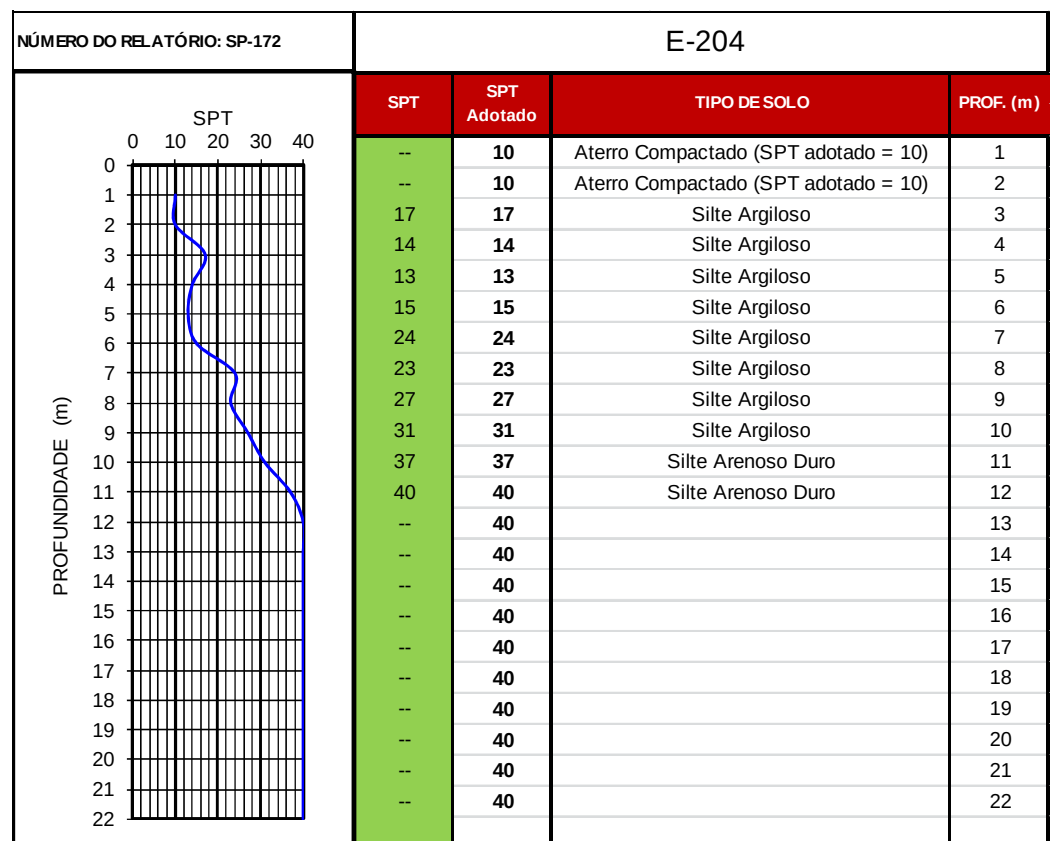


Figura 79 - Sondagem de referência da Estaca E-204

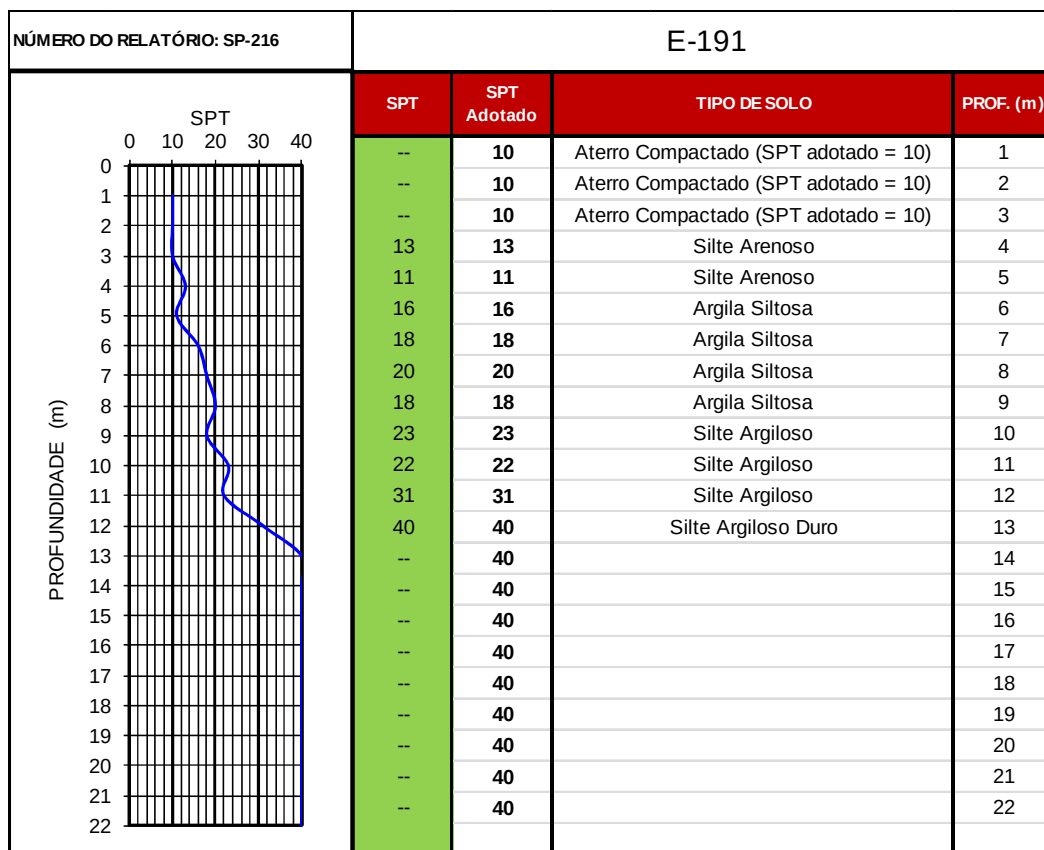


Figura 80 - Sondagem de referência da Estaca E-191

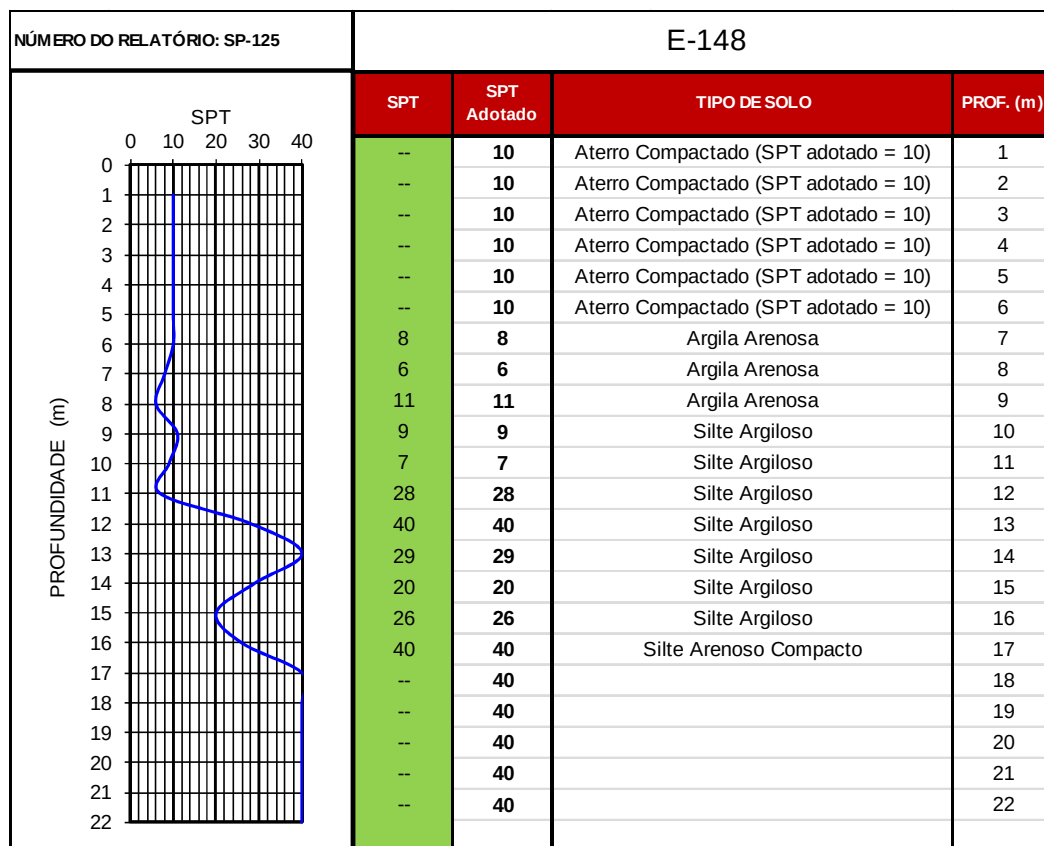


Figura 81 - Sondagem de referência da Estaca E-148

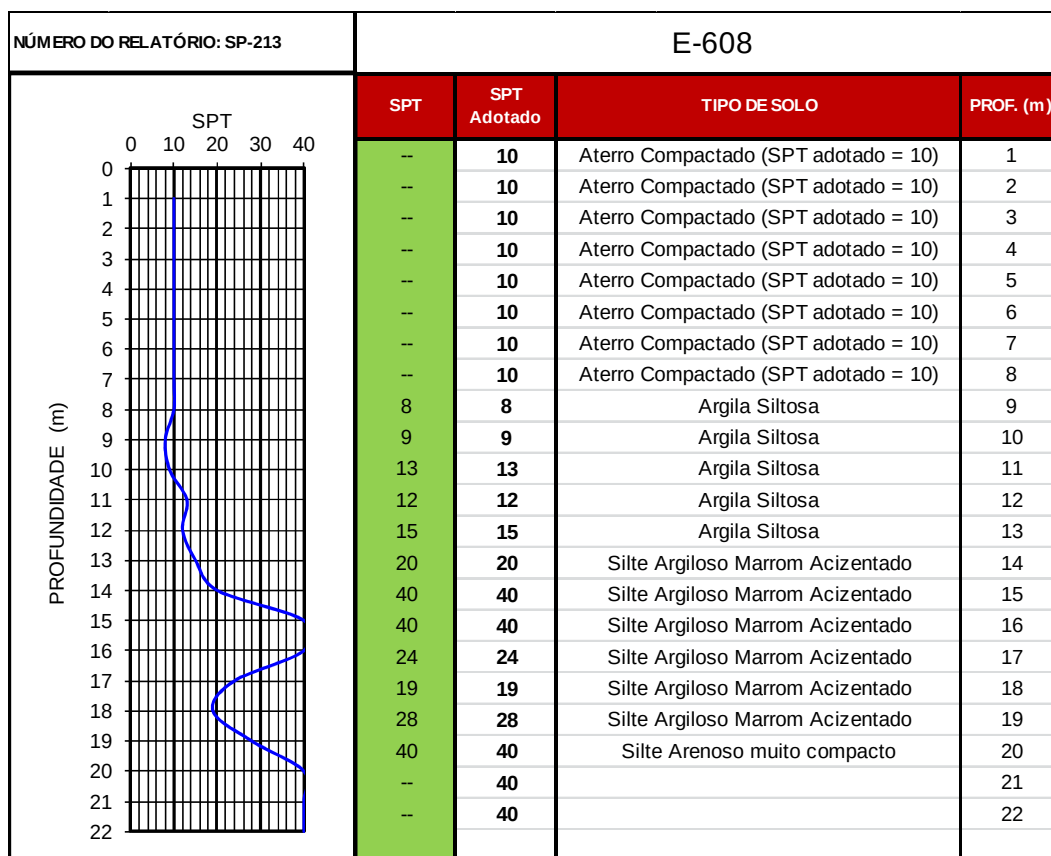


Figura 82 - Sondagem de referência da Estaca E-608

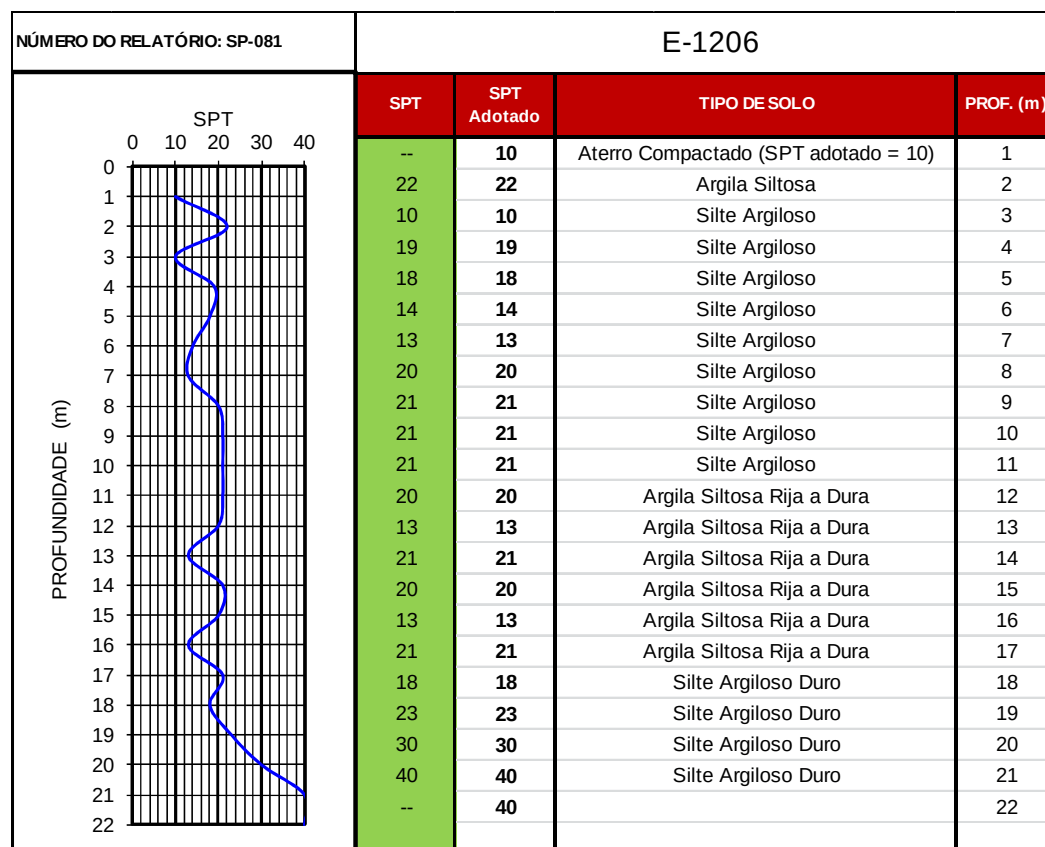


Figura 83 - Sondagem de referência da Estaca E-1206

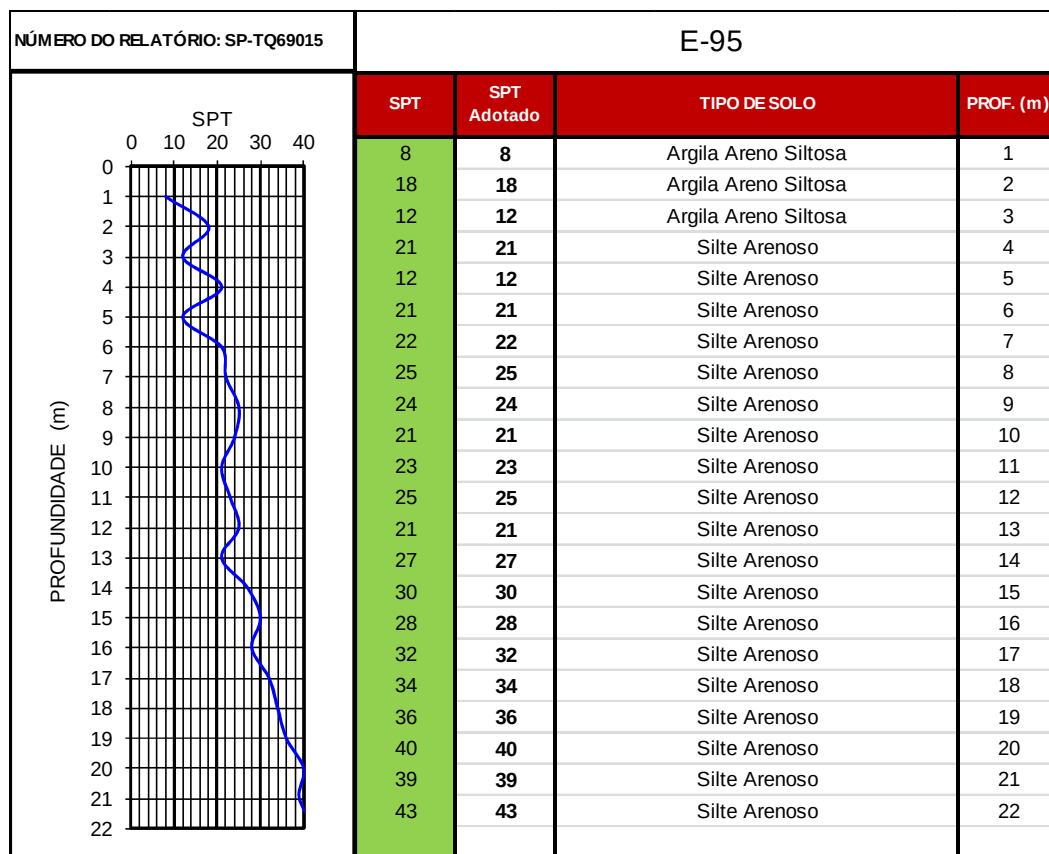


Figura 84 - Sondagem de referência da Estaca E-95

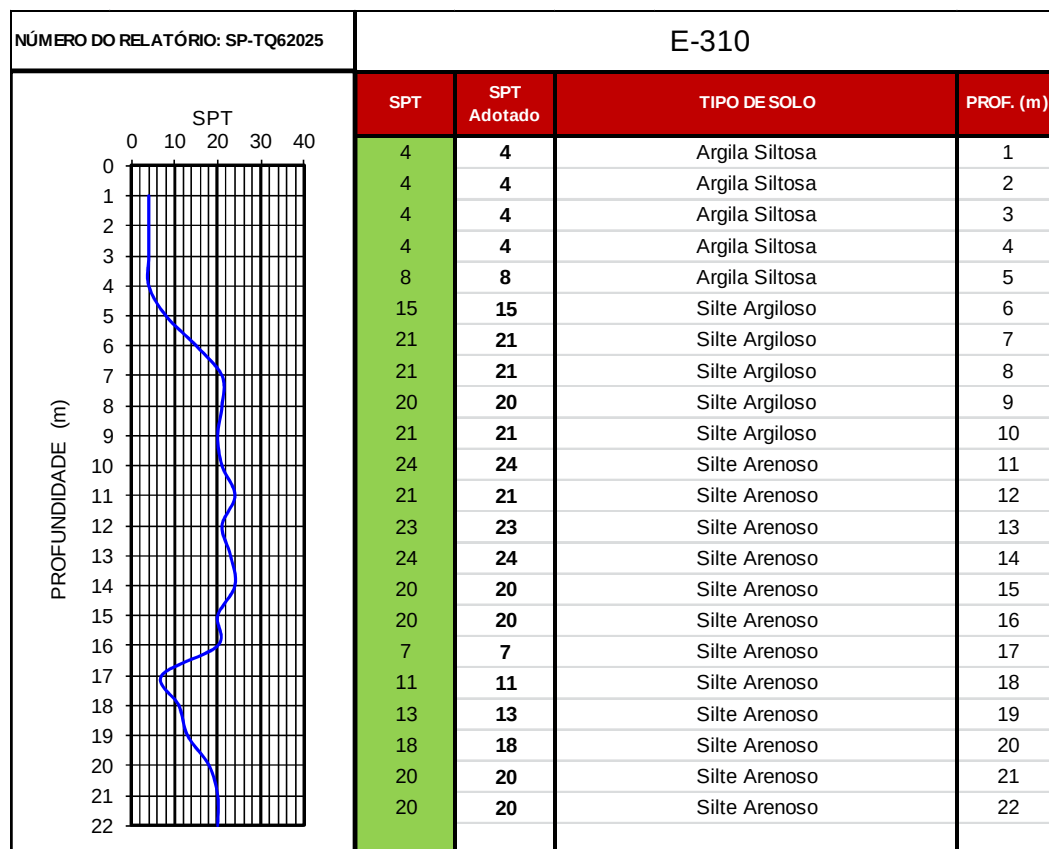


Figura 85 - Sondagem de referência da Estaca E-310