



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

DENISE ITAJAHY SASAKI GOMES

**ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS E UMA
VISÃO GEOESTATÍSTICA DA VARIABILIDADE DO PERFIL DE SOLO / MACIÇO
ROCHOSO EM UMA ÁREA DE SUAPE-PE**

Recife
2018

DENISE ITAJAHY SASAKI GOMES

**ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS E UMA
VISÃO GEOESTATÍSTICA DA VARIABILIDADE DO PERFIL DE SOLO / MACIÇO
ROCHOSO EM UMA ÁREA DE SUAPE-PE**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para a obtenção do Título de Doutor em Engenharia Civil.

Área de concentração: Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho

Recife

2018

Catálogo na fonte
Bibliotecária Maria Luiza de Moura Ferreira, CRB-4 / 1469

G633a Gomes, Denise Itajahy Sasaki.
 Análise da capacidade de carga de fundações profundas e uma visão geoestatística da variabilidade do perfil de solo / maciço rochoso em uma área de Suape-Pe / - 2018.
 356 folhas, il., tab. e símb.

Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho.

Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2018.
Inclui Referências e Apêndices.

1. Engenharia Civil. 2. Fundações. 3. Estacas. 4. Maciço rochoso. 5. Capacidade de carga. 6. Extrapolações. 7. Geoestatística. 8. Krigagem. I. Coutinho, Roberto Quental (Orientador). II. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2019-055

DENISE ITAJAHY SASAKI GOMES

**ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS E UMA
VISÃO GEOESTATÍSTICA DA VARIABILIDADE DO PERFIL DE SOLO / MACIÇO
ROCHOSO EM UMA ÁREA DE SUAPE-PE**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para a obtenção do Título de Doutor em Engenharia Civil.

Aprovada em: 23/11/2018

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho - UFPE
(Orientador)

Prof. Dr. Faíçal Massad – USP
(examinador externo)

Prof.^a Dr.^a Bernadete Ragoni Danziger – UERJ
(examinadora externa)

Dr. Rubenei Novais Souza – Petrobras
(examinador externo)

Prof. Dr. Alexandre Duarte Gusmão – UPE
(examinador externo)

Dedico este trabalho a minha filha, Natália, a minha mãe, Inês e ao marido, Matheus.

AGRADECIMENTOS

À Deus.

Ao orientador, Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho, pela confiança, pelos ensinamentos, pela paciência e, sobretudo, pela amizade.

Ao Prof. Dr. Faiçal Massad, sempre atencioso, pelo apoio nos momentos solicitados.

À Alumini Engenharia e a Petrobras, pela disponibilização do material para uso acadêmico.

Aos meus chefes e amigos, Luiz Gustavo Vianna e Demétrius Okada Figueiredo, pelo apoio e incentivo. Obrigada por possibilitarem o ingresso e continuidade desta pesquisa.

Ao amigo Luiz Carlos Pires, pelas discussões sobre o tema, leitura e correção do projeto de tese encaminhado à seleção.

Aos amigos Marcela Fillizola, Jesus Daniel Villalba e Jeferson Lins, pela torcida.

À Andréa e Cleide, da pós-Graduação, pela gentileza e compreensão!

Às “Meninas de Rocha”, Marília e Mickelly, companheiras de pesquisa e amigas conquistadas no decorrer desta pesquisa.

Aos colegas do GEGEP, Danisete, Amanda, Breno, Hugo, Gleice, Tahyara, Sandrinha e prof. Robson. Obrigado pelo caloroso acolhimento.

À minha filha, Natália, pelo amor incondicional, mesmo nos momentos em que não pude lhe dar atenção!

À minha mãe, Inês, por toda ajuda e paciência, principalmente durante às diversas ausências por conta do trabalho e da pesquisa. Obrigada pelo apoio incondicional.

Ao meu marido, Matheus, por me acompanhar nesta jornada e compreender os meus muitos momentos ausentes (mesmo em casa), dedicados à pesquisa. Obrigada pela companhia. Obrigada pelo carinho. E obrigada pela paciência!

A todos que, de alguma forma, participaram da realização deste trabalho.

RESUMO

Esta pesquisa trata da análise da variabilidade do perfil de solo / maciço rochoso de uma área de Suape, no município de Ipojuca/Pernambuco. Houve a realização de sondagens em dois momentos: sobre o terreno natural e sobre o terreno terraplenado, o que permitiu uma rápida análise em relação a ocorrência de alívio e acréscimo de tensões, representado pela modificação do N_{SPT} , em regiões que sofreram corte e aterro. Em relação à geologia da região, verificou-se a predominância de camadas de argila siltosa sobre o maciço rochoso, em praticamente toda a área de estudo. Quanto ao maciço rochoso, encontrou-se rocha matriz basalto e riolito, bastante fraturada. Em relação à capacidade de carga das estacas, foram aplicados métodos semi-empíricos com base no SPT para previsão no trecho em solo e métodos semi-empíricos com base na resistência à compressão da rocha para o trecho embutido em maciço rochoso. A aderência dos métodos semi-empíricos à região em estudo foi avaliada a partir da comparação destes resultados com a análise (extrapolação) das curvas carga vs recalque das provas de carga estática à compressão realizadas nas estacas (71 provas de carga, sendo 18 em estacas tipo hélice contínua e 53 em estacas tipo raiz). Houve uma grande variação entre os valores apresentados para as estacas do tipo raiz, principalmente quando se considera a parcela devida à resistência lateral do trecho em solo somada à contribuição das parcelas de atrito lateral e da ponta, no trecho embutido em maciço rochoso. Entre os métodos de extrapolação da curva carga vs recalque das provas de carga realizadas, o melhor ajuste encontrado, verificado a partir dos coeficientes de determinação (R^2) ocorreu para o método de Van der Veen (1953). O método da rigidez de Décourt (1996) também apresentou bons coeficientes de determinação, mas com valores muito superiores aos de Van der Veen (1953), em relação às cargas de ruptura (em média, 58%). A melhor aderência à carga de ruptura de Van der Veen (1953), para as estacas parcialmente embutidas em maciço rochoso, ocorreu ao se considerar a resistência lateral do trecho em solo pelo método de David-Cabral (1986) com a resistência lateral do trecho em maciço rochoso para o método de Cabral e Antunes (2000), para embutimentos de 2,0 m e $0 \leq RQD \leq 25\%$. Contudo, houve grande variação nos resultados e, para as demais situações, a melhor aderência aos resultados ocorre quando se considera apenas a contribuição da resistência lateral do

trecho de estaca em maciço rochoso. Em relação à variabilidade existente na região, a utilização da geoestatística enquanto ferramenta para auxílio na tomada de decisões mostrou-se bastante eficaz. Além de ajudar na predição de valores em regiões não investigadas, as análises realizadas permitiram a identificação de áreas com maior variação entre os resultados previstos e, assim, com necessidade de maiores investigações a depender do tipo de obra a ser executado.

Palavras-chave: Fundações. Estacas. Maciço rochoso. Capacidade de carga. Extrapolações. Geoestatística. Krigagem.

ABSTRACT

This research deals with the analysis of the variability of the soil / rock mass profile of an area of Suape, in Ipojuca / Pernambuco. There were two prospects: on the natural ground and on the terraced ground, which allowed a quick analysis of the occurrence of relief and increase of tensions, represented by the modification of N_{SPT} , in regions that have a cut and hilling. In relation to the geology of the region, the predominance of layers of silt clay on the rock mass was observed, in practically all the study area. As for the rocky mass, found basalt rock and rhyolite, quite fractured. In relation to the load capacity of the piles, semi-empirical methods based on SPT were applied for prediction in the soil section and semi-empirical methods based on the compressive strength of the rock for the section built into the rock mass. The adherence of the semi-empirical methods to the region under study was evaluated by comparing these results with the analysis (extrapolation) of the load vs. settling curves of the tests of static compression load at the piles (71 load tests, 18 on auger cast piles and 53 in root type piles). There was a great variation between the values presented for the root type cuttings, especially when considering the portion due to the lateral resistance of the stretch in soil added to the contribution of the lateral friction plots and the tip, in the section built into the rock mass. Among the methods of extrapolation of the load and stress curve of load tests performed, the best fit found, verified from the determination coefficients (R^2), occurred for the Van der Veen (1953) method. The Décourt stiffness method (1996) also showed good coefficients of determination, but values much higher than those of Van der Veen (1953), in relation to the bursting loads (on average, 58%). The best adherence to Van der Veen's bursting load (1953) for partially embedded stakes in rocky masses occurred when considering the lateral resistance of the stretch in soil by the method of David-Cabral (1986) with the lateral resistance of the stretch in rock mass for the method of Cabral and Antunes (2000), for inlets of 2.0 m and $0 \leq RQD \leq 25\%$. However, there was great variation in the results and, for the other situations, the best adherence to the results occurs when considering only the contribution of the lateral resistance of the section of the pile in rocky mass. Regarding the variability in the region, the use of geostatistics as a tool to aid decision making has proved to be quite effective. In addition to helping to predict values in uninvestigated regions, the analyzes carried out allowed the identification of

areas with greater variation between the expected results and, therefore, with the need for further investigations depending on the type of work to be performed.

Keywords: Foundations. Piles. Rocky mass. Load capacity. Extrapolations. Geostatistics. Kriging.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 –	Etapas empregadas nas pesquisas de problemas de engenharia...	40
Figura 2 –	Processo de estimativa geoestatística ou interpolação de variáveis regionalizadas.	47
Figura 3 –	Variogramas: modelo exponencial (esquerda), potencial (centro) e gaussiano (direita).	50
Figura 4 –	Distribuição das amostras: malha irregular (esquerda) e malha regular (direita).	51
Figura 5 –	Distribuição irregular das amostras: pesquisa de pares de pontos.	52
Figura 6 –	Estaca submetida à carga axial de compressão.	58
Figura 7 –	Camada de solo sobre a rocha.	71
Figura 8 –	Comparação entre a relação q_u, cqu e o RQD: Kulhawy e Goodman (1987), AASHTO (1996), e Zhang (2010)	74
Figura 9 –	Comparação entre a compressão simples da rocha (q_u) e a resistência devido à ponta, Thorne (1977, apud Poulos e Davis 1980).	77
Figura 10 –	Comparação entre a compressão simples da rocha (q_u) e a resistência devido ao atrito lateral (adesão), Thorne (1977).	77
Figura 11 –	Exemplo: Sistema de aplicação de cargas.	83
Figura 12 –	Curva carga vs recalque: Ruptura nítida.	85
Figura 13 –	Curva carga vs recalque: Ruptura física.	85
Figura 14 –	Curva carga vs recalque: Ruptura convencionalizada	86
Figura 15 –	Método de extrapolação proposto por Van der Veen (1953)	88
Figura 16 –	Critério de Davisson (1972)	90
Figura 17 –	Carga de ruptura convencional	92
Figura 18 –	Método de extrapolação proposto por Chin-Kondner (1970)	93
Figura 19 –	Rigidez x Carga: Décourt (1996)	95
Figura 20 –	Relações de Cambefort Modificadas: Estacas escavadas, 1º carregamento	96
Figura 21 –	Curva carga-recalque teórica	98
Figura 22 –	Subsolo heterogêneo estudado.	102
Figura 23 –	Estaca equivalente	104

Figura 24 – Trecho de estaca embutida em camada mais resistente	104
Figura 25 – Curva teórica carga-deslocamento: estacas curtas ou rígidas pelo M2R.	106
Figura 26 – Ábaco para obtenção de k	107
Figura 27 – Propagação das tensões devido à reação de ponta.	109
Figura 28 – Situação problema para determinação dos recalques por Poulos e Davis.	112
Figura 29 – Ábacos para obtenção de I_0, R_k, R_h, R_v	113
Figura 30 – Ábacos para obtenção do fator R_b	115
Figura 31 – Ábacos para obtenção de β_0, C_k e C_v	116
Figura 32 – Ábacos para obtenção do coeficiente C_b	117
Figura 33 – Localização do Município de Ipojuca/PE	119
Figura 34 – Vista aérea 1, área de estudo em destaque	121
Figura 35 – Vista aérea 2, área de estudo	122
Figura 36 – Representação (parcial) cartográfica das Unidades Geotécnicas – Município de Ipojuca	128
Figura 37 – Representação cartográfica das Unidades Geotécnicas – Município de Ipojuca - Legenda	128
Figura 38 – Área de Estudo, proximidades de Ipojuca	129
Figura 39 – Vista ampliada do Mapa Geológico da Região Metropolitana do Recife (Pfaltzgraff, 2007, pg.136) e área de estudo (Região de Ipojuca)	130
Figura 40 – Vista ampliada do Mapa das classes de solos da Região Metropolitana do Recife e área de estudo (Região de Ipojuca)	130
Figura 41 – Recorte da SPRA-217	131
Figura 42 – Recorte da SPRA-293	132
Figura 43 – Pré-terraplenagem: Sondagens à Percussão, com SPT	133
Figura 44 – Perfil do terreno natural	134
Figura 45 – Perfil do terreno natural – Vista em Perspectiva	135
Figura 46 – Perfil do terreno natural – Cortes 1-1 e 2-2	136
Figura 47 – Perfil do terreno natural: Corte 1-1	137
Figura 48 – Perfil do terreno natural: Corte 2-2	138
Figura 49 – Perfil do terreno impenetrável ao trépano – vista em perspectiva. ..	139

Figura 50 – Perfil do terreno natural e da superfície impenetrável ao trépano – Cortes 3-3 e 4-4	140
Figura 51 – Corte 2-2 e 4-4: Sobreposição do terreno natural e da superfície impenetrável ao trépano.....	141
Figura 52 – Corte 1-1: Superfície impenetrável ao trépano e topo do maciço rochoso a partir de sondagens rotativas.....	142
Figura 53 – Pré-terraplenagem: Sondagens Mistas/Rotativas.....	142
Figura 54 – Trecho de relatório da sondagem representada pelo ponto “15”.	144
Figura 55 – Trecho de relatório da sondagem representada pelo ponto “16”.	144
Figura 56 – Trecho de relatório da sondagem representada pelo ponto “13”.	145
Figura 57 – Trecho de relatório da sondagem representada pelo ponto “2”.	146
Figura 58 – Trecho de relatório da sondagem representada pelo ponto “7”.	147
Figura 59 – Trecho de relatório da sondagem representada pelo ponto “21”.	148
Figura 60 – Pós-terraplenagem: Sondagens à percussão.....	149
Figura 61 – Pós-terraplenagem: Sondagens à percussão, com torque	150
Figura 62 – Pós-terraplenagem: Sondagens mistas/rotativas	151
Figura 63 – Recorte de sondagem referente ao ponto 1.	152
Figura 64 – Recorte de sondagem referente ao ponto 7.	153
Figura 65 – Recorte de relatório de sondagem referente ao ponto 14.....	153
Figura 66 – Recorte de relatório de sondagem referente ao ponto 15.....	154
Figura 67 – Material rochoso – Coloração das amostras.	155
Figura 68 – Localização provas de carga estática.....	157
Figura 69 – Localização das sondagens após a terraplenagem e as provas de carga estática.....	158
Figura 70 – Sondagens em área de corte: Localização das sondagens.....	159
Figura 71 – Sondagens em área de corte: Boletins e gráfico com SPT.....	159
Figura 72 – Ipojuca: Temperatura e Precipitação (30 anos)	161
Figura 73 – Análise do NSPT de grupo de 12 sondagens realizada sobre o terreno natural (Área de Corte)	162
Figura 74 – NSPT Grupo de 12 sondagens sobre terreno natural (Área de Corte).....	163
Figura 75 – Análise do NSPT de grupo de 24 sondagens realizada sobre o terreno terraplenado (Área de Corte)	164

Figura 76 – Recorte boletim de sondagem SP-55 (Área de corte)	164
Figura 77 – NSPT Grupo de sondagens 24 sondagens sobre o terreno terraplenado (Área de Corte).....	165
Figura 78 – NSPT comparativo entre a média e mediana do NSPT para os grupos e sondagens realizadas sobre o terreno natural (Figura 73) e sobre o terreno terraplenado (Figura 77).	166
Figura 79 – Sondagens em área de aterro: Localização das sondagens	167
Figura 80 – Sondagens em área de aterro: Boletins e gráfico com SPT	167
Figura 81 – NSPT comparativo entre a média e mediana do NSPT para os grupos e sondagens realizadas sobre o terreno natural e sobre o terreno terraplenado, em área de aterro.....	169
Figura 82 – Impenetrável – Entrada de Dados	175
Figura 83 – Disposição dos dados e variação dos valores.	176
Figura 84 – Predição do Impenetrável – Histograma.....	177
Figura 85 – Variogramas: Impenetrável	177
Figura 86 – Variograma omni-direcional: Impenetrável	178
Figura 87 – Krigagem Ordinária – Grid 1 (32 x 17 blocos) – Impenetrável	179
Figura 88 – Krigagem Ordinária – Grid 1 – Variância do Impenetrável.....	179
Figura 89 – Krigagem Ordinária – Grid 2 (64 x 34 blocos) – Impenetrável	180
Figura 90 – Krigagem Ordinária – Grid 2 – Variância do Impenetrável.....	181
Figura 91 – Simulação Sequencial Gaussiana – Grid 1 – Resultados: Impenetrável	181
Figura 92 – Simulação Sequencial Gaussiana – Grid 1 – Resultados: Média do Impenetrável	183
Figura 93 – Simulação Sequencial Gaussiana – Grid 1 – Resultados: Variância	183
Figura 94 – ArcGis – Disposição das sondagens à percussão.	184
Figura 95 – ArcGis – Histograma e dados estatísticos básicos.	185
Figura 96 – ArcGis – Variograma e dados atrelados.	186
Figura 97 – ArcGis – Dispersão entre valores previstos e s valores originais.....	186
Figura 98 – ArcGis – Resultados: Previsão do impenetrável ao trépano a partir da krigagem ordinária.....	187
Figura 99 – Erro associado: Previsão do impenetrável ao trépano.....	188

Figura 100 – ArcGis – Previsão da elevação da superfície rochosa, a partir da realização de krigagem sobre a informação das sondagens rotativas.	188
Figura 101 – Variograma: Topo da superfície rochosa.	189
Figura 102 – Validação cruzada: Topo da superfície rochosa.	189
Figura 103 – ArcGis – Resultados: Previsão da topo do maciço rochoso.	190
Figura 104 – ArcGis – Erro (Topo do maciço rochoso).	191
Figura 105 – Entrada de dados: Superfície representativa de $20 \leq \text{NSPT} \leq 25$. ..	192
Figura 106 – Histograma: Superfície representativa de $20 \leq \text{NSPT} \leq 25$	193
Figura 107 – Variograma: Superfície representativa de $20 \leq \text{NSPT} \leq 25$	193
Figura 108 – Previsão da superfície representativa de $20 \leq \text{NSPT} \leq 25$	194
Figura 109 – Erro padrão: Superfície representativa de $20 \leq \text{NSPT} \leq 25$	195
Figura 110 – Validação cruzada: Superfície representativa de $20 \leq \text{NSPT} \leq 25$. ..	195
Figura 111 – Comparação entre a carga total estimada pelos métodos AVM e DQ.	201
Figura 112 – Comparação entre a carga total estimada pelos métodos AVM e AC.	202
Figura 113 – Comparação entre a carga total estimada pelos métodos AC e DQ.	202
Figura 114 – Estacas Hélice Contínua – Carga devido ao atrito lateral estimada (QL).	204
Figura 115 – Carga de ruptura a partir do método de Davisson (1972): Id ₁₀ (Hélice contínua).	205
Figura 116 – Carga de ruptura a partir do método de Davisson (1972): Id ₁₈ (Hélice contínua)	206
Figura 117 – Comparativo entre as cargas de ruptura a carga de ensaio (QE).	210
Figura 118 – Curva carga vs recalque: Estaca hélice contínua, Id-02-H.	211
Figura 119 – Método da Rigidez (Décourt, 1996): Estaca hélice contínua, Id-02-H.	212
Figura 120 – Curva carga vs recalque: Estaca hélice contínua, Id-18-H.	212
Figura 121 – Método da Rigidez (Décourt, 1996): Estaca hélice contínua, Id-18-H.	213
Figura 122 – Curva ajustada Décourt, 1996: Estaca Id-18-H.	214

Figura 123 – Estaca Id-10-H: curva carga vs recalque e gráfico da rigidez.	216
Figura 124 – Estaca Id-10-H: Método da Rigidez (2006) – Curva carga vs Recalque.	216
Figura 125 – Estaca Id-10-H: Domínio da ponta.	218
Figura 126 – Estaca Id-10-H: Domínio do atrito lateral.	218
Figura 127 – Estaca Id-10-H: Domínio do atrito lateral – pontos conjuntos ao domínio da ponta.	219
Figura 128 – Estaca Id-03-H: Domínios da ponta e do atrito lateral.	219
Figura 129 – Massad (1992): Comparativo de Qs – Estacas hélice contínua.	225
Figura 130 – Estaca Id-03-H: Método das duas Retas (Massad e Lazzo, 1998).	228
Figura 131 – Estacas hélice contínua: Comparativo da relação entre a capacidade de carga estimada (QT) por métodos semi-empíricos e a carga de ruptura extrapolada (Que).	229
Figura 132 – Estacas hélice contínua: Comparativo da relação entre a capacidade de carga devida ao atrito lateral estimada (QL) por AVM e a obtida a partir das extrapolações da curva carga vs recalque (Qs).	230
Figura 133 – Estacas hélice contínua: Comparativo da relação entre a capacidade de carga devida ao atrito lateral estimada (QL) por DQ e a obtida a partir das extrapolações da curva carga vs recalque (Qs).	230
Figura 134 – Estacas hélice contínua: Comparativo da relação entre a capacidade de carga devida ao atrito lateral estimada (QL) por AC e a obtida a partir das extrapolações da curva carga vs recalque (Qs).	231
Figura 135 – Parcela devida ao atrito lateral obtida a partir M2R e do método da rigidez com a carga de ensaio (QE).	231
Figura 136 – Gráfico de dispersão entre QT por Aoki-Velloso (1975) modificado por Monteiro (1997) e Que por Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976).	232
Figura 137 – Gráfico de dispersão entre QL por AVM e Qs por Décourt (2008). ..	233

Figura 138 – Gráfico de dispersão entre QT por Décourt-Quaresma (1978, 1996) e Que por Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976).	233
Figura 139 – Gráfico de dispersão entre QL por DQ e Qs por Décourt (2008).	234
Figura 140 – Gráfico de dispersão entre QT por Antunes e Cabral (1996) e Que por Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976).....	235
Figura 141 – Relação entre Qs e QL-AC.....	236
Figura 142 – Sondagens de referência das estacas Id-41-R, Id-42-R e Id-45-R. .	237
Figura 143 – Id-07-R: Chin-Kondner (1970).	257
Figura 144 – Id-07-R,2: Chin-Kondner (1970).	258
Figura 145 – Id-35-R: Gráfico da Rigidez (Domínios lateral e de ponta, para ponto 3 como regressão)	262
Figura 146 – Id-35-R: Gráfico da Rigidez (Domínios lateral).	262
Figura 147 – Id-35-R: Gráfico da Rigidez (Domínios lateral e de ponta, para ponto de 5 como regressão).....	263
Figura 148 – Curva carga vs recalque e Gráfico da Rigidez.....	264
Figura 149 – Massad (1992): Alr – Comparação entre os valores teóricos e os obtidos a partir da aplicação do método da parábola.	266
Figura 150 – M2R: Estaca Id-01-R.....	269
Figura 151 – M2R: Estaca Id-03-R.....	270
Figura 152 – M2R: Estaca Id-47-R.....	271
Figura 153 – Recalques: Previsões (encurtamento elástico e recalque máximo) e recalque máximo obtido nas provas de carga.	273
Figura 154 – Recalque Prova de Carga x Encurtamento elástico (Estacas raiz).	274
Figura 155 – Relação entre o recalque máximo (prova de carga) e o recalque previsto por Poulos e Davis (1980) – Estacas raiz.	275
Figura 156 – Estacas raiz totalmente em solo: Relações entre QT e Que, considerando a contribuição da resistência de ponta.	276
Figura 157 – Estacas raiz totalmente em solo: Relações entre QT e Que, NÃO considerando a contribuição da resistência de ponta.	276
Figura 158 – Estaca Raiz Id-43-R: Curva carga vs recalque.	277

Figura 159 – Estacas raiz totalmente em solo: QR por AVM e Que por Van der Veen.	278
Figura 160 – Estacas raiz totalmente em solo: QR por DQ e Que por Van der Veen.	278
Figura 161 – Estacas raiz totalmente em solo: QR por DC e Que por Van der Veen.	279
Figura 162 – Estacas raiz totalmente em solo: QL (previsões) x $Q_{s,s}$ (Rigidez)...	280
Figura 163 – Estacas raiz totalmente em solo: Dispersão entre QL (previsões) x $\mu \cdot Alr$ (Massad, 1992 e Massad e Lazzo, 1998).....	281
Figura 164 – Alr , M2R (Massad e Lazzo, 1998) e $Q_{s,s}$ (Décourt, 2008).	282
Figura 165 – Relação entre carga extrapolada do método da rigidez (Décourt, 1996) e as previsões por AVM, DQ e DC: Estacas totalmente em solo, SEM a consideração da resistência de ponta.	282
Figura 166 – Relação entre carga extrapolada do método da rigidez (Décourt, 1996) e as previsões por AVM, DQ e DC: Estacas totalmente em solo, COM	283
Figura 167 – Resistência unitária lateral – Id-01-R.....	285
Figura 168 – Id-01-R: Composição de carga (resistência lateral solo + maciço rochoso).	286
Figura 169 – Id-01-R: Composição de carga - ponta + resistência lateral (solo + maciço rochoso).....	286
Figura 170 – Id-01-R: Comparativo de composição de carga.....	287
Figura 171 – Que x $Q_{T,r}$: Estacas raiz, basalto, com 2 m de embutimento em maciço rochoso.	288
Figura 172 – Que x $Q_{T,r}$: Estacas raiz, basalto, com 3 m de embutimento em maciço rochoso.	289
Figura 173 – Que (Van der Veen) x $Q_{T,r}$: Estacas raiz, basalto, com 2 m de embutimento em maciço rochoso e contribuição da resistência de ponta.	290
Figura 174 – Capacidade de carga (prevista), considerando apenas a contribuição da parcela devido ao atrito lateral do maciço rochoso – Riolito, 2m de embutimento.....	290

Figura 175 – Capacidade de carga (prevista), considerando apenas a contribuição da parcela devido ao atrito lateral do maciço rochoso – Riolito, 3m de embutimento.	291
Figura 176 – Capacidade de carga (prevista), considerando apenas a contribuição da parcela devido ao atrito lateral do maciço rochoso – Basalto, 2m de embutimento.	291
Figura 177 – Capacidade de carga (prevista), considerando apenas a contribuição da parcela devido ao atrito lateral do maciço rochoso – Basalto, 3m de embutimento.	291
Figura 178 – Capacidade de carga (prevista), considerando apenas a contribuição das parcelas devido ao atrito lateral do maciço rochoso e do solo por AVM – Riolito, 2m de embutimento.	292
Figura 179 – Capacidade de carga (prevista), considerando apenas a contribuição das parcelas devido ao atrito lateral do maciço rochoso e do solo por AVM – Riolito, 3m de embutimento.	292
Figura 180 – Capacidade de carga (prevista), considerando apenas a contribuição das parcelas devido ao atrito lateral do maciço rochoso e do solo por DQ – Riolito, 2m de embutimento.	292
Figura 181 – Capacidade de carga (prevista), considerando apenas a contribuição das parcelas devido ao atrito lateral do maciço rochoso e do solo por DQ – Riolito, 3m de embutimento.	293
Figura 182 – Capacidade de carga (prevista), considerando apenas a contribuição das parcelas devido ao atrito lateral do maciço rochoso e do solo por DC – Riolito, 2m de embutimento.	293
Figura 183 – Capacidade de carga (prevista), considerando apenas a contribuição das parcelas devido ao atrito lateral do maciço rochoso e do solo por DC – Riolito, 3m de embutimento.	293
Figura 184 – Dispersão: $Q_{s,s}$ (Décourt, 2008) e Previsões (Apenas $Q_{l,r}$ – maciço rochoso).	295
Figura 185 – Dispersão: $Q_{s,s}$ (Décourt, 2008) e Previsões (AVM).	296
Figura 186 – Dispersão: $Q_{s,s}$ (Décourt, 2008) e Previsões (DQ).	296
Figura 187– Dispersão: $Q_{s,s}$ (Décourt, 2008) e Previsões (DC).	297
Figura 188 - $Q_{s,s}$ (Rigidez, 2008) x Previsões (Apenas solo).	298

Figura 189 – Alr (M2R) x Previsões (Apenas solo).....	298
Figura 190 – Estacas raiz, (a) Id-06-R e (b) Id-07-R.	303
Figura 191 – Estaca Raiz Id-06-R: Linearidade da curva carga vs recalque.	304
Figura 192 – Estacas raiz, Id-06-R.....	304
Figura 193 – Estacas raiz, Id-07-R.....	305
Figura 194 – Curva carga vs recalque: Ruptura na passagem de estágio.....	306
Figura 195 – Curva carga vs recalque: NBR 6122 e Davisson (1972).....	307
Figura 196 – Curva carga vs recalque: Curvas extrapoladas.	307
Figura 197 – Curva carga vs recalque: Prova de carga paralisada devido à rotação do bloco de coroamento da estaca.	308
Figura 198 – Curva carga vs recalque: Prova de carga paralisada devido defeito de integridade do fuste.....	309
Figura 199 – Prova de carga paralisada devido a deslocamento excessivo de estaca de reação: Deslocamentos das estacas de reação.	310
Figura 200 – Curva carga vs recalque: Prova de carga paralisada devido a deslocamento excessivo de estaca de reação.	311

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 –	Valores de k e α – Aoki e Velloso (1975).	61
Tabela 2 –	Valores de $F1$ e $F2$ – Aoki e Velloso (1975).	61
Tabela 3 –	Valores de k e α – Monteiro (1997, apud Velloso e Lopes, 2010). ..	61
Tabela 4 –	Valores de $F1$ e $F2$ – Monteiro (1997, apud Velloso e Lopes, 2010).....	62
Tabela 5 –	Valores de K para os diferentes tipos de solo – Décourt e Quaresma (1978).	63
Tabela 6 –	Valores de α (adimensional) para estacas – Décourt e Quaresma (1978).....	63
Tabela 7 –	Valores de β (adimensional) – Décourt e Quaresma (1978).....	64
Tabela 8 –	Parâmetro β , em função do tipo de solo.	65
Tabela 9–	Parâmetro β_1 e β_2 , em função do tipo de solo.....	66
Tabela 10 –	Parâmetro β_0 , em função do diâmetro e da pressão de injeção da argamassa.	66
Tabela 11 –	$f_{máx}$ e $q_{máx}$ (Adaptado de O'Neill et al., 1996).....	68
Tabela 12 –	Coeficientes empíricos α e β^* para determinação do atrito lateral...70	
Tabela 13 –	Coeficiente de correção β_0 : grau de alteração da rocha.	80
Tabela 14 –	Valores indicativos de σ_c	81
Tabela 15 –	Nível de confiança e qualidade da rocha de apoio.	81
Tabela 16 –	Parâmetros de deformabilidade do solo em função do SPT.....	111
Tabela 17 –	Classificação e elevação inicial do maciço rochoso	143
Tabela 18 –	Classificação do maciço rochoso, a partir das sondagens realizadas após a terraplenagem.	151
Tabela 19 –	Ensaio de compressão simples em rochas.....	155
Tabela 20 –	Sondagens em área de corte: Resumo de dados.....	161
Tabela 21 –	Sondagens em área de aterro: Resumo de dados.	168
Tabela 22 –	Quadro resumo: Quantidade de investigações e ensaios.....	171
Tabela 23 –	Provas de carga estática à compressão em estacas tipo hélice contínua.	199
Tabela 24 –	Estacas hélice contínua: Capacidade de carga estimada.....	200
Tabela 25 –	Estacas hélice contínua: Previsão da capacidade de carga devido ao atrito lateral (QL).	203

Tabela 26 – Davisson (1972): Estacas hélice contínua Id-10-H e Id-18-H	206
Tabela 27 – Hélice Contínua: Van der Veen (1953), Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976), Décourt (1996) e Chin-Kondner (1970).....	207
Tabela 28 – Aceitação: Extrapolação por Van der Veen	208
Tabela 29 – Critério de validade – Extrapolação por Van der Veen	208
Tabela 30 – Critério de validade – Extrapolação por Van der Veen aplicado à Décourt (1996) e Chin-Kondner (1970)	209
Tabela 31 – Décourt (1996): Cargas de ruptura (Q_u) e mobilização do atrito lateral (Q_s) para as estacas tipo hélice contínua.	214
Tabela 32 – Décourt (2006): Resistência devido ao atrito lateral e à ponta.....	220
Tabela 33 – Massad (1992) – Valores teóricos	222
Tabela 34 – Massad (1992) – Método da parábola.	223
Tabela 35 – Massad (1992) – Método exponencial.....	223
Tabela 36 – Resumo de deslocamentos: Real e Massad, 1992 (teórico, parábola e exponencial).	225
Tabela 37 – Estacas tipo hélice contínua: Método das duas retas (Massad e Lazzo, 1998)	227
Tabela 38 – Provas de carga estática à compressão em estacas tipo raiz	238
Tabela 39 – Estacas raiz totalmente em solo: previsão da capacidade de carga a partir da aplicação de métodos semi-empíricos com base no SPT.....	241
Tabela 40 – Estacas Raiz: Resistência devido ao atrito lateral do trecho em solo para as estacas que possuem trecho embutido em rocha.	241
Tabela 41 – Resistência à compressão (corrigida a partir do RQD) das rochas..	243
Tabela 42 – Resistência devido ao atrito lateral (Q_L, r) – Estacas com trecho embutido em maciço rochoso.....	244
Tabela 43 – Resistência devido a ponta (Q_P, r) – Estacas com trecho embutido em maciço rochoso.	246
Tabela 44 – Capacidade de carga: Resistência lateral do solo por Aoki-Velloso modificado por Monteiro acrescido da parcela de atrito lateral devido ao trecho em maciço rochoso.	248

Tabela 45 – Capacidade de carga: Resistência lateral do solo por Décourt-Quaresma (1978) acrescido da parcela de atrito lateral devido ao trecho em maciço rochoso.	249
Tabela 46 – Capacidade de carga: Resistência lateral do solo por David-Cabral (1996) acrescido da parcela de atrito lateral devido ao trecho em maciço rochoso.	250
Tabela 47 – Capacidade de carga: Resistência lateral e de ponta do trecho em maciço rochoso.	251
Tabela 48 – Características das provas de carga – Estacas tipo Raiz	253
Tabela 49 – Raiz: Van der Veen (1953), Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976), Décourt (1996) e Chin-Kondner (1970)	254
Tabela 50 – Classificação das provas de carga, conforme Cintra <i>et al.</i> (2013), para os métodos de Van der Veen e Aoki.	256
Tabela 51 – Classificação das provas de carga, conforme Cintra <i>et al.</i> (2013), para os métodos de Décourt (1996) e Chin-Kondner (1970).	256
Tabela 52 – Décourt (1996): Cargas de ruptura (Q_u) e mobilização do atrito lateral (Q_s) para as estacas tipo raiz.	258
Tabela 53 – Décourt (2008): Cargas de ruptura (Q_u) e mobilização do atrito lateral (Q_s) para as estacas tipo raiz	260
Tabela 54 – Massad (1992): Rigidez solo estaca (k), e parcela devido ao atrito lateral (Alr) – Valores teóricos e método da parábola.	264
Tabela 55 – Método das duas retas (Massad e Lazzo, 1998): Alr e deslocamento correspondente.	267
Tabela 56 – M2R: Estacas curtas ou rígidas ($k \leq 3$).	271
Tabela 57 – M2R e Parábola: Estacas intermediárias ($3 < k \leq 10$).	271
Tabela 58 – Parábola: Estacas longas ($k > 10$).	272
Tabela 59 – Estacas raiz totalmente em solo: Resistência devido ao atrito lateral	279
Tabela 60 – Parábola e M2R: Parcelas devido ao atrito lateral, estacas raiz totalmente em solo	281

LISTA DE SÍMBOLOS

Van der Veen

P	Carga aplicada ao topo da estaca
P_{ul}	Carga de ruptura
α	Coeficiente que define a forma da curva
ρ	Recalque correspondente à carga aplicada

Davisson

ρ	Recalque para uma carga aplicada
P	Carga aplicada
$\emptyset$	Diâmetro da estaca
A	Área da seção transversal da estaca
L	Comprimento da estaca
E	Módulo de elasticidade da estaca

NBR 6122/10

Δ_r	Recalque de ruptura convencional
P_r	Carga de ruptura convencional
$\emptyset$	Diâmetro da estaca
A	Área da seção transversal da estaca
L	Comprimento da estaca
E	Módulo de elasticidade da estaca

Chin-Konder

P_u	Carga limite ou de ruptura
C_1	Inclinação da reta R
C_2	Coeficiente linear da reta R

Rigidez Décourt

K	Rigidez da fundação
P_i	Carga aplicada no estágio “i”
ρ_i	Recalque obtido para a carga “i” aplicada

Massad

A_{lr}	Atrito lateral na ruptura
k_r	Rigidez da estaca como peça estrutural
$\emptyset$	Diâmetro da estaca
L	Comprimento da estaca
S	Área da seção transversal da estaca
$f_{m\acute{a}x}$	Parâmetro de Cambefort
y_1	Parâmetro de Cambefot (deslocamento relativo à $f_{m\acute{a}x}$)
E	Módulo de elasticidade do material que constitui a estaca.
R	Inclinação da “rampa” da segunda lei ou relação de Cambefort
S	Área da estaca na ponta.
k	Adimensional (rigidez relativa solo-estaca)
m	Adimensional (relação entre a ponta e a carga de ruptura no momento de mobilização de todo o atrito lateral)
P_h	Carga aprisionada
μ	Adimensional (relação entre carga aprisionada e o atrito lateral na ruptura)
c_1 e c_2	Coeficientes da relação parabólica por Massad (1992)
P_r	Carga extrapolada (Massad 1986)

Estatística

$\bar{x}$	Média aritmética
x	Amostras / ponto médio da classe
n	Tamanho amostral (número de amostras)
f	Frequência
w	Peso associado aos dados
M	Moda de um conjunto de dados
s / σ	Desvio padrão (amostral / populacional)
μ	Média da população
N	Tamanho da população
CV	Coeficiente de variação
z	Escore z

Q_n	Quartis (n=1 a 3)
P_n	Percentis (n=1 a 99)

Probabilidade

$P(A)$	Probabilidades a priori de A
$P(B)$	Probabilidades a priori de B
$P(A B)$	probabilidade a posteriori de A condicional a B
$P(B A)$	probabilidade a posteriori de B condicional a A
R_{med}	Resistência média
S_{med}	Solicitação média
σ_S e σ_R	Desvios padrão de R e S
$f_z(z)$	Função margem de segurança
σ_z	Desvio padrão da função margem de segurança
Z_{med}	Valor médio da função margem de segurança
β	Índice de confiabilidade

Ensaio de Compressão Simples

σ_{CR}	Resistência à compressão da rocha
P_A	Carregamento aplicado
A_{CP}	Área do corpo de prova

Recalques

ρ_e	Recalque devido ao encurtamento elástico da estaca
ρ_s	Recalque da base.
A	Área da seção transversal do fuste da estaca (m ²)
E_c	Módulo de deformabilidade do concreto (MPa)
P_i	Esforço normal médio na camada i (kN)
L_i	Espessura da camada i (m).
$\Delta\sigma_p$	Acréscimo de tensões (kPa)
P_p	Reação da ponta (kN)
H	Espessura da camada subjacente (m)
h	Distância entre o ponto de aplicação da carga até o topo da camada H (m)

D	Diâmetro da base da estaca (m).
$\Delta\sigma_L$	Acréscimo de tensões (kPa)
$\Delta\sigma$	Soma das tensões devido às parcelas de atrito lateral e reação de ponta ($\Delta\sigma = \Delta\sigma_p + \sum \Delta\sigma_L$)
E_s	Módulo de deformabilidade da camada de solo.
R_{Li}	Resistência por atrito lateral (kN)
E_0	Módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca
σ_0	Tensão geostática no centro da camada
n	Expoente que depende da natureza do solo $n = 0,5$, para materiais granulares e $n = 0$ para argilas duras e rijas

Recalques Poulos e Davis

ρ	Deslocamento (mm)
P	Carga aplicada na estaca (kN)
E_s	Módulo de deformabilidade do solo (MPa)
D	Diâmetro da estaca (m)
I_0	Fator de influência para deformações
R_k	Fator de correção para a compressibilidade da estaca
R_h	Espessura h (finita) do solo compressível
R_v	Correção para o coeficiente de Poisson do solo (ν_s)
E_p	Módulo de deformação do material da estaca
R_A	Relação entre a área da estaca (A_p) e a área delimitada pela circunferência externa da estaca. Para estacas sólidas, $R_A = 1$.
A_p	Área da estaca
d	Diâmetro da circunferência externa da estaca
P	Carga aplicada à estaca
P_b	Parcela de carga que chega à base (ponta) da estaca

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	31
1.1	FUNDAÇÕES PROFUNDAS: PRINCIPAIS DEFINIÇÕES	33
1.2	HIPÓTESES.....	35
1.3	OBJETIVOS	36
1.3.1	Geral.....	36
1.3.2	Específicos	36
1.4	ESTRUTURA DO TEXTO	37
2	(GEO) ESTATÍSTICA.....	39
2.1	ESTATÍSTICA CLÁSSICA.....	39
2.1.1	Medidas de Posição	41
2.1.2	Medidas de Variação	42
2.1.3	Medidas de Posição Relativa.....	44
2.2	GEOESTATÍSTICA	45
2.2.1	Variogramas	49
2.2.2	Krigagem.....	52
2.2.3	Krigagem Ordinária.....	53
2.2.4	Simulação Sequencial Gaussiana (SGS)	54
3	CAPACIDADE DE CARGA AXIAL DAS ESTACAS.....	57
3.1	GENERALIDADES	57
3.2	TRECHO EM SOLO.....	59
3.2.1	Método de Aoki e Velloso (1975)	59
3.2.2	Método de Décourt e Quaresma (1978).....	62
3.2.3	Método de Alonso (1996)	64
3.2.4	Método de David Cabral (1986)	65
3.3	TRECHO EM MACIÇO ROCHOSO	67
3.3.1	Rosenberg e Jorneaux (1976).....	75
3.3.2	Horvath e Kenney (1979).....	75
3.3.3	Poulos e Davis (1980).....	76
3.3.4	Rowe e Armitage (1984)	78
3.3.5	Carter e Kulhawy (1988)	78
3.3.6	Zhang (1997) e Zhang e Einstein (1998).....	79
3.3.7	Cabral e Antunes (2000).....	79

3.4	ANÁLISE DA CURVA CARGA VS RECALQUE DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS À COMPRESSÃO	82
3.4.1	Generalidades.....	83
3.4.2	Possíveis modos de ruptura das provas de carga.....	84
3.4.3	Modelos para análise da curva carga vs recalque	87
3.5	RECALQUES	108
3.5.1	Cintra e Aoki (2010)	108
3.5.2	Poulos e Davis (1980).....	111
4	ÁREA DE ESTUDO	119
4.1	LOCALIZAÇÃO	119
4.2	METODOLOGIA DA PESQUISA.....	122
4.3	BANCO DE DADOS E ARQUIVO CAD	125
4.4	ASPECTOS GEOLÓGICOS-GEOTÉCNICOS.....	126
4.5	SONDAGENS REALIZADAS SOBRE O TERRENO NATURAL.....	132
4.5.1	Sondagens à Percussão com SPT	133
4.5.2	Ed Sondagens Rotativas.....	142
4.6	SONDAGENS REALIZADAS SOBRE O TERRENO TERRAPLENADO	149
4.6.1	Sondagens à Percussão com SPT	149
4.6.2	Sondagens a Percussão, com SPT e Torque	150
4.6.3	Sondagens Mistas/Rotativas	150
4.7	ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES EM ROCHAS – PÓS-TERRAPLENAGEM	154
4.8	PROVAS DE CARGA ESTATICA EM ESTACAS REALIZADAS APÓS A TERRAPLENAGEM	156
4.9	REGIÕES DE CORTE E ATERRO.....	158
4.9.1	Sondagens em área de corte	158
4.9.2	Sondagens em área de aterro	166
4.10	CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA DO MACIÇO ROCHOSO.....	169
4.11	RESUMO DE DADOS	171
4.12	COMENTÁRIOS GERAIS	172
5	RESULTADOS – ANÁLISE GEOESTATÍSTICA	174
5.1	PREVISÃO DO IMPENETRÁVEL – SGeMS	174

5.1.1	Entrada de Dados	174
5.1.2	Histograma e Variograma	176
5.1.3	Krigagem Ordinária	178
5.1.4	Simulação Sequencial Gaussiana (com Krigagem Ordinária)	181
5.2	PREVISÃO DO IMPENETRÁVEL – ARCGIS	184
5.2.1	Histograma e Variograma	185
5.2.2	Krigagem Ordinária	186
5.3	TOPO DA SUPERFÍCIE ROCHOSA	188
5.4	PREVISÃO DO SPT – ArcGIS	191
5.4.1	Entrada de Dados	191
5.4.2	Histograma e Variograma	193
5.4.3	Resultados – Krigagem Ordinária	194
5.5	SÍNTESE	196
6	RESULTADOS – CAPACIDADE DE CARGA	198
6.1	ESTACAS TIPO HÉLICE CONTÍNUA	199
6.1.1	Dados gerais	199
6.1.2	Previsão da capacidade de carga	200
6.1.3	Análises da curva carga vs recalque	204
6.1.4	Avaliação dos resultados – Estacas hélice contínua	228
6.2	ESTACAS TIPO RAIZ	236
6.2.1	Dados Gerais	237
6.2.2	Previsão da capacidade de carga	239
6.2.3	Composição da capacidade de carga das estacas tipo raiz com trecho embutido em maciço rochoso	248
6.2.4	Análise das curvas carga vs deslocamento das provas de carga	252
6.2.5	Recalques	273
6.2.6	Avaliação dos resultados – Estacas raiz	275
6.3	SÍNTESE	299
7	CASOS ESPECIAIS	302
7.1	INTRODUÇÃO	302
7.2	Estacas tipo raiz com ensaio finalizado	302
7.3	Ruptura na passagem de estágio	306

7.4	Rotação do bloco de coroamento da estaca.....	307
7.5	Ruptura devido à defeito de integridade do fuste da estaca	309
7.6	Deslocamento excessivo de estaca de reação	309
7.7	SÍNTESE.....	311
8	CONCLUSÕES	313
8.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	316
	REFERÊNCIAS.....	318
	APÊNDICE A – SONDAGENS – LOCAÇÃO E CORTES.....	325
	APÊNDICE B – SONDAGENS DE REFERÊNCIA.....	333
	APÊNDICE C – CURVAS CARGA VS RECALQUE	337
	APÊNDICE D – RIGIDEZ: DOMÍNIOS LATERAL E PONTA.....	347

1 INTRODUÇÃO

A Engenharia de Fundações é considerada uma área de pesquisa multidisciplinar e, conforme apresentado em (CINTRA e AOKI, 2010), os elementos de fundação são definidos como sistemas formados por elementos estruturais e as diversas camadas do maciço que os envolvem. Sendo a capacidade de carga de um elemento de fundação definida pela ruptura do elemento estrutural de fundação ou a ruptura do solo que o envolve, este elemento deve atender simultaneamente aos pré-requisitos de normas como NBR 6118 (ABNT, 2014), NBR 6122 (ABNT, 2010) e NBR 8681 (ABNT, 2004).

Além de ser um elemento natural formado por complexos geológicos complexos e, desta forma, muito variável quanto à composição e quanto ao comportamento quando submetido a cargas, o solo é, geralmente, o material menos resistente do elemento de fundação e, por isso, a capacidade de carga da fundação fica condicionada à interação solo-estrutura, sendo a estaca um elemento isolado desta interação.

Quando as fundações envolvem dimensionamento em maciço rochoso, as análises são ainda mais complexas, uma vez que o maciço rochoso é o que envolve a maior variabilidade. Assim, a caracterização do maciço rochoso é de suma importância no dimensionamento destas fundações. Contudo, na maior parte das vezes, as únicas informações disponíveis sobre o maciço rochoso são as informações contidas nas sondagens rotativas realizadas.

A previsão da capacidade de carga de uma fundação representa, assim, um grande desafio para a Engenharia de Fundações, pois esta previsão depende de uma série de fatores, tais como: uma boa estimativa das propriedades do solo e mecanismos que representem adequadamente a interação solo-estrutura a experiência do engenheiro de fundações na análise e interpretação de resultados e as alterações provenientes de desvios na execução do elemento de fundação, como as modificações dos parâmetros do solo por ocasião da execução e o efeito do tempo.

Como forma de avaliar a composição do solo e estimar o comportamento do elemento de fundação sob atuação de cargas, são necessárias investigações geotécnicas. Devido à simplicidade e baixo custo, a maior parte das informações existentes do perfil do solo no início da fase de projeto deve-se às sondagens de

simples reconhecimento com medição do SPT (*Standard Penetration Test*). Esta sondagem é executada com o objetivo de se obter amostras indeformadas e valores quantitativos de resistência dos solos por meio do índice N_{SPT} e, segundo Schnaid e Odebrecht (2012), a investigação com o SPT é a mais popular, rotineira e econômica ferramenta de investigação em praticamente todo o mundo. Para se tentar prever o efeito da interação solo-estrutura, levando em consideração a influência do processo executivo da fundação, são realizadas correlações basicamente empíricas com os dados provenientes dos ensaios das sondagens com SPT para a determinação do elemento de fundação.

A NBR 8036 (ABNT, 1983) apresenta algumas prescrições para o número mínimo e a locação de sondagens SPT para fundações de edifícios. Percebe-se que, mesmo realizando um número maior de sondagens que o descrito nesta norma, ainda pode ser insuficiente a quantidade de prospecções geotécnicas realizadas frente ao grande número de variáveis presentes nos maciços geológicos e à aleatoriedade dos eventos relacionados ao solo. Observa-se que não há indicações quanto ao número de investigações que deveriam ser realizadas para caracterizar o solo em áreas para grandes construções (edificações para áreas industriais, por exemplo).

A NBR 6122 (ABNT, 2010) por sua vez, aponta que deve ser realizada, para qualquer edificação, uma campanha de investigação geotécnica preliminar, constituída no mínimo por sondagens a percussão (com SPT), visando a determinação da estratigrafia e classificação dos solos, a posição do nível d'água e a medida do índice de resistência à penetração (N_{SPT}), de acordo com a NBR 6484 (ABNT, 2001). Esta mesma norma aponta que, em função dos resultados obtidos na investigação geotécnica preliminar realizada, pode ser necessária uma investigação complementar, inclusive com a realização de outros tipos de ensaios.

Diversos métodos (teóricos ou racionais, empíricos e semi-empíricos) para previsão da capacidade de carga das estacas isoladas foram propostos ao longo dos anos, por diversos pesquisadores. No Brasil, os principais métodos de previsão são baseados nos resultados das sondagens com SPT, para as estacas com trecho em solo. Para estacas com trecho em rocha, os principais métodos generalizados presentes na literatura utilizam o valor do ensaio de compressão simples da rocha.

O comportamento da estaca sob cargas pode ser avaliado a partir da análise da curva carga vs deslocamento obtida das provas de carga realizadas, a exemplo

dos métodos de Van der Veen (1953), Chin-Kondner (1970), Davisson (1972), Décourt (1996, 2008), Massad (1992, 1993) e Massad e Lazzo (1998).

Além da existência de poucas investigações geotécnicas em relação às áreas a serem projetadas, os métodos de previsão de capacidade de carga apresentam grande variabilidade entre si, uma vez que cada um destes métodos foi desenvolvido com base em regiões (e, assim, comportamentos) específicos.

Em um contexto convencional da caracterização do solo que não contempla a variabilidade espacial de algumas de suas propriedades, são necessários muitos resultados para representar a variabilidade de uma determinada área.

A geoestatística surge, assim, como uma ferramenta que possibilita a análise da relação existente entre uma dada população, e, desta forma, sua aplicação pode diminuir o número de resultados necessários para descrever as características de um determinado local, reduzindo custos de levantamento, mantendo a precisão das estimativas realizadas (VIEIRA, HATFIELD, *et al.*, 1983).

Apesar da consideração da aleatoriedade dos eventos físicos com o uso da estatística estar tornando-se uma tendência dos projetos e normas de engenharia, Whitman (1984, apud Cintra e Aoki, 2010) apresentou que, infelizmente, a probabilidade permanece, ainda, um mistério para muitos engenheiros, por um lado por causa da barreira linguística e por outro pela falta de exemplos que mostrem como a metodologia pode ser utilizada no processo de tomada de decisão. Passados mais de 30 anos, Hachich (2017) apontou que a análise de fundações por probabilidade de ruína ainda é pouco incorporada às rotinas de projeto, assim como pouco se ensina sobre Estatística e Teoria das Probabilidades nos cursos de Engenharia.

Desta forma, este trabalho objetiva apresentar um estudo da variabilidade geológica e geotécnica de uma região do município de Ipojuca, em Pernambuco, a partir dos dados de sondagens e provas de carga à compressão realizadas, além de apresentar a geoestatística como ferramenta auxiliar à tomada de decisão quanto à previsão da capacidade de carga em estacas frente a um número limitado de ensaios.

1.1 FUNDAÇÕES PROFUNDAS: PRINCIPAIS DEFINIÇÕES

A NBR 6122 (ABNT, 2010) define fundação profunda como “*elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por*

sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta e, no mínimo 3,0 m. neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões”.

Dentre as fundações profundas, podem ser destacadas as fundações em estacas, que, segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), são definidas como *“elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de pessoas. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado in loco ou pela combinação dos anteriores”.*

Em síntese, as fundações profundas distribuem os esforços solicitantes à uma região mais profunda do subsolo. As diversas incertezas em relação aos aspectos do solo, principalmente, contribuem para a variabilidade do comprimento projetado, como exemplo da interpretação dos dados das sondagens. Já em relação ao comprimento final (executado), podem ser citados a falta de representatividade da sondagem (na vertical) para a estaca e o controle de execução pela empresa que realizou o serviço como fatores que contribuem para a sua variabilidade.

A situação acima descrita torna-se ainda mais crítica frente à necessidade de se dimensionar as fundações na presença de maciço rochoso¹. Os casos mais comuns de dimensionamento de fundações profundas com necessidade de embutimento em maciço rochoso envolvem a utilização de estacas tipo raiz. A NBR 6122 (ABNT, 2010) define estacas tipo raiz como *“estaca armada e preenchida com argamassa de cimento e areia, moldada in loco executada através de perfuração rotativa ou rotopercussiva, revestida integralmente no trecho em solo, por um conjunto de tubos metálicos recuperáveis”.*

O dimensionamento do comprimento do trecho de estaca a ser embutido em maciço rochoso é, comumente, avaliado com certa incerteza, em função da alta variabilidade e valor elevado de resistência que apresenta, sendo muitas vezes estimado com base em premissas e na experiência do projetista. Além disso, deve-se levar em consideração que o processo de perfuração da estaca em rocha pode provocar fissuras, trincas, rachaduras ou “moagem” da rocha, e esses efeitos podem

¹ De acordo com Oliveira e Brito (1998), um maciço rochoso, do ponto de vista do seu aproveitamento em engenharia é um conjunto de blocos de rocha, justapostos e articulados e o material que forma os blocos constitui a matriz do maciço rochoso.

provocar a redução da resistência deste material às cargas atuantes. Por este motivo, há grande relevância os processos executivos e controles de campo na redução da variabilidade e, também para o bom desempenho das fundações.

Assim, a definição deste comprimento de embutimento depende do tipo de rocha, da profundidade em que a rocha ocorre a partir do comprimento da estaca e, ainda, da capacidade de carga da estaca.

1.2 HIPÓTESES

As hipóteses que nortearam a presente pesquisa foram:

- i. Há significativa variação entre os métodos semi-empíricos para previsão da capacidade de carga de estacas, tanto no trecho em solo quanto no trecho embutido em maciço rochoso.
- ii. A previsão da capacidade de carga de estacas a partir da extrapolação da curva carga vs deslocamento de provas de carga estática à compressão em estacas apresentam boas aproximações como a previsão apontada pelos principais métodos semi-empíricos estudados.
- iii. A previsão da capacidade de carga de estacas no trecho embutido em maciço rochoso demanda um conhecimento das condições do maciço rochoso, além das informações normalmente contida nas sondagens rotativas.
- iv. É adequada a consideração apenas da parcela de resistência devido ao atrito lateral do trecho em rocha na previsão da capacidade de carga das estacas parcialmente embutidas em maciço rochoso.
- v. É viável utilizar os métodos de interpolação determinísticos e geoestatísticos para generalizar e estimar as variáveis geotécnicas espaciais (profundidade e caracterização do material impenetrável) obtidas em furos individuais de sondagens à percussão.
- vi. É possível estabelecer previsões do comportamento do terreno para obras de fundações e de outros aspectos geológicos-geotécnicos de interesse aos projetos de engenharia civil a partir destas interpolações.

1.3 OBJETIVOS

Os objetivos desta pesquisa seguem apresentados nos itens a seguir.

1.3.1 Geral

O objetivo geral deste trabalho de pesquisa é a apresentação da geoestatística como ferramenta auxiliar à tomada de decisões na análise da variabilidade do solo e do maciço rochoso da região, bem como ao dimensionamento de estacas tipo hélice contínua e raiz, em solo e parcialmente embutidas em maciço rochoso, uma vez que a geoestatística permite a previsão de informações de regiões não investigadas.

1.3.2 Específicos

Para obtenção dos objetivos gerais, tem-se os objetivos específicos:

- A estruturação de um banco de dados a partir dos dados das sondagens realizadas na área de estudo, contendo dados como a profundidade do impenetrável, a classificação do material e o número de SPTs para as sondagens à percussão com SPT (do inglês *Standard Penetration Test*) e dados de caracterização do maciço rochoso contidos nas sondagens rotativas
- A “caracterização geotécnica” da região, baseada nas informações da geologia e das sondagens realizadas
- Aplicação de alguns métodos semi-empíricos, para previsão da capacidade de carga de fundações profundas em estacas tipo hélice contínua e tipo raiz
- Análise do comportamento solo-estaca, a partir das provas de carga estática à compressão realizadas na região e de métodos consagrados de extrapolação das curvas carga-recalque obtidos em furos individuais de sondagens
- Verificação da premissa usual de projeto de consideração apenas do atrito lateral na rocha, nos projetos envolvendo penetração também em solo e elevada resistência de ponta

- Aplicação e avaliação de métodos determinísticos e probabilísticos de interpolação das profundidades do material impenetrável ao trépano (provável perfil rochoso).

1.4 ESTRUTURA DO TEXTO

Após a presente introdução, que traz um breve descritivo sobre a Engenharia de Fundações e as Fundações Profundas, o Capítulo 1 traz ainda as principais definições e tipos de fundações profundas em estudo, além dos objetivos gerais e específicos, hipóteses e metodologia da pesquisa utilizada para o desenvolvimento desta pesquisa.

A apresentação do conteúdo teórico que norteou esta tese será introduzida em dois capítulos. No Capítulo 2 são apresentados os principais conceitos pertinentes às análises estatísticas, com foco na geoestatística. No Capítulo 3 são apresentadas as bases teóricas em relação à capacidade de carga das estacas: os métodos semi-empíricos com base nos resultados do SPT para previsão da capacidade de carga de projeto das estacas com trecho em solo, alguns métodos para previsão da capacidade de carga da estaca com trecho embutido em maciço rochoso e alguns métodos de extrapolação dos resultados das curvas carga vs deslocamento para determinação da capacidade de carga (última ou de ruptura) das estacas, com base nas provas de carga estáticas à compressão realizadas. Apontou-se, também, dois métodos para previsão dos recalques nas estacas.

O Capítulo 4 traz a área de estudo, com as principais investigações realizadas na região. A área foi caracterizada com base nas sondagens realizadas em dois momentos distintos: terreno natural e terreno terraplenado.

O Capítulo 5 contempla os resultados e análises em relação à previsão da capacidade de carga das estacas e a aderência destes resultados às cargas de ruptura obtidas a partir da análise (e/ou extrapolação) das curvas carga vs deslocamento das provas de carga à compressão realizadas nas estacas.

Os resultados da análise geoestatística (krigagem) realizadas para previsão da superfície impenetrável ao trépano, da superfície representada pelo topo do maciço rochoso e de uma região entre superfícies representadas por um N_{SPT} específico são apresentados no Capítulo 6.

No Capítulo 7 foi incluída a apresentação de algumas provas de carga consideradas como casos especiais. Apresenta-se, por exemplo, provas de carga em que houve ruptura brusca, paralisação por conta da rotação do bloco de coroamento da estaca e deslocamento excessivo da estaca de reação.

O Capítulo 8 sintetiza as conclusões obtidas com os trabalhos realizados e propõe algumas linhas de investigação para continuidade da pesquisa.

O Capítulo 9 destina-se à apresentação das referências bibliográficas.

2 (GEO) ESTATÍSTICA

De forma introdutória à análise geoestatística, neste capítulo serão apresentados alguns conceitos de Estatística Clássica, utilizados para caracterizar alguns dados em estudo, como as medidas de posição, medidas de variação e as medidas de posição relativa.

A partir dos conceitos iniciais, segue-se à apresentação da geoestatística. Após os conceitos iniciais, trata-se da apresentação do estimador de krigagem (linear e não linear).

É importante citar que não se pretende aqui apresentar as formulações envolvidas nos modelos utilizados e, sim, dar uma visão geral do funcionamento de cada tópico apresentado e que será utilizado nas análises.

2.1 ESTATÍSTICA CLÁSSICA

Antes de iniciar o estudo da geoestatística é necessário apresentar alguns conceitos e teorias que envolvem a estatística básica. Em linhas gerais, a Estatística é a ciência que fornece ajuda aos diversos tipos de estudiosos e profissionais para organizar os dados coletados e tirar conclusões na presença de variações dos dados, isto é, a estatística é uma ferramenta de auxílio à extrapolação das análises das amostras à população.

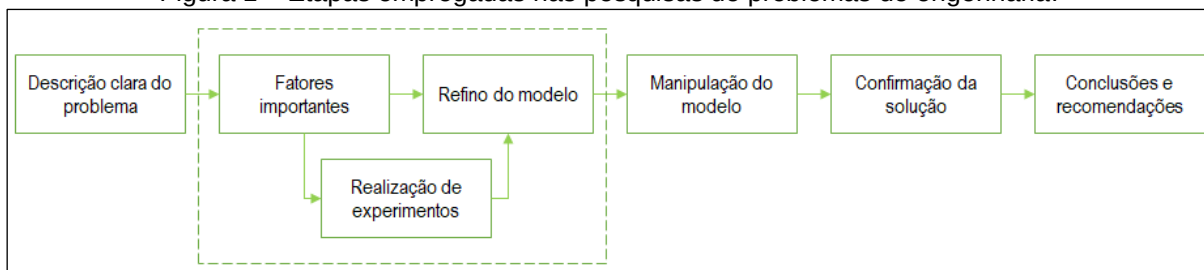
Na área das Engenharias, de acordo com (MONTGOMERY e RUNGER, 2013), a resolução de problemas é feita a partir da aplicação efetiva de princípios científicos, por meio das principais etapas:

1. Desenvolver uma descrição clara e concisa do problema.
2. Identificar, ou pelo menos, tentar identificar, os fatores importantes que afetam esse problema ou que possam ter uma função importante em sua solução.
3. Propor um modelo para o problema, usando conhecimento científico ou de engenharia do fenômeno sendo estudado. Estabelecer qualquer limitação ou suposição do modelo.
4. Conduzir experimentos apropriados e coletar dados para testar ou validar o modelo-tentativa ou conclusões feitas nas etapas 2 e 3.
5. Refinar o modelo, com base nos dados observados.
6. Conduzir um experimento apropriado para confirmar se a solução proposta para o problema é efetiva e eficiente.

7. Tirar conclusões ou fazer recomendações com base na solução do problema.

As etapas apresentadas por Montgomery e Runger (2013) são mostradas na Figura 1, em que a região tracejada reforma a forte relação entre as etapas 2 a 4 anteriormente apresentadas, além dos vários ciclos que podem ocorrer nestas etapas.

Figura 1 – Etapas empregadas nas pesquisas de problemas de engenharia.



Fonte: Adaptado de Montgomery e Runger (2013).

A análise do fluxo apresentado por Montgomery e Runger (2013) e mostrado na Figura 1 deixa claro a necessidade dos engenheiros em relação à coleta, planejamento, análise e interpretação dos dados que envolvem os problemas ligados à engenharia. A análise estatística, assim, tem por fim resumir a informação disponível para facilitar a análise dos dados.

Neste contexto, algumas definições devem ser absorvidas para entendimento da sequência deste estudo:

- **Dados:** Observações coletadas (normalmente não tratadas)
- **População:** Coleção completa de todos os elementos a serem estudados, dos quais se extraem as variáveis de interesse
- **Amostra:** Subconjunto de elementos selecionados de uma população (isto é, um grupo representativo da população).

Em relação às variáveis de interesse, estas podem ser qualitativas (no caso em questão, pode-se utilizar como exemplo a caracterização do solo ou maciço rochoso) ou quantitativas (valor do SPT, por exemplo), estas últimas sendo classificadas em discretas (valores inteiros, que expressam o valor da contagem) ou contínuas (expressam medidas).

2.1.1 Medidas de Posição

Algumas medidas de posição são utilizadas na estatística para representar o conjunto de informações, a partir de um dado único. As medidas de posição mais utilizadas são as medidas de centro, sendo as principais a média, a moda e o ponto médio. Não há, contudo, critérios objetivos para determinação da medida mais representativa para todos os conjuntos de dados.

a) Média Aritmética

A média aritmética (ou apenas média) é a medida de posição mais conhecida e utilizada na estatística e aponta um valor central (tendência). É encontrada pela soma de todos os valores dos dados e dividido pelo número total de valores, conforme equação (2.1).

$$\bar{x} = \frac{\sum x}{n} \quad (2.1)$$

onde x é a soma dos valores dos dados e n é o tamanho amostral (número de valores no conjunto de dados).

A média de uma distribuição de frequências é dada por:

$$\bar{x} = \frac{\sum(f \cdot x)}{\sum(f)} \quad (2.2)$$

onde x é o ponto médio da classe e f é a frequência.

b) Média Ponderada

A média ponderada é calculada com os diferentes valores associados a diferentes pesos, conforme equação (2.3):

$$\bar{x} = \frac{\sum(w \cdot x)}{\sum(w)} \quad (2.3)$$

onde w é peso associado ao valor dos dados.

c) Mediana

A mediana é o valor do meio, quando os dados originais estão arranjados em ordem (crescente ou decrescente) de magnitude. Se o número de valores for ímpar, a mediana será o número localizado no meio exato da lista. Se for par, a mediana será encontrada a parti do cálculo da média dos dois números do meio.

d) Moda

A moda de um conjunto de dados (M) é o valor que ocorre mais frequentemente. Em relação à classificação, o conjunto de dados pode ser classificado em bimodal, se há dois valores com mesma frequência ou multimodal quando há mais de dois valores com a mesma frequência. Quando os valores não se repetem, não há moda.

e) Ponto Médio

É exatamente o valor a meio do caminho entre o maior valor e o menor valor no conjunto original de dados. Esta medida de posição é altamente influenciada pela existência de pontos extremos.

2.1.2 Medidas de Variação

As medidas de posição não aferem sobre a variação dos dados analisados e, assim as medidas de variação são utilizadas para medir e compreender a variação existente em um conjunto de dados, variação esta não visível com as medidas de posição. As principais medidas de variação são a amplitude, o desvio padrão e a variância.

a) Amplitude

A amplitude de um conjunto de dados é a diferença entre o maior e o menor valor do conjunto.

b) Desvio Padrão (s)

O desvio padrão é a medida da variação dos valores em torno da média. O desvio padrão amostral é obtido a partir da equação (2.4), ou por meio da equação simplificada (2.5) :

$$s = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{n - 1}} \quad (2.4)$$

$$s = \sqrt{\frac{n \sum (x)^2 - (\sum x)^2}{n(n - 1)}} \quad (2.5)$$

onde $\bar{x}$ é a média aritmética do conjunto e n é a quantidade de valores (tamanho amostral).

Já o desvio padrão populacional (σ) pode ser obtido por meio da equação (2.6):

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (x - \mu)^2}{N}} \quad (2.6)$$

onde μ é a média da população e N é o tamanho da população.

O desvio padrão para dados que são apresentados na forma de distribuição de frequências pode ser calculado a partir da equação (2.7):

$$s = \sqrt{\frac{n[\sum (f \cdot x^2)] - [\sum (f \cdot x)]^2}{n(n - 1)}} \quad (2.7)$$

onde x é o ponto médio da classe e f é a frequência.

A grande vantagem da utilização do desvio padrão é que este tem a mesma unidade de medida dos dados originais. Contudo, este valor pode sofrer variações significativas (crescer) com a inclusão de um ou mais *outliers*, isto é, com a inclusão de dados que estão muito afastados dos demais. Em síntese, valores muito próximos resultarão em desvios padrões pequenos, enquanto que valores muito dispersos resultarão em grandes desvios padrões.

c) Variância e Coeficiente de Variação (CV)

A variância de um conjunto de valores é uma medida de variação igual ao quadrado do desvio padrão.

O coeficiente de variação para um conjunto de dados, por sua vez, descreve o desvio padrão relativo à média e pode ser obtido por meio da equação (2.8) para amostras e da equação (2.9) para população.

$$CV = \frac{s}{\bar{x}} \cdot 100\% \quad (2.8)$$

$$CV = \frac{\sigma}{\mu} \cdot 100\% \quad (2.9)$$

onde s e $\bar{x}$ são o desvio padrão e a média da amostra, respectivamente, e σ e μ são o desvio padrão e a média da população, respectivamente.

2.1.3 Medidas de Posição Relativa

De acordo com Triola (2005), as medidas de posição relativas são medidas que podem ser utilizadas para comparar valores dentro de um mesmo conjunto de dados ou de conjuntos de dados diferentes. As principais medidas de posição relativas são os escores z e os quartis e percentis.

a) Escores z

Os escores z (ou escore padronizado) são utilizados para comparar valores dentro de diferentes conjuntos de dados. Representam o número de desvios padrões a que se situa determinado valor acima ou abaixo da média e são obtidos a partir da equação (2.10) para amostras e da equação (2.11) para população:

$$z = \frac{x - \bar{x}}{s} \quad (2.10)$$

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma} \quad (2.11)$$

onde $\bar{x}$ e s são a média e o desvio padrão das amostras, respectivamente, enquanto μ e σ são a média e o desvio padrão da população, respectivamente.

b) Quartis

Os quartis, representados por Q_1 , Q_2 e Q_3 , são medidas que dividem os valores ordenados em quatro partes iguais:

Q_1 : separa os 25% inferiores dos valores ordenados dos 75% superiores

Q_2 : separa os 50% inferiores dos valores ordenados dos 50% superiores

Q_3 : separa os 75% inferiores dos valores ordenados dos 25% superiores.

c) Percentis

Os percentis, representados por $P_1, P_2, \dots, P_{99}$, dividem os dados em 100 partes iguais. Utiliza-se a equação (2.12) para a obtenção do percentil do valor x :

$$\text{percentil do valor } x = \frac{\text{número de valores menores que } x}{\text{número total de valores}} \cdot 100 \quad (2.12)$$

2.2 GEOESTATÍSTICA

Na natureza, espera-se que haja uma correlação entre as coisas no espaço, isto é, que haja um ordenamento espacial, conforme os processos que formaram estas estruturas. Supondo que ocorra uma correlação espacial entre amostras, os valores serão muito próximos em dois pontos vizinhos e mais diferentes à medida que os pontos ficarem distantes. Assim, a influência de cada amostra é inversamente proporcional à distância.

Pode-se subdividir os métodos de interpolação em determinísticos e probabilísticos. Os determinísticos são modelos matemáticos onde se conhecem todas as variáveis e o seu comportamento. Os probabilísticos, por sua vez, são métodos desenvolvidos para análises em que não se possui conhecimento total das variáveis envolvidas e o comportamento da variável é aleatório, caso dos métodos geoestatísticos.

A diferença entre os diversos métodos de estimativa (geoestatísticos ou não) consiste na forma de cálculo da influência das amostras (pesos ou ponderadores).

A geoestatística utiliza pesos que minimizem os erros da estimativa, que leve em consideração a interdependência espacial. É muito utilizada na quantificação do conhecimento de algum fenômeno físico, na previsão de valores em pontos não amostrados, na geração de modelos de incertezas, além da otimização amostral.

A diferença entre a krigagem e outros métodos de interpolação é a maneira como os pesos são atribuídos às diferentes amostras. No caso de interpolação linear simples, por exemplo, os pesos são todos iguais a $1/N$ (N = número de amostras) na interpolação baseada no inverso do quadrado das distâncias, os pesos são definidos como o inverso do quadrado da distância que separa o valor interpolado dos valores observados. Na krigagem, o procedimento é semelhante ao de interpolação por média móvel ponderada, exceto que aqui os pesos são determinados a partir de uma análise espacial, baseada no semivariograma experimental. Além disso, a krigagem fornece, em média, estimativas não tendenciosas e com variância mínima².

Segundo Yamamoto e Landim (2013), o professor Georges Matheron, inspirado em diversos trabalhos da época, é distinguido como o criador da Geoestatística, a partir da publicação de diversos estudos e suas contribuições na formalização da Teoria das Variáveis Regionalizadas. Uma variável regionalizada, segundo Matheron (1971, apud Yamamoto e Landim, 2013), é aquela que possui dois aspectos contraditórios ou complementares: um aspecto aleatório (cuja irregularidade não permite a previsão das variações entre um ponto e outro) e um aspecto estruturado (que reflete as características estruturais do fenômeno regionalizado).

Qualquer variável dependente do espaço que apresente, além do caráter aleatório, um caráter estrutural, pode ser tratado como variável regionalizada e, assim, sofrer análise geoestatística. A Figura 2 apresenta um esquema ilustrando o processo de estimativa ou interpolação de variáveis, para variáveis contínuas e discretas.

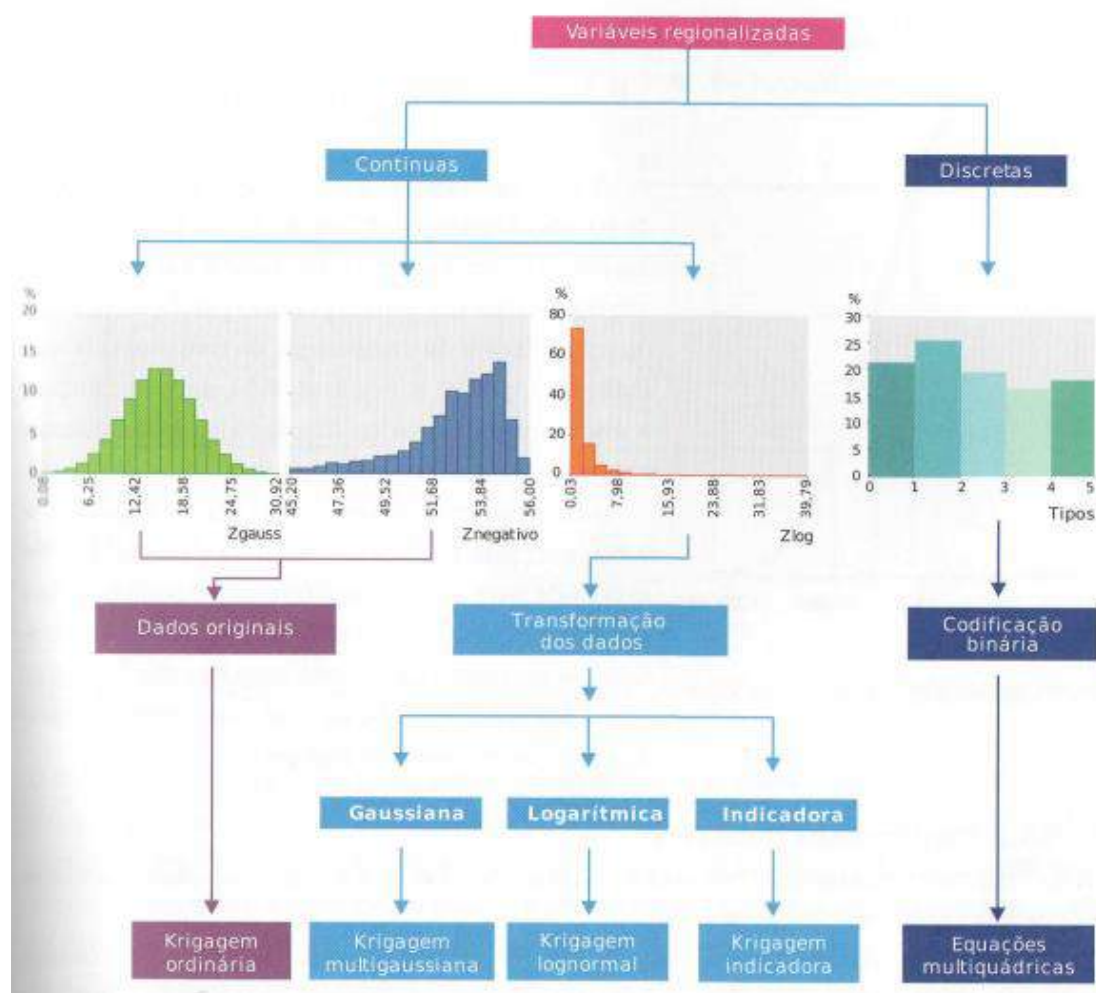
A utilização da geoestatística enquanto ferramenta auxiliar à tomada de decisões envolvendo modelagens geotécnicas vem sendo apresentada em diversas regiões do Brasil e do mundo, nos últimos anos.

Mendes e Lorandi (2003) apresentaram mapas contendo a intensidade do N_{SPT} e da superfície do lençol freático na área urbana de São José dos Campos/SP, realizado a partir da análise de 1.238 sondagens executadas na área de estudo com

² Estimativas não tendenciosas significam que, em média, a diferença entre valores estimados e verdadeiros para o mesmo ponto deve ser nula; e variância mínima significa que estes estimadores possuem a menor variância dentre todos os estimadores não tendenciosos.

o auxílio do software *GIS/Spring-3.5*. A análise do N_{SPT} foi realizada a partir do agrupamento em camadas (1.5, 6.0, 8.5 e 11,0 m) com o N_{SPT} analisado nas estações seca e de chuva. Os autores concluíram a influência parcial do nível d'água no comportamento do N_{SPT} e que os mapas obtidos a partir da geoestatística são promissores para utilizações em planejamento da infraestrutura urbana.

Figura 2 – Processo de estimativa geoestatística ou interpolação de variáveis regionalizadas.



Fonte: Yamamoto e Landim (2013).

Silva (2008) apresentou o mapeamento dos parâmetros de N_{SPT} e resistência ao torque a partir de um banco de dados composto por 238 sondagens realizadas na bacia hidrográfica do ribeirão Cambezinho, em Londrina/PR. O objetivo foi avaliar possíveis relações entre a topografia, pedologia e os índices de resistência do solo N_{SPT} e torque máximo na área de estudo. As análises foram realizadas com o auxílio do software Arcview e, como resultado, não foi constatada a correlação dos índices de $SPT-T$ com a pedologia e a topografia da área de estudo.

Zhang, Asce e Dasaka (2010) desenvolveram um estudo acerca das incertezas do perfil geológico e a variabilidade no comprimento de estacas, a partir da comparação do comprimento de cravação das estacas metálicas previsto com o comprimento real obtido (*as built*). Os comprimentos previstos de cravação de estacas metálicas, estimados com base nos dados das sondagens com SPT (53 sondagens, distribuídas em 4 blocos de análise), foram comparados com os comprimentos efetivamente cravados (*as built* de 1.335 estacas, também distribuídas nos 4 blocos de análise), em Hong Kong. O processo de krigagem foi utilizado para a previsão da variabilidade dos perfis geológicos. A análise apresentou que as variações nos comprimentos de *as built* foram muito maiores que as variações do perfil geológico, o que pode ter sido gerado por erros de julgamento dos dados ou efeitos de construção, por exemplo. Os autores apresentaram que há uma grande variação nos comprimentos projetados e executados quando a krigagem é utilizada. No entanto, quando a krigagem não é utilizada essa variação (que não pode ser descartada) não é encontrada a partir das escalas utilizadas para as estimativas.

Soares (2011) realizou análises geoestatísticas com base em um banco de dados composto por 529 furos de sondagens, no município de João Pessoa/PB. As variáveis de interesse foram o nível do lençol freático e o NSPT e as análises foram realizadas com o auxílio do software ArcGIS, por meio de krigagem ordinária e Topo to Raster. A krigagem ordinária foi escolhida pela autora por ser largamente utilizada em pesquisas envolvendo dados de sondagens à percussão, como o N_{SPT} . O Topo to Raster por considerar as características de morfologia e hidrologia. Como resultado, as estimativas obtidas mostraram-se satisfatórias, mas com pequenos erros nas regiões com maior densidade de amostras.

Samui e Sitharam (2011) realizaram um estudo geoestatístico para previsão do nível do maciço rochoso, com base em 652 sondagens em uma área de 220 km², em Bangalore, Índia. Neste estudo, os autores concluíram que a krigagem ordinária é superior à krigagem simples na previsão da superfície do maciço, a partir dos dados presentes. Os autores destacaram a importância do uso da geoestatística para previsão do nível do maciço em regiões em que não houve investigações, a partir do uso dos semivariogramas.

Fonteles (2014) aplicou técnicas geoestatística para análise da variabilidade espacial e estimativas por krigagem da profundidade do impenetrável ao amostrador

do SPT em uma área de estudo de 44 km² localizada na porção nordeste do município de Fortaleza/CE. O banco de dados foi composto por 126 sondagens, com análises realizadas com auxílio do *Sistema Geovisual 2.1*, *Surfer* e o *GEOEAS 1.2.1*. Para os dados analisados, os resultados por krigagem ordinária apresentaram variâncias de estimativa associadas muito altas e, assim, o autor apresentou também os resultados do estimador por krigagem indicativa (operando com valores codificados por indicação e independente da aceitação de hipóteses de estacionaridade).

Dehgham et al., 2014) desenvolveram um estudo na área de Chehel Baze National Par, cidade de Mashhad, no Iran. O estudo foi desenvolvido com base em 18 furos de sondagens, com utilização da krigagem para desenvolvimento dos mapas de NSPT e dos mapas dos erros das estimativas. Os autores concluíram que a geoestatística é uma ferramenta útil para prever o SPT em áreas com dados não disponíveis.

Priya e Dodagoudar (2015) realizaram o estudo geoestatístico para previsão da interface solo-rocha na região de Chennai, sul da Índia. O estudo foi realizado com base nas informações dos testes de ondas de superfície e com base nos dados de 85 sondagens com SPT, em que a interface solo-rocha variou entre 2 a 18m de profundidade. Além da análise geoestatística em si, os autores organizaram um banco de dados com as informações, no Microsoft Access 2007. As análises geoestatísticas, por meio da krigagem ordinária, foram realizadas com o auxílio do ArcGIS 9.3. De acordo com os autores, os mapas resultantes das análises geoestatística serão de imenso uso em projetos geotécnicos.

Freitas et al. (2016) apresentou um estudo, com análises realizadas no software ROCKWORKS, a partir da modelagem em 3 dimensões do terreno com a utilização da geoestatística. Segundo os autores, o modelo gerado permitiu a interpretação mais confiável da área e volume das camadas de solos moles, camadas de resistência elevadas e variações do lençol freático, auxiliando as tomadas de decisões de engenharia de futuros empreendimentos da área.

2.2.1 Variogramas

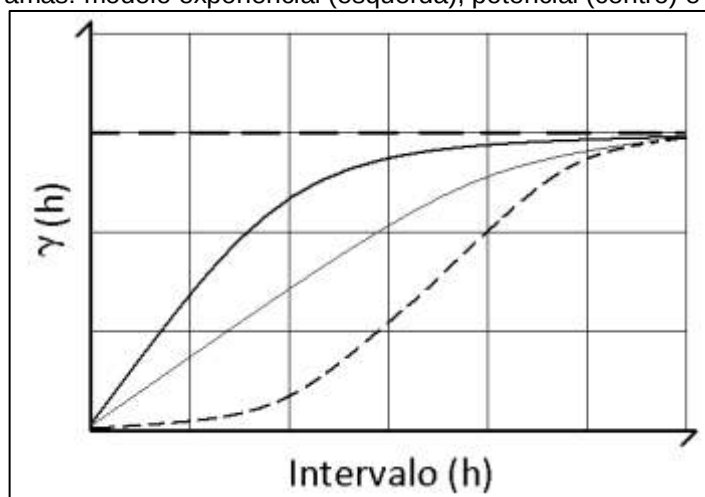
O variograma é a ferramenta utilizada para analisar a interdependência entre variáveis.

A análise dos variogramas parte do pressuposto que o valor de cada ponto no espaço está relacionado, de algum modo, com valores obtidos de pontos situados a certa distância. Isto significa dizer que a inferência de continuidade espacial de uma variável regionalizada pode ser feita com valores amostrais tendo como base a estatística de dois pontos x_1 e x_2 , situados a uma distância $h = x_1 - x_2$, sendo cada par de pontos considerados como uma realização diferente (Yamamoto e Landim, 2013).

A determinação do modelo de correlação espacial é feita a partir do ajuste de um variograma teórico com os pares de pontos amostrais. Ajusta-se os pares de pontos a uma função ou modelo que corresponda o mais possível aos pontos do variograma e consiga reproduzir novos pontos em distâncias onde não existe nenhum ponto (Correa, 2010). Quanto maior for a dispersão entre os pares de pontos, menor é a correlação entre eles e, com isso, menor é a interdependência entre as variáveis.

Os modelos teóricos de ajuste dos variogramas mais usados são o modelo exponencial, o modelo gaussiano e o modelo potencial (Figura 3), sendo o formato das curvas que os caracterizam que os diferenciam entre si.

Figura 3 – Variogramas: modelo exponencial (esquerda), potencial (centro) e gaussiano (direita).



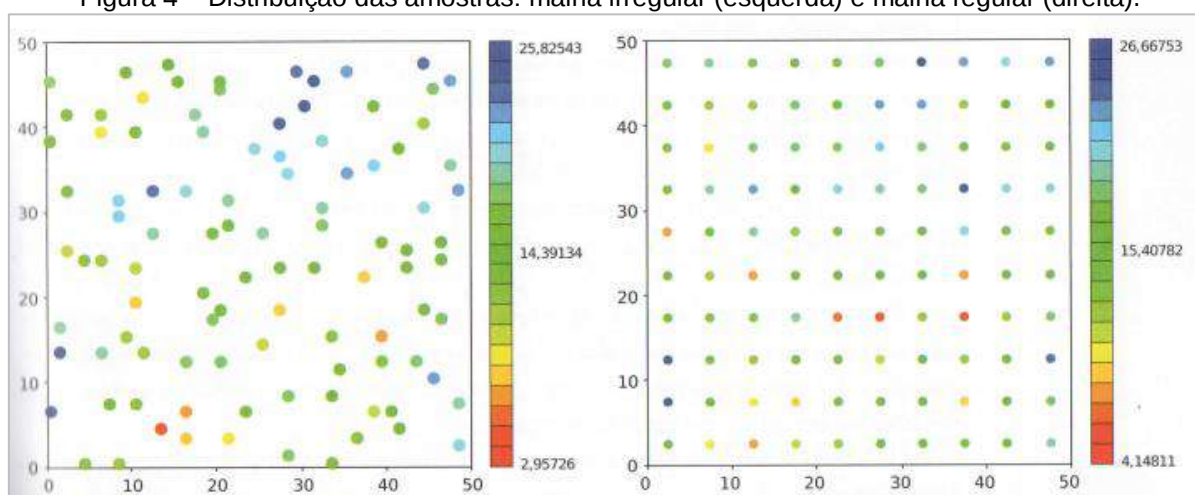
Fonte: Correa (2010).

Entre as principais características dos variogramas, pode-se citar a presença ou não de patamar. A presença de patamar ocorre quando a variância se estabiliza em torno de uma variância máxima, a partir de certa distância. Nessas situações, o patamar (ou soleira) define a distância para a qual a variância atinge certo nível e o alcance (ou amplitude) é a variância. A soleira é definida pela soma do efeito pepita

(C_0), causado pela variância aleatória e pela variância espacial (C). Ao contrário, há casos em que a variância continua aumentando indefinidamente com a distância, o que configura casos de variograma sem patamar.

A análise dos variogramas é, também, influenciada pela distribuição das amostras (Figura 4). Em situações de distribuição regular das amostras, o variograma pode ser calculado diretamente com base nos pontos amostrais, para as direções ortogonais norte-sul e leste-oeste, além de outras duas direções diagonais ao quadrado ou retângulo formado pela malha.

Figura 4 – Distribuição das amostras: malha irregular (esquerda) e malha regular (direita).



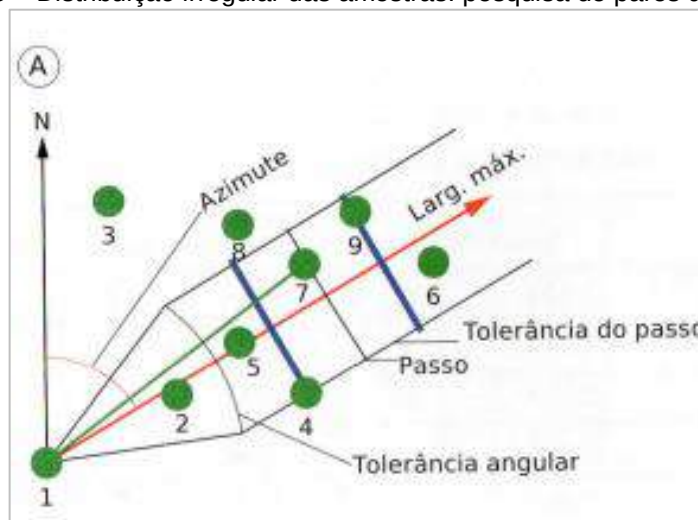
Fonte: Yamamoto e Landim (2013).

Já para situações de distribuição irregular das amostras, torna-se necessária a definição de parâmetros adicionais, além da distância e direção, de forma que a malha possa ser regularizada. Há a definição de uma janela de busca por pares de pontos, a partir da direção, tolerância angular e largura máxima, além do tamanho da distância e tolerância da distância (Figura 5).

Enquanto na Estatística a covariância mede a relação entre duas variáveis aleatórias distintas, na Geoestatística a covariância mede a relação entre valores da mesma variável, medidas a uma distância h , conforme uma determinada direção. Se, ao se alterar a direção, houver alteração na covariância, há indicação da presença de fenômeno espacial anisotrópico, que deve ser corrigido³.

³ O objetivo da correção da anisotropia é a obtenção de um variograma isotrópico para o modelo de correção espacial, ou seja, um modelo com parâmetros comuns em todas as direções.

Figura 5 – Distribuição irregular das amostras: pesquisa de pares de pontos.



Fonte: Yamamoto e Landim (2013).

O ajuste do variograma é, geralmente, feito automaticamente pela maior parte dos softwares de análise geoestatística.

2.2.2 Krigagem

A krigagem é um processo geoestatístico de estimativa de valores de variáveis distribuídas no espaço e/ou tempo, quando as variáveis possuem interdependência. Ao se verificar esta interdependência de variáveis a partir da análise variográfica, parte-se para a análise geoestatística por meio da krigagem, a partir das amostras compostas por n pontos de dados.

Em relação aos métodos de interpolação numéricos, segundo Yamamoto e Landim (2013), as estimativas geoestatísticas são, em geral, superiores, pois fazem uso da função variograma. Ou seja, a estimativa geoestatística tem por objetivo a determinação da distribuição e variabilidade espacial das variáveis em estudo.

O estimador mais usual na geoestatística é a krigagem (do inglês *kriging*, em homenagem a Daniel G. Krige), que abrange vários algoritmos como a krigagem simples, krigagem da média, krigagem ordinária e krigagem universal, sendo a krigagem ordinária o estimador mais usual.

As modelagens geoestatística podem ser feitas diretamente sobre os dados originais (modelagem linear) ou por meio dos dados transformados (modelagem não-linear).

Algumas metodologias para transformada dos dados (a exemplo da transformada gaussiana, da transformada logarítmica e da transformada indicadora) são apresentadas em detalhe em Yamamoto e Landim (2013) e não serão apresentadas neste trabalho, visto que apenas serão realizadas análises lineares neste estudo.

2.2.3 Krigagem Ordinária

A krigagem ordinária é a krigagem linear realizada sobre os dados originais, não transformados) em que a estimativa de um ponto não amostrado resulta da combinação linear dos valores dos pontos vizinhos. Refere-se à krigagem simples, com a média local calculada pela krigagem da média.

O estimador da krigagem ordinária é dado pela equação (3.13).

$$Z_{ko}^*(x_0) = \sum_{i=1}^n \lambda_i Z(x_i) \quad (2.13)$$

Em que λ_i são os pesos, calculados sob as condições de estimador não enviesado (ocorre quando o erro dado pela diferença entre valor real e valor calculado for zero, equação 3.14) e variância mínima.

Assim, sob a condição não-viés do estimador, tem-se:

$$E[Z_{ko}^*(x_0) - Z(x_0)] = 0 \quad (2.14)$$

Para os pesos, tem-se que:

$$\sum_{i=1}^n \lambda_i = 1 \quad (2.15)$$

A minimização da variância do erro, por sua vez, é dada por:

$$\sigma_E^2 = C(0) - 2 \sum_i \lambda_i C(x_0 - x_i) + \sum_i \sum_j \lambda_i \lambda_j C(x_i - x_j) \quad (2.16)$$

O procedimento de minimização da variância envolve um incremento ao sistema linear de equações para que as incógnitas relacionadas às equações apresentem uma solução única, o que é feito a partir da introdução do operador de Lagrange (μ).

O sistema de equações final da krigagem ordinária é, então, dado por:

$$\begin{cases} \sum_{j=1}^n \lambda_j C(x_i - x_j) - \mu = C(x_0 - x_i) & \text{para } i = 1, n \\ \sum_{j=1}^n \lambda_j = 1 \end{cases} \quad (2.17)$$

O sistema de equações da krigagem pode, também, ser escrito em termos da função variograma:

$$\begin{cases} \sum_{j=1}^n \lambda_j \gamma(x_i - x_j) + \mu = \gamma(x_0 - x_i) & \text{para } i = 1, n \\ \sum_{j=1}^n \lambda_j = 1 \end{cases} \quad (2.18)$$

A variância da krigagem, na função variograma, é dada por:

$$\sigma_{ko}^2 = \sum_{i=1}^n \lambda_i \gamma(x_0 - x_i) + \mu \quad (2.19)$$

2.2.4 Simulação Sequencial Gaussiana (SGS)

Conforme apresentado no item anterior, a krigagem apresenta estimativa $Z_{k0}^*(x_0) = z(x_0)$ em um ponto não amostrado x_0 , com base das informações dos pontos vizinhos, a partir da minimização da variância do erro de estimativa. Ocorre que os algoritmos de interpolação tendem a suavizar a variabilidade espacial do atributo, a partir da subestimativa de valores altos e super estimativa de valores baixos (Goovaerts, 1977, apud Yamamoto e Landim, 2013), de forma não uniforme.

Assim, o efeito de suavização da krigagem não reproduz adequadamente as características da amostra para fazer as estimativas em pontos não amostrados. Conforme Olea (1999, apud Yamamoto e Landim, 2013), simulações estocásticas podem ser adotadas como solução para resolver o problema de suavização da krigagem mas, apesar do ganho em precisão global (manutenção do variograma e do histograma), perde-se na precisão local (perde-se a alta correlação entre os pontos estimados e os pontos amostrados, presentes na krigagem).

De acordo com Deutsch e Journel (1992)⁴, o erro de suavização da krigagem ocorre devido à falta de um componente de erro:

$$Z(x_0) = Z_{k0}^*(x_0) + R(x_0) \quad (2.20)$$

em que $R(x_0)$ é uma variável aleatória correspondente ao erro de estimativa.

Os métodos de simulação procuram, assim, determinar aleatoriamente (com base no método de Monte Carlo⁵), a componente do erro. Dentre os diversos métodos de simulação, a simulação sequencial gaussiana refere-se à aplicação do procedimento de simulação sequencial para funções aleatórias multigaussianas. Conforme Yamamoto (2017), a simulação estocástica foi a solução adotada pela geoestatística para resolver o problema da suavização da krigagem.

De forma simplificada, a aplicação da SGS, conforme Goovaerts (1977, apud Yamamoto e Landim, 2013), consiste na transformação da distribuição da variável $Z(x)$ para uma distribuição normal $Y(x) = \phi Z(x)$, com média nula e variância unitária e cálculo do variograma experimental da variável transformada para obtenção do modelo espacial a ser adotado. A simulação é, então, realizada para a variável $Y(x)$. Após a definição de um caminho aleatório para a sequência de simulação nos nós da malha e da escolha dos n pontos de dados mais próximos, faz-se a estimativa em (x_0)

⁴ De acordo com Landim e Monteiro (2000), o software para análises geoestatística e o seu guia do usuário (GSLIB -Geostatistical Software Library e o User's Guide) por Deutsch e Journel (1992) são um conjunto bastante completo para utilização em investigações mais complexas e que exijam técnicas geoestatística mais avançadas.

⁵ Simulação de Monte Carlo é um modelo matemático utilizado em várias áreas, principalmente em projetos de engenharia e construção, com o intuito de aperfeiçoar a análise de riscos e alternativas. Seu nome se deve ao cassino de Monte Carlo, em Mônaco, pela sua relação com o conceito das roletas, que geram números aleatórios. Esse tipo de simulação consiste em um modelo de amostragem aleatória que pode auxiliar, e muito, na gestão e no controle de custos de projetos. [...] Em resumo, o ponto chave do método de Monte Carlo é a repetição de simulações sucessivamente e diversas vezes, como se os resultados reais estivessem sendo registrados. <http://www.krozai.com.br/blog/o-que-e-a-simulacao-de-monte-carlo>

por krigagem simples, em que o valor estimado será a média condicional e a variância será a variância condicional, definidas, respectivamente, por:

Valor estimado:

$$y_{ks}^*(x_0) = \sum_{i=1}^n \lambda_i y(x_i) \quad (2.21)$$

Variância:

$$\sigma_{ks}^2(x_0) = C(0) - \sum_{i=1}^n \lambda_i C(x_i - x_0) \quad (2.22)$$

em que λ_i são os pesos atribuídos.

Repete-se o processo para o próximo nó (x_0) da sequência, pelo caminho aleatório e assim sucessivamente até que todos os nós da malha regular sejam simulados. Ao final da SGS obtém-se o conjunto de valores simulados que estão no domínio da distribuição de Gauss e que devem ser transformados de volta para a escala original da variável:

$$z^l(x_i) = \varphi^{-1}(y^l(x_i)) \quad (2.23)$$

Com $i = 1, N$.

3 CAPACIDADE DE CARGA AXIAL DAS ESTACAS

Neste capítulo serão apresentadas as principais metodologias para obtenção da capacidade de carga axial das estacas, especificamente as estacas tipo hélice contínua e tipo raiz. Para a previsão da capacidade de carga para o trecho em solo, serão utilizados métodos semi-empíricos, com base no SPT. Uma vez que as estacas do tipo raiz tiveram parte do seu comprimento em maciço rochoso, serão apresentadas algumas metodologias para obtenção da previsão da capacidade de carga deste trecho, com base na resistência à compressão simples da rocha.

Neste capítulo também seguem apresentadas as principais metodologias para previsão da carga de ruptura de estacas e de métodos que permitem a identificação da contribuição da parcela da resistência devido ao atrito lateral, a partir da análise da curva carga vs deslocamento de provas de carga estáticas à compressão. De forma breve, apresentam-se duas metodologias para previsão do recalque nas estacas.

3.1 GENERALIDADES

As estacas são as fundações profundas responsáveis por transmitir ao solo, em camadas mais profundas e resistentes, as cargas provenientes das estruturas. E, para que não haja o rompimento do solo ou do material da própria estaca, bem como para evitar recalques elevados que danifiquem a estrutura comprometendo a sua estabilidade, esta transferência de cargas deve ser feita de forma segura.

Existem diversos métodos de previsão da capacidade de carga de estacas, desenvolvidos a partir da interação maciço-estaca. Em linhas gerais, estes métodos buscam uma maior confiabilidade na resistência do conjunto maciço-estaca, de forma a aumentar a segurança da estrutura e favorecer uma maior economia no consumo de materiais, diminuindo as incertezas (coeficientes de segurança) na tentativa de melhor garantir um bom comportamento destas fundações.

Os métodos de previsão da capacidade de carga axial das estacas consideram que a estaca, enquanto elemento estrutural, resiste aos esforços solicitantes (ou seja, consideram que o material da estaca é suficientemente resistente para que não haja ruptura da própria estaca) e tratam, assim, em definir a capacidade de carga do

elemento maciço-estaca, isto é, em definir a carga que provoca a ruptura do conjunto formado pela estaca e pelo maciço em que a estaca está envolvida.

A transmissão da carga das estacas para as camadas de suporte ocorre por meio do atrito lateral (fuste) e/ ou pela ponta da estaca. Em alguns casos, apenas uma destas parcelas é considerada, sendo a outra desprezada no dimensionamento.

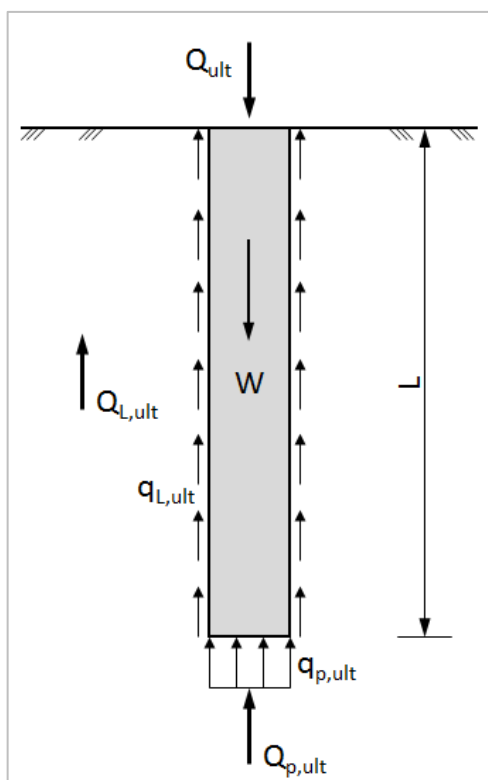
Conforme apresentado em Velloso e Lopes (2010), a previsão da capacidade de carga é realizada a partir do equilíbrio entre a carga aplicada, o peso próprio da estaca e a resistência (lateral e ponta) oferecida pelo maciço. Esse equilíbrio está apresentado na Figura 6 e é expresso por meio da equação:

$$Q_{ult} + W = Q_{P,ult} + Q_{L,ult} \quad (3.1)$$

onde:

Q_{ult}	Capacidade de carga (total) da estaca.
W	Peso próprio da estaca.
$Q_{P,ult}$	Capacidade de carga da ponta ou base.
$Q_{L,ult}$	Capacidade de carga lateral (fuste).

Figura 6 –Estaca submetida à carga axial de compressão.



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2010).

O peso próprio (W) é desprezado, na maior parte das aplicações, dado à magnitude das cargas envolvidas. A equação (3.1) pode, então, ser reescrita por:

$$Q_{ult} = A_b \cdot q_{p,ult} + U \cdot \sum q_{L,ult} \quad (3.2)$$

onde:

A_b	Área da ponta ou base da estaca.
$q_{p,unit}$	Resistência de ponta unitária.
U	Perímetro da estaca (suposto constante).
$q_{L,unit}$	Resistência lateral unitária.

A equação (3.2) é a base para os métodos de previsão da capacidade de carga das estacas, sendo U , A_p e Δ_l as variáveis geométricas e q_p e q_L as variáveis geotécnicas. Os métodos de cálculo, então, diferenciam-se entre si, a partir da forma de obtenção destas variáveis geotécnicas q_p e q_L .

Os métodos racionais ou teóricos não tem larga utilização no Brasil, uma vez que a maioria dos parâmetros do solo necessários para a aplicação das formulações é de difícil obtenção (Décourt, 1998). Estes métodos apresentam formulações para a obtenção da resistência unitária de ponta e para a resistência unitária lateral, com base em diferentes tipos de solos.

Na sequência, serão apresentados alguns métodos semi-empíricos, com base no SPT e na resistência à compressão da rocha, para determinação dessas resistências unitárias (variáveis geotécnicas) e aplicação da Equação (3.2).

3.2 TRECHO EM SOLO

Nos itens a seguir serão apresentados alguns métodos para previsão da capacidade de carga das estacas, considerando apenas o trecho em solo.

3.2.1 Método de Aoki e Velloso (1975)

O método de Aoki e Velloso (1975) é um método brasileiro, semi-empírico, inicialmente desenvolvido a partir dos resultados do ensaio de penetração do cone (CPT), para solos brasileiros. Assim, em seu formato original, a tensão limite de

ruptura de ponta (q_p) e a tensão de atrito lateral (q_L) são avaliados em função da tensão de ponta do ensaio de penetração do cone (q_c):

$$q_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (3.3)$$

$$q_L = \alpha \frac{q_c}{F_2} \quad (3.4)$$

onde F_1 e F_2 são coeficientes de ajuste entre o comportamento da estaca e o comportamento do cone (isto é, levam em conta o efeito da escala e execução). O coeficiente α , por sua vez, é utilizado para correlacionar o atrito lateral do cone com a tensão de ponta (q_c) e é obtido em função do tipo de solo.

Na inexistência de ensaios CPT, o método de Aoki-Velloso (1975) pode ser utilizado com os ensaios SPT, a parti da correlação:

$$q_c = K N \quad (3.5)$$

em que N é o índice de resistência à penetração (N_{SPT}) e K representa um coeficiente obtido a partir do tipo de solo.

A partir da correlação apresentada na equação (3.5), as equações (3.3) e (3.4), referentes à obtenção das tensões lateral e de ponta unitárias, podem ser reescritas por:

$$q_{L,unit} = \frac{\alpha \cdot K \cdot N_i}{F_2} \quad (3.6)$$

$$q_{p,unit} = \frac{K \cdot N}{F_1} \quad (3.7)$$

onde:

F_1 e F_2 : fatores de correção das resistências de ponta e lateral – levam em consideração as diferenças de comportamento entre estacas e o cone estático

k e α : coeficientes que dependem do tipo de solo

N_i : valor do N_{SPT} para a camada i

N : valor do N_{SPT} na ponta da estaca.

A Tabela 1 apresenta os valores de k e α , enquanto a Tabela 2 apresenta os valores de $F1$ e $F2$, para o método de Aoki e Velloso (1975).

Tabela 1 –Valores de k e α – Aoki e Velloso (1975).

Tipo de Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,40
Areia Siltosa	0,80	2,00
Areia silto argilosa	0,70	2,40
Areia argilosa	0,60	3,00
Areia argilo siltosa	0,50	2,80
Silte arenoso	0,55	2,20
Silte areno argiloso	0,45	2,80
Silte	0,40	3,00
Silte argilo arenoso	0,25	3,00
Silte argiloso	0,23	3,40
Argila arenosa	0,35	2,40
Argila silto arenosa	0,33	3,00
Argila areno siltosa	0,30	2,80
Argila siltosa	0,22	4,00
Argila	0,20	6,00

Tabela 2 –Valores de $F1$ e $F2$ – Aoki e Velloso (1975).

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,5	5
Metálica	1,75	3,5
Pré-Moldada	1,75	3,5

Novos valores de k e α e de $F1$ e $F2$ foram apresentados por Monteiro (1997, apud Velloso e Lopes, 2010) e são apresentados, respectivamente, nas Tabela 3 e Tabela 4.

Tabela 3 –Valores de k e α – Monteiro (1997, apud Velloso e Lopes, 2010).

Tipo de Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	0,73	2,1
Areia Siltosa	0,68	2,3
Areia silto argilosa	0,63	2,4
Areia argilosa	0,54	2,8
Areia argilo siltosa	0,57	2,9
Silte	0,48	3,2

Silte arenoso	0,50	3,0
Silte areno argiloso	0,45	3,2
Silte argiloso	0,32	3,6
Silte argilo arenoso	0,40	3,3
Argila	0,25	5,5
Argila arenosa	0,44	3,2
Argila areno siltosa	0,30	3,8
Argila siltosa	0,26	4,5
Argila silto arenosa	0,33	4,1

Fonte: Velloso e Lopes, 2010

Tabela 4 –Valores de $F1$ e $F2$ – Monteiro (1997, apud Velloso e Lopes, 2010).

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki de fuste apilado	2,3	3,0
Franki de fuste vibrado	2,3	3,2
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto cravada à percussão	2,5	3,5
Pré-moldada cravada por prensagem	1,2	2,3
Estaca escavada com lama bentonítica	3,5	4,5
Estaca Raiz	2,2	2,4
Strauss	4,2	3,9
Estaca Hélice Contínua	3,0	3,8

Fonte: Velloso e Lopes (2010)

3.2.2 Método de Décourt e Quaresma (1978)

O método proposto por Décourt e Quaresma (1978) é baseado, exclusivamente, em resultados do ensaio SPT. Conforme apresentado por Velloso e Lopes (2010), apesar da metodologia ter sido inicialmente desenvolvida para estacas pré-moldadas de concreto, pode-se admitir que seja válida também para estacas tipo Franki, estacas Strauss e estacas escavadas.

As resistências unitárias devido ao atrito lateral ($q_{L,unit}$) e devido à ponta são apresentadas nas equações (3.8) e (3.9), em kN/m².

$$q_{L,unit} = \beta \cdot \left(\frac{\bar{N}}{3} + 1 \right) \cdot 10 \quad (3.8)$$

$$q_{P,unit} = \alpha \cdot K \cdot N_p \quad (3.9)$$

onde:

- K : fator de correlação que depende do tipo de solo
- α e β : coeficientes para resistência de ponta e resistência lateral, respectivamente (conforme Décourt, 1998)
- $\bar{N}$: valor do N_{SPT} ao longo do fuste, sem considerar aqueles utilizados para a estimativa da resistência de ponta
- N_p : média entre o valor correspondente à ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior.

O método original previa, para o atrito lateral, apenas a consideração dos valores do N ao longo do fuste, sem levar em conta aqueles utilizados para a estimativa da resistência de ponta. Em 1982 (Décourt e Quaresma, 1982, apud Velloso e Lopes, 2010), os autores procuraram aperfeiçoar o método exposto, e o valor de N passou a ser calculado como a média dos valores ao longo do fuste. Ainda, os valores de N menores que 3 devem ser considerados iguais a 3 e os maiores que 50 devem ser considerados iguais a 50.

Os valores referentes à K , em função do solo, são apresentados na Tabela 5. Já os valores de α e β , em função do tipo de solo e do tipo da estaca, são apresentados na Tabela 6 e na Tabela 7, respectivamente. Os autores destacam, contudo, a pouca representatividade de alguns destes valores face ao número reduzido de provas de carga.

Tabela 5 –Valores de K para os diferentes tipos de solo – Décourt e Quaresma (1978).

Tipo de Solo	K (kN/m²)
Argila	120
Silte Argiloso	200
Silte arenoso	250
Areia	400

Fonte: Hachich *et al.* (1998).

Tabela 6 –Valores de α (adimensional) para estacas – Décourt e Quaresma (1978).

Tipo de Solo	Escavada em geral	Escavada com lama bentonítica	Hélice contínua	Raiz	Injetadas sob alta pressão
Argilas	0,3	0,95	0,30	0,85	1,00
Solos Intermediários	0,3	0,75	0,30	0,60	1,00
Areia	0,3	0,60	0,30	0,50	1,00

Fonte: Hachich *et al.* (1998)

Tabela 7 –Valores de β (adimensional) – Décourt e Quaresma (1978)

Tipo de Solo	Escavada em geral	Escavada com lama bentonítica	Hélice contínua	Raiz	Injetadas sob alta pressão
Argilas	0,80	0,90	1,00	1,50	3,00
Solos Intermediários	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00
Areia	0,50	0,60	1,00	1,50	3,00

Fonte: Hachich *et al.* (1998)

Também de acordo com Décourt (1982), o menor valor entre a carga global admissível (a partir da aplicação do fator de segurança 2,0 sobre a carga de ruptura geotécnica da estaca) e a carga admissível obtida a partir da aplicação do fator de segurança 1,3 sobre a capacidade de carga lateral e do fator de segurança 4,0 sobre a resistência de ponta é considerada como a carga total admissível:

$$Q_{adm} \leq \begin{cases} Q_{global} = \frac{Q_{rup}}{2} \\ Q_{diferen} = \frac{Q_L}{1,3} + \frac{Q_P}{4} \end{cases} \quad (3.10)$$

3.2.3 Método de Alonso (1996)

O método proposto por Alonso (1996) utiliza os resultados das sondagens à percussão com medição do torque. Consiste na estimativa das parcelas de resistência de ponta e atrito lateral ao longo das estacas tipo hélice contínua, com base nas características do perfil do solo e da medida de torque ao longo da profundidade.

Na ausência de medida de torque, este pode ser estimado por meio da relação (3.11), com o torque máximo ($T_{m\acute{a}x}$) em KN (Décourt, 1991, apud Décourt, 1998).

$$T_{m\acute{a}x} = 1,2 \cdot N_{SPT} \quad (3.11)$$

O atrito lateral unitário entre o solo e a estaca ($q_{L,unit}$), é obtido a por:

$$q_{L,unit} = \alpha \frac{100 T}{0,41 h - 0,032} \leq 200 MPa \quad (3.12)$$

onde T é o torque (em kgf.m), h é o comprimento cravado do amostrador (em cm) e α é um limite para consideração da resistência lateral, definido em 0,65.

A parcela de resistência de ponta unitária ($q_{P,unit}$) é dada por:

$$q_{P,unit} = \beta' \left(\frac{T_{min,1} + T_{min,2}}{2} \right) \quad (3.13)$$

onde

$T_{min,1}$ é a média aritmética dos valores de torque mínimos (em kgf.m) ao longo de 8 (oito) diâmetros acima da ponta da estaca

$T_{min,2}$ é a média aritmética dos valores de torque mínimos (em kgf.m) ao longo de 3 (três) diâmetros abaixo da ponta da estaca

β' fator que depende do tipo de solo (Tabela 8).

O parâmetro β' (kPa/kgf.m) depende do tipo de solo da camada considerada, variando conforme apresentado na Tabela 8.

Tabela 8 –Parâmetro β , em função do tipo de solo.

Tipo de solo	β (kPa/kgf.m)
Argila	100
Silte	150
Areia	200

Fonte: Velloso e Lopes (2010).

3.2.4 Método de David Cabral (1986)

O método de David Cabral (1986) consiste em estimar as parcelas de resistência de ponta e atrito ao longo das estacas, com base nas características do solo, no valor de NSPT fornecido pelas sondagens e na pressão de injeção da argamassa.

A carga unitária resistida pelo atrito lateral ($q_{L,unit}$) é obtida por meio da equação (3.14).

$$q_{L,unit} = \beta_0 \cdot \beta_1 \cdot N \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (3.14)$$

onde:

N Valor de N_{SPT}

β_1 Parâmetro obtido em função do tipo de solo

O coeficiente β_0 é obtido por meio da equação:

$$\beta_0 = 1 + 0,1 \cdot \sigma - 0,01 \cdot D \quad (3.15)$$

onde:

D Diâmetro da estaca, em cm

σ Pressão de injeção da argamassa (em kgf/cm²)

A carga unitária resistida pela ponta da estaca ($q_{P,unit}$) é obtida a partir da utilização da equação (3.16).

$$q_{P,unit} = \beta_0 \cdot \beta_2 \cdot N \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (3.16)$$

onde:

β_2 : Parâmetro obtido em função do tipo de solo

A Tabela 9 apresenta os valores de β_1 e β_2 em função do tipo de solo, enquanto que a Tabela 10 apresenta os valores do parâmetro β_0 em função do diâmetro e da pressão de injeção da estaca.

Tabela 9– Parâmetro β_1 e β_2 , em função do tipo de solo

Tipo de solo	β_1 (%)	β_2 (kgf/cm ²)
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

Fonte: David Cabral (1986).

Tabela 10 –Parâmetro β_0 , em função do diâmetro e da pressão de injeção da argamassa.

D (mm)	σ (kgf/cm ²)			
	0	1,0	2,0	3,0
200	0,80	0,91	1,02	1,13
250	0,75	0,86	0,97	1,08
310	0,79	0,80	0,91	1,02
410	0,58	0,69	0,80	0,91

Fonte: David Cabral (1986).

3.3 TRECHO EM MACIÇO ROCHOSO

Conforme apresentado por Velloso e Lopes (2010), a estaca pode atravessar um trecho em solo e ter a sua ponta, ou parte do comprimento, em rocha. Uma vez que o comportamento dos solos e das rochas é bem diferente, existem diferentes procedimentos recomendados para o dimensionamento da resistência devido ao atrito lateral e devido à ponta de estacas para o trecho embutido em rocha.

Apesar das fundações assentadas parcial ou totalmente em rocha representarem uma economia significativa para o empreendimento, os maciços rochosos são, entre os materiais naturais da engenharia, os que apresentam maiores variações em suas propriedades (Carter e Kulhawy, 1988).

Por conta da variabilidade em suas propriedades, a análise de fundações em rocha envolve métodos numéricos complexos para determinação das propriedades da rocha matriz. Estes métodos, contudo, não são facilmente acessíveis e, quando disponíveis, são difíceis de serem utilizados por dependerem do emprego de parâmetros como resistência ao cisalhamento, rigidez normal, medidas de dilatação e amolecimento (entre outros), normalmente não disponíveis para os projetistas. Desta forma, não há um bom custo benefício no emprego de métodos complexos de dimensionamento no projeto das fundações em maciço rochoso.

Em relação às fundações em solo, a principal diferença destas fundações com as fundações em rocha é que os maciços rochosos, por serem extremamente variáveis, podem surpreender o projetista que não desenvolveu um profundo conhecimento a respeito da geologia do local. Essa variabilidade, muitas vezes, pode dificultar a caracterização do maciço rochoso, porque o seu comportamento será influenciado tanto pela natureza (ou pelo material da rocha), como pela presença de descontinuidades que são presentes em quase todas as massas rochosas naturais.

Assim, metodologias simplificadas para análise do comportamento das estacas total ou parcialmente embutidas em maciço rochoso são procuradas, em busca de facilidades de utilização e, conseqüentemente, uma melhora no custo benefício das fundações em rocha. Estas metodologias apresentam modelos analíticos simples e gerais, ajustados a partir de dados de provas de carga.

Os métodos simplificados partem da premissa que a estaca, estruturalmente, é capaz de resistir de forma adequada ao carregamento aplicado. A resistência final da

fundação dependerá, então, da resistência do maciço rochoso ou da interface entre o concreto e a rocha, e não da resistência natural do material de que a estaca é formada (no caso, o concreto).

Em teoria, Carter e Kulhawy (1988) apontam que as cargas de compressão aplicadas ao topo da estaca são transmitidas ao maciço rochoso tanto pela resistência da ponta quanto pela resistência lateral. A importância de cada uma destas parcelas depende da geometria da estaca e da rigidez relativa do concreto e do maciço rochoso. Contudo, estes autores citaram que apenas uma pequena parte da carga compressiva aplicada ao topo da estaca é transmitida para a ponta e que a resistência de ponta apenas será mobilizada após deslocamentos significativos, com cargas suficientes para causar o deslocamento da estaca ao longo de todo o comprimento da estaca (isto é, para causar o movimento relativo entre o concreto e a rocha). Verifica-se que, na prática, esta condição dificilmente ocorre e, por essa razão, a resistência da ponta deveria ser ignorada ao se determinar a capacidade da estaca sob compressão axial.

Por este motivo, diversos métodos simplificados de análise da capacidade de carga de estacas com trecho em rocha apenas consideram a atuação da parcela da resistência lateral. Dentre os métodos pesquisados em seu trabalho, O'Neill et al. (1996) relacionaram num quadro resumo, alguns atributos de propostas de alguns autores por eles estudados (Tabela 11). Apenas três dos autores estudados não consideraram a parcela de ponta, embora seja usual em projeto.

Tabela 11 – $f_{m\acute{a}x}$ e $q_{m\acute{a}x}$ (Adaptado de O'Neill et al., 1996).

Método /Atributo	Williams	Kodikara	Horvath	Rowe	CFM*	Carter	McVay	Mayne
$f_{m\acute{a}x}$								
Empírico	X		X	X				
Analítico		X				X	X	X
Nenhum					X			
$q_{m\acute{a}x}$								
Empírico	X			X	X			
Analítico						X		X
Nenhum		X	X				X	

* *Canadian Foundation Manual*

Fonte: Adaptado de O'Neill et al., 1996.

Uma vez que as propriedades dos maciços rochosos se referem às propriedades do material “como um todo”, torna-se necessária a utilização de

metodologias adicionais que considerem os efeitos das fissuras e descontinuidades nos materiais intactos.

Para tanto, podem ser utilizadas correlações simples, com o RQD por exemplo (a partir da aplicação de coeficientes de redução de resistência e do módulo de elasticidade), uma vez que a caracterização do maciço rochoso (identificação dos tipos de rochas presentes na área) é, normalmente, obtida a partir das sondagens rotativas realizadas. Em boa parte das situações, as informações contidas nos relatórios de sondagens rotativas são as únicas informações disponíveis para a realização do projeto, isto é, não são realizados ensaios adicionais para medir as propriedades do maciço rochoso.

Em relação aos deslocamentos, os autores dos métodos analíticos simplificados apresentam que, embora possam ser significativos, estes são ignorados nos cálculos de projeto (Carter e Kulhawy, 1988, O'Neill *et al.*, 1996). Quando considerados necessários, os recalques, a partir de uma faixa de trabalho, são desenvolvidos a partir de soluções paramétricas ou analíticas (muitas vezes com a utilização de correlações também com os parâmetros de resistência unitária à compressão ou RQD, por exemplo).

Para a previsão da capacidade de carga da estaca no trecho embutido em maciço rochoso podem ser encontrados diversos métodos para a estimativa do valor da resistência unitária devido ao atrito lateral ($q_{l,r}$) e do valor da resistência unitária de ponta ($q_{p,r}$). Apresenta-se, aqui, alguns métodos baseados na resistência à compressão simples da rocha (q_u).

A equação (3.17) representa a equação generalizada para obtenção de $q_{l,r}$, com base na resistência unitária à compressão da rocha (q_u), utilizada por diversos pesquisadores:

$$q_{l,r} = \alpha \cdot (q_u)^\beta \quad (3.17)$$

onde α e β são os coeficientes apresentados nas pesquisas.

A mesma premissa é seguida para a obtenção da resistência unitária devido à ponta, para a estaca no trecho em rocha, a partir da aplicação de uma equação generalizada:

$$q_{p,r} = \eta \cdot (q_u)^\gamma \quad (3.18)$$

onde η e γ são os coeficientes apresentados nas pesquisas.

O'Neill *et al.* (1996) apresentaram, também, um levantamento contendo várias metodologias para obtenção da resistência lateral e de ponta de estacas com trecho embutido em rocha. Os coeficientes α e β a serem utilizados na equação generalizada da resistência lateral (equação (3.17)), propostos pelos autores indicados na pesquisa realizada por O'Neill *et al.* (1996), seguem apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 – Coeficientes empíricos α e β^* para determinação do atrito lateral.

Estudos / Métodos	α	β
Horvath and Kenney (1979)	0,67	0,50
Carter and Kulhawy (1988)	1,42	0,50
Rosenberg and Journeaux (1976)	1,11	0,51
Reynolds and Kaderabek (1980)	0,30	1,00
Gupton and Logan (1980)	0,20	1,00
Reese and O'Neill (1988)	0,15	1,00
Toh net al. (1989)	0,25	1,00

* Coeficientes para $q_{l,r}$ em ton/ft².

Fonte: Adaptado de O'Neill *et al.* (1996)

Estes autores aplicaram alguns dos métodos listados na Tabela 12 a uma base de dados coletada de diversas pesquisas e, como conclusão, apontaram que nenhum dos métodos estudados pode ser considerado satisfatório para a previsão da resistência lateral, em relação aos dados analisados. Os autores destacam, ainda, que se deve procurar pela utilização dos métodos de projeto que se relacionem mais de perto com os parâmetros de controle da estaca e do maciço e que, ainda assim, sejam simples o suficiente para utilização na prática.

Pode-se verificar que os três primeiros estudos apontados na Tabela 12 representam uma função de potência (*power function*), enquanto que as demais expressões representam uma função linear (coeficientes obtidos em função da base de dados que foi utilizada no desenvolvimento da expressão). Os autores apontam ainda que em uma função de potência, a relação $\alpha = q_{l,r}/q_u$ reduz com o incremento dos valores de q_u . Uma vez que diversas propriedades do maciço rochoso (além de aspectos construtivos da estaca) podem afetar esta expressão e uma vez que não se pode considerar que estes fatores se correlacionam de forma simples com o valor de

q_u , O'Neill *et al.* (1996) aponta que não é surpresa que os vários métodos apresentem expressões amplamente diferentes.

De forma generalizada, Carter e Kulhawy (1988) apresentam que, na presença de uma camada de solo sobre a rocha (Figura 7), o trecho de estaca situado na camada de solo pode ser analisada como uma coluna independente e, então, a carga “ Q_o ” transmitida para o nível da superfície da rocha é calculada a partir da estática.

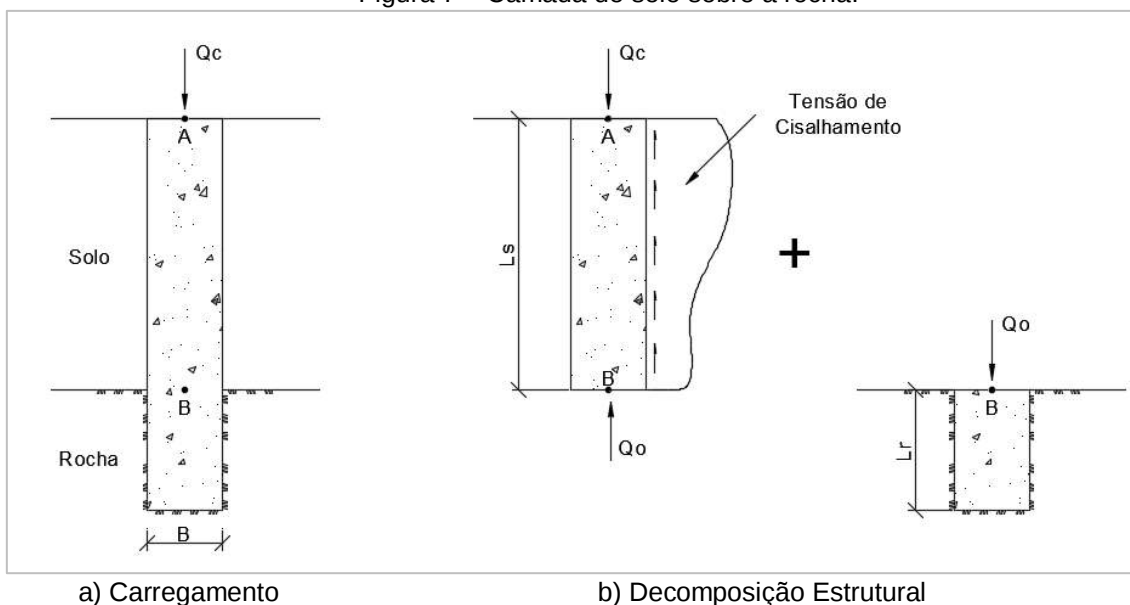
Os deslocamentos, por sua vez, podem ser calculados a partir da superposição dos deslocamentos obtidos no trecho em solo (w_{AB}) com o deslocamento obtido no trecho em rocha (w_c), conforme segue:

$$w_c = w_o + w_{AB} \quad (3.19)$$

Para uma correta utilização da equação (3.19), a distribuição da tensão de cisalhamento atuando ao longo da interface estaca-solo deve ser conhecida.

Para o ELU (estado limite último), de maneira conservadora (isto é, em um pior caso), a presença do solo pode ser totalmente ignorada e, assim, assume-se que a carga “ Q_c ” é totalmente transmitida para o nível da rocha ($Q_o = Q_c$).

Figura 7 – Camada de solo sobre a rocha.



Fonte: Adaptado de Carter e Kulhawy (1988).

Nesta situação, o deslocamento w_{AB} pode ser obtido por meio da expressão (3.20):

$$w_{AB} = \frac{4 \cdot Q_c \cdot L_R}{\pi \cdot B^2 \cdot E_E} \quad (3.20)$$

onde:

- Q_c Carga aplicada à estaca
 L_R Comprimento da estaca no trecho em solo
 B Diâmetro da estaca
 E_E Módulo de elasticidade do material da estaca.

Poucas são as referências nacionais para obtenção da resistência devido ao atrito lateral e devido à ponta para as estacas com trecho embutido em rocha.

A norma brasileira de fundações, por exemplo, cita de forma breve o caso de estacas de grandes diâmetros, com ponta embutida em rocha, indicando que *“a carga na ponta e o atrito lateral nessa região são condicionados pela resistência do concreto e pela resistência e grau de fraturamento da rocha (ABNT, 2010)”* sem, contudo, apresentar uma forma para tal cálculo.

O livro “Fundações, teoria e prática” (Hachich *et al.*, 1998), bastante difundido no meio técnico, traz, por sua vez, a consideração de Poulos e Davis (1980) para a obtenção da resistência de ponta a partir da aplicação do coeficiente 10 à resistência à compressão da rocha (q_u) e a consideração de Fleming *et al* (1992, apud Décourt, 1998) para obtenção da resistência por atrito lateral ($q_{L,r}$) a partir da aplicação da equação (3.21), limitada à 5% da resistência característica do concreto e a valores de compressão simples da rocha superiores à 500 kN/m²:

$$\frac{q_{L,r}}{\sigma_a} = 1,3 \left(\frac{q_u}{\sigma_a} \right)^{0,5} \quad (3.21)$$

onde q_u é a compressão simples da rocha e σ_a é a pressão atmosférica.

Alguns estudos para obtenção das parcelas de resistência da estaca no trecho em rocha (lateral e ponta) serão aqui apresentados. Apesar de haver métodos que consideram outros aspectos e características do maciço rochoso, serão apresentados aqui apenas os estudos que tomaram por base o valor da resistência à compressão simples da rocha. Contudo, reitera-se aqui que estes estudos foram, em sua maioria,

realizados com um número limitado de dados e os coeficientes obtidos servem para aplicação na região específica de estudo.

Nos itens a seguir serão apresentados alguns métodos que utilizam as equações generalizadas (equações (3.17) e (3.18)) para obtenção da resistência das estacas no trecho em rocha, entre eles os métodos de Rosenberg e Journeaux (1976), Horvath e Kenney (1979), Poulos e Davis (1980), Rowe e Armitage (1984), Carter e Kulhawy (1988), Zhang e Einstein (1998), e Cabral e Antunes (2000).

Os autores citados apresentaram, em seus estudos, equações para determinação da resistência unitária devido ao atrito lateral (q_{lr}) e para determinação da resistência unitária devido à ponta (q_{pr}), a partir do valor da compressão simples da rocha (q_u). Contudo, o valor de q_u considera as rochas intactas. Dos métodos citados, apenas o método proposto por Cabral e Antunes (2000) já prevê a utilização de coeficientes redutores da resistência unitária à compressão simples da rocha (q_u) em função do grau de alteração e fraturas. Para os demais casos, há a necessidade de correção do valor da compressão unitária da rocha intacta para consideração dos efeitos das descontinuidades e alterações.

Existem diversos métodos para determinação do módulo de deformação (E) e da resistência à compressão não confinada de massas articuladas, com base nos sistemas RMR, Q e GIS, por exemplo. Conforme Zhang (2016), os métodos empíricos baseados em RQD (*Rock Quality Designation*) fornecem uma maneira conveniente de estimar o módulo de deformação e a resistência à compressão não confinada de massas rochosas, porque, em muitos casos, o RQD é a única informação disponível sobre descontinuidades em investigações de rotina.

A resistência unitária à compressão simples da rocha, corrigida ($q_{u,c}$) pode ser obtida a partir da aplicação de um coeficiente redutor (α_σ) à resistência unitária à compressão simples (q_u):

$$q_{u,c} = \alpha_\sigma \cdot q_u \quad (3.22)$$

onde $q_{u,c}$ = resistência unitária à compressão simples da rocha, corrigida.

A AASTHO (1996, apud Zhang, 2016) apresenta um coeficiente de redução do q_u em função do RQD, a partir da equação:

$$\alpha_{\sigma} = 0,0231 \cdot RQD - 1,32 \geq 0,15 \quad (3.23)$$

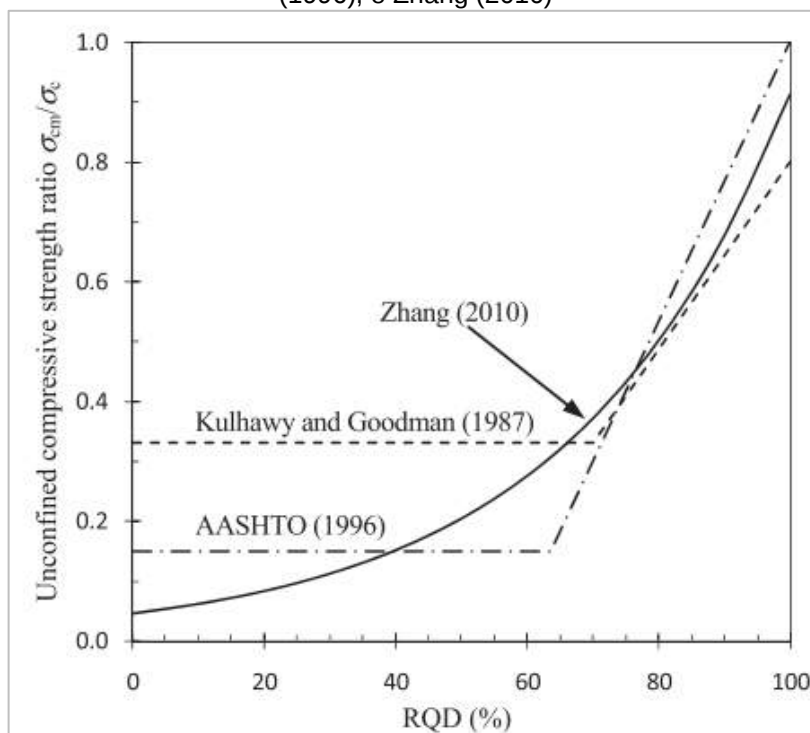
Esta expressão, contudo, assume que a relação $q_{u,c}/q_u$ (ou seja, que o coeficiente α_{σ}) é constante entre a variação do RQD de 0 a 64, o que não é apropriado.

Zhang (2010, apud Zhang, 2016) apresentou, então, uma expressão para obtenção do coeficiente de redução α_{σ} :

$$\alpha_{\sigma} = 10^{0,013RQD-1,34} \quad (3.24)$$

A Figura 8 apresenta a comparação entre a relação $q_{u,c}/q_u$ e o RQD, obtido para as expressões de Zhang (2010, apud Zhang 2016) e AASHTO (1996), além da relação proposta por Kulhawy e Goodman (1987, apud Zhang 2016). Pode ser verificado, nesta situação, que a relação proposta por Zhang (2010) aponta valores desde o RQD = 0, não assumindo faixas de valores constantes.

Figura 8 – Comparação entre a relação $q_{u,c}/q_u$ e o RQD: Kulhawy e Goodman (1987), AASHTO (1996), e Zhang (2010)



Fonte: Zhang (2016)

De acordo com Zhang (2016), esta expressão apresenta valores intermediários aos demais métodos empíricos com base no RMR, Q e GSI. Ainda, para este autor, apesar dos métodos empíricos com base no RQD apresentarem uma boa estimativa para os valores de resistência à compressão e módulo de deformação, estes métodos devem, sempre que possível, ser utilizados em conjunto com outros métodos empíricos baseados no RMR, Q e GSI, por exemplo, uma vez que o RQD é apenas um dos diversos fatores que norteiam a quantificação da deformabilidade e resistência dos maciços rochosos.

Para maiores detalhes destes (e de outros) métodos com base na compressão simples da rocha, além das referências originais, sugere-se a consulta aos trabalhos de O'Neill *et al.* (1996), Mussara (2014) e Juvêncio (2015).

3.3.1 Rosenberg e Jorneaux (1976)

Rosenberg e Journeaux (1976) foram os pioneiros na apresentação da correlação entre a resistência lateral do trecho de estaca em rocha com a resistência à compressão da rocha. Os autores apresentaram os valores de 0,375 e 0,515 para os coeficientes α e β , respectivamente, para aplicação na equação generalizada (3.17).

$$q_{l,r} = 0,375 (q_u)^{0,515} \quad (\text{MPa}) \quad (3.25)$$

onde q_u é a compressão simples da rocha.

Conforme apresentado pelos autores, estes valores de α e β são uma tentativa e não há grande correlação entre os dados, uma vez que estes foram obtidos com uma base de dados pequena: foram baseados em uma curva com apenas 6 pontos, com relação q_u/σ_a (sendo σ_a a pressão atmosférica) variando entre 5 a 340.

3.3.2 Horvath e Kenney (1979)

A proposta inicial feita por Horvath (1978) e que incluía a comparação entre a resistência por atrito lateral às propriedades do concreto não se ajustava com precisão às estacas com diâmetros maiores que 400 mm. Desta forma, Horvath e Kenney (1979) ajustaram esta correlação inicial e propuseram a correlação, aplicando-se o

menor valor entre a resistência à compressão simples da rocha (q_u) e a resistência do concreto (f'_c):

$$q_{l,r} = 0,21 \text{ a } 0,25 (q_u \text{ ou } f'_c)^{0,5} \quad (\text{MPa}) \quad (3.26)$$

onde q_u é a compressão simples da rocha e f'_c é a resistência característica do concreto.

3.3.3 Poulos e Davis (1980)

De acordo com Poulos e Davis (1980), há aproximações para a estimativa da resistência devido à ponta da estaca em rocha, incluindo:

- i. O uso da teoria da capacidade de carga na ponta para calcular a capacidade de ponta última (q_{pu})
- ii. O uso de dados empíricos para determinação da tensão de ponta admissível (q_{pa})
- iii. O uso de testes de campo para estimar tanto a capacidade última quanto a admissível.

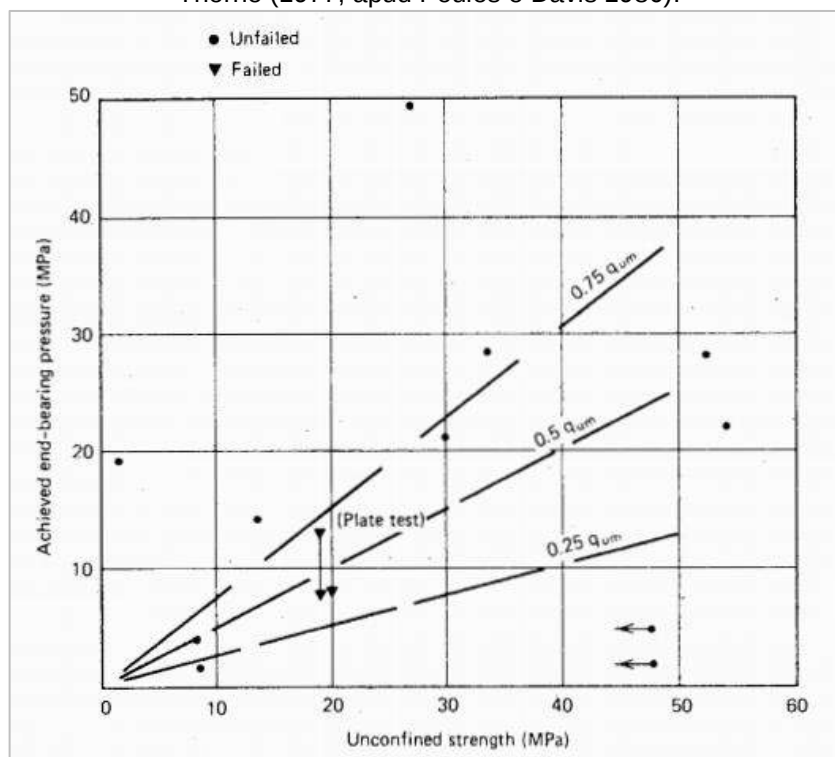
Thorne (1977, apud Poulos e Davis, 1998) apresentaram uma relação entre a resistência à compressão simples e tensões mobilizadas na ponta, conforme Figura 9. Pode-se verificar que os valores variaram de $0,3 q_u$ a cerca de $4 q_u$, e muitos casos não envolveram ruptura.

Com base em dados empíricos e no estudo de Thorne (1977), Poulos e Davis (1980) apresentaram a relação para a obtenção da resistência de ponta com base na compressão simples do concreto (q_u):

$$q_{p,r} = 0,21 \text{ a } 0,5 (q_u) \quad (3.27)$$

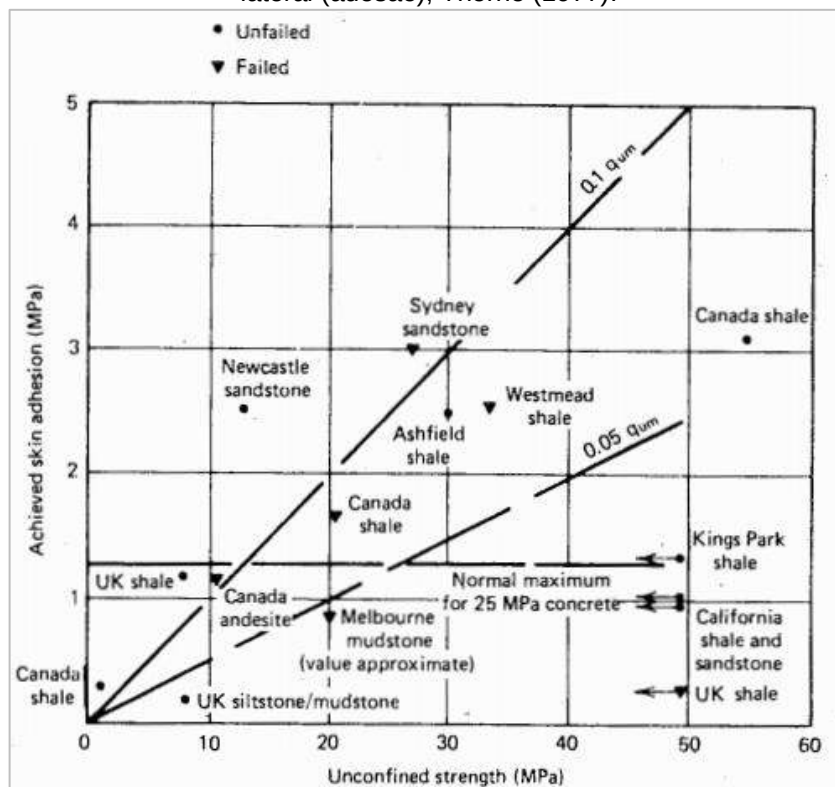
A resistência devida ao atrito lateral, por sua vez, é baseada na adesão concreto-rocha. Apesar de (à época) não haver grande quantidade de dados acerca da adesão concreto-rocha, Thorne (1977, apud Poulos e Davis, 1980) sumarizaram os dados disponíveis, conforme pode ser verificado na Figura 10, em que houve situações de ruptura para valores de adesão na ordem de $0,1 q_u$.

Figura 9 – Comparação entre a compressão simples da rocha (q_u) e a resistência devido à ponta, Thorne (1977, apud Poulos e Davis 1980).



Fonte: Poulos e Davis (1980).

Figura 10 – Comparação entre a compressão simples da rocha (q_u) e a resistência devido ao atrito lateral (adesão), Thorne (1977).



Fonte: Poulos e Davis (1980).

Para os autores, o concreto, muitas vezes, será o fator limitante. Com base na limitação de dados, Poulos e Davis (1980) propuseram a relação para a obtenção da adesão concreto-rocha (e, assim, a resistência devido ao atrito lateral da estaca no trecho embutido em maciço rochoso) como o menor valor entre:

$$q_{l,r} = 0,05f'_c \text{ ou } 0,05q_u \quad (3.28)$$

3.3.4 Rowe e Armitage (1984)

Os coeficientes α e β propostos por Rowe e Armitage (1984) foram obtidos a partir da análise de mais de 80 ensaios e com variação da relação q_u/σ_a entre 4 e 400. O valor de α da equação (3.17) foi dado para duas situações distintas, com $\alpha = 1,88$ para interfaces mais rugosas e $\alpha = 0,63$ para superfícies mais suaves, representando um limite inferior. A correlação apresentada, em função de um valor médio de α conforme equação generalizada para o atrito lateral, foi:

$$q_{l,r} = 0,45 (q_u)^{0,5} \quad (\text{MPa}) \quad (3.29)$$

onde q_u é a compressão simples da rocha.

3.3.5 Carter e Kulhawy (1988)

O estudo de Carter e Kulhawy (1988) teve como origem o estudo de Rowe e Armitage (1984), em que os autores confirmaram o limite inferior apresentado por Rowe e Armitage (1984). Além de propor a utilização de verificações de projeto (isto é, limitar a utilização a valores superiores a 15% de q_u apenas se houver confirmação por provas de carga ou algum outro ensaio adequado, além de limitar a resistência lateral obtida a partir da equação (3.30) à 5% da resistência à compressão do concreto), pode-se observar, em comparação a outros pesquisadores, que os valores propostos por Carter e Kulhawy (1988) para obtenção da resistência lateral a partir da equação generalizada foram mais conservadores:

$$q_{l,r} = 0,20 (q_u)^{0,5} \quad (\text{MPa}) \quad (3.30)$$

onde q_u é a compressão simples da rocha.

3.3.6 Zhang (1997) e Zhang e Einstein (1998)

Zhang (1997) recomendou, para previsão da resistência por atrito lateral do trecho embutido em maciço rochoso, as seguintes relações:

- Para soquetes com superfície da parede lisa:

$$q_{l,r} = 0,4 (q_u)^{0,5} \quad (\text{MPa}) \quad (3.31)$$

- Para soquetes com superfície da parede rugosa:

$$q_{l,r} = 0,8 (q_u)^{0,5} \quad (\text{MPa}) \quad (3.32)$$

A equação para obtenção da resistência unitária devido à ponta das estacas em maciço rochoso foi obtida por Zhang e Einstein (1998) a partir de um banco de dados com 39 provas de carga estática, com valores de compressão simples da rocha variando entre 0,52 MPa e 55 MPa.

$$q_{p,r} = 3 \text{ a } 6,6 (q_u)^{0,5} \quad (\text{MPa}) \quad (3.33)$$

onde q_u é a compressão simples da rocha.

3.3.7 Cabral e Antunes (2000)

O método proposto por Cabral e Antunes (2000), dentre os apresentados neste estudo, não utiliza a equação generalizada (3.17) e, também diferente dos demais métodos apresentados, este método já indica os fatores que devem ser utilizados na análise para consideração da alteração e fissura na rocha.

A determinação da capacidade de carga de fundações profundas (QR) por meio do método de Cabral e Antunes (2000) baseia-se na obtenção dos coeficientes

referentes à resistência de ponta unitária e a resistência devido ao atrito lateral unitária, que compõem a equação (3.34):

$$Q_R = \sigma_P \cdot A_P + \sigma_L \cdot U \quad (3.34)$$

Sendo:

Q_R = carga de ruptura

σ_P = resistência de ponta unitária

A_P = área de ponta da estaca

σ_L = resistência unitária devido ao atrito lateral

U = perímetro embutido em maciço rochoso.

A resistência de ponta unitária (σ_P) é dada por meio da equação (3.35):

$$\sigma_P = \beta_P \cdot \sigma_c \quad (3.35)$$

onde:

β_{P0} Adimensional de correlação, varia entre 4 e 11.

β_0 Adimensional de correlação, descrito na Tabela 13.

$\beta_P = \beta_{P0} \cdot \beta_0$

σ_c Resistência à compressão simples da rocha (valores de referência na Tabela 14, para situações sem ensaios).

f_{ck} Resistência característica do concreto à compressão.

Contudo, a resistência de ponta unitária (σ_P) deve ser limitada a 40% do f_{ck} do concreto e não ultrapassar o valor de 8,0 MPa.

$$\sigma_P \begin{cases} < 0,4 \cdot f_{ck} \\ \leq 8,0 \text{ MPa} \end{cases} \quad (3.36)$$

Os valores do coeficiente de correção β_0 para consideração do grau de alteração da rocha são apresentados na Tabela 13.

Tabela 13 – Coeficiente de correção β_0 : grau de alteração da rocha.

Grau de Alteração	β_0 (%)
Muito alterada	2,00 a 3,00

Alterada	6,00 a 9,00
Pouco alterada a sã	12,00 a 15,0

Fonte: Cabral e Antunes (2000).

Na ausência de ensaios que caracterizem a resistência à compressão simples das rochas, os autores propõem a utilização dos valores contidos na Tabela 14, a partir do tipo de rocha matriz encontrada.

Tabela 14 – Valores indicativos de σ_c .

Tipo de Rocha	σ_c (MPa)
Rochas ígneas e metamórficas (basaltos, gnaisses e granitos)	70 a 250
Rochas metamórficas foliadas (ardósias e xistos)	40 a 90
Rochas sedimentares bem cimentadas (arenitos, calcários e siltitos)	30 a 80

Fonte: Cabral e Antunes (2000).

A resistência lateral unitária (σ_l), por sua vez, apresenta as seguintes limitações, segundo Cabral e Antunes (2000):

$$\sigma_l \leq \begin{cases} \frac{f_{ck}}{15} \\ \sigma_p \cdot 0,035 \\ 1,33 \text{ MPa} \end{cases} \quad (3.37)$$

Esses autores ainda definem que o comprimento mínimo de embutimento da estaca na rocha (L_e) leve em consideração a distinção do fator multiplicador do diâmetro da estaca em relação a qualidade da rocha de apoio e o nível de confiança na limpeza da ponta da estaca. Estas informações foram correlacionadas por meio da Tabela 15.

Tabela 15 – Nível de confiança e qualidade da rocha de apoio.

Nível de confiança e qualidade da rocha de apoio	Fator multiplicador
Não existe dúvidas quanto a limpeza e a qualidade da rocha de apoio.	$L_e = 0,5 \cdot D$

Possibilidade da qualidade da rocha de apoio ser inferior ao encontrado ao final da perfuração.	$L_e = 1,5 \cdot D$, para $\sigma_p > 30 \text{ MPa}$ $L_e = 2 \cdot D$, para $15 \text{ MPa} < \sigma_p < 30 \text{ MPa}$
Problemas com relação à limpeza e qualidade da rocha de apoio.	$L_e = 3 \cdot D$, para $\sigma_p > 30 \text{ MPa}$ $L_e = 4 \cdot D$, para $15 \text{ MPa} < \sigma_p < 30 \text{ MPa}$

Fonte: Cabral e Antunes (2000).

Verifica-se, nesta metodologia, a importância do controle do processo executivo. O comprimento do embutimento da estaca no trecho em rocha depende de fatores que não são passíveis de previsão por parte dos projetistas, isto é, dependem dos condicionantes locais a serem acompanhados durante a execução.

3.4 ANÁLISE DA CURVA CARGA VS RECALQUE DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS À COMPRESSÃO

Na fase de projeto, o comprimento da estaca (e, assim, sua capacidade de carga) é, normalmente, definido por meio de métodos semi-empíricos de previsão de capacidade de carga (a exemplo dos apresentados nos itens anteriores), a partir dos dados contidos nas sondagens próximas à estaca analisada.

Na fase de execução das estacas, verifica-se que os valores estimados de comprimentos de projeto não irão, necessariamente, coincidir com os valores efetivamente praticados no campo. Desta forma, para o comprimento e a capacidade de carga da estaca, haverá dois valores: o previsto (ou de projeto) e o real (ou executado). A diferença entre estes valores pode ocorrer por conta da variabilidade das características do maciço na região, dos resultados obtidos a partir da adoção dos métodos semi-empíricos de análise, bem como da própria experiência do projetista na utilização e interpretação dos dados das sondagens e dos resultados das análises dos métodos semi-empíricos (padronização de valores, por exemplo).

A NBR 6122 (ABNT, 2010) apresenta as condições e quantidades mínimas de provas de carga estáticas a serem realizadas em um estaqueamento, além de indicar alguns parâmetros para interpretação a prova de carga em relação ao desempenho.

A prova de carga estática em estacas permite a verificação da variabilidade do comportamento (capacidade de carga e deslocamentos) de estacas isoladas, quando submetidas a cargas. Uma vez que o comportamento da fundação estará vinculado à

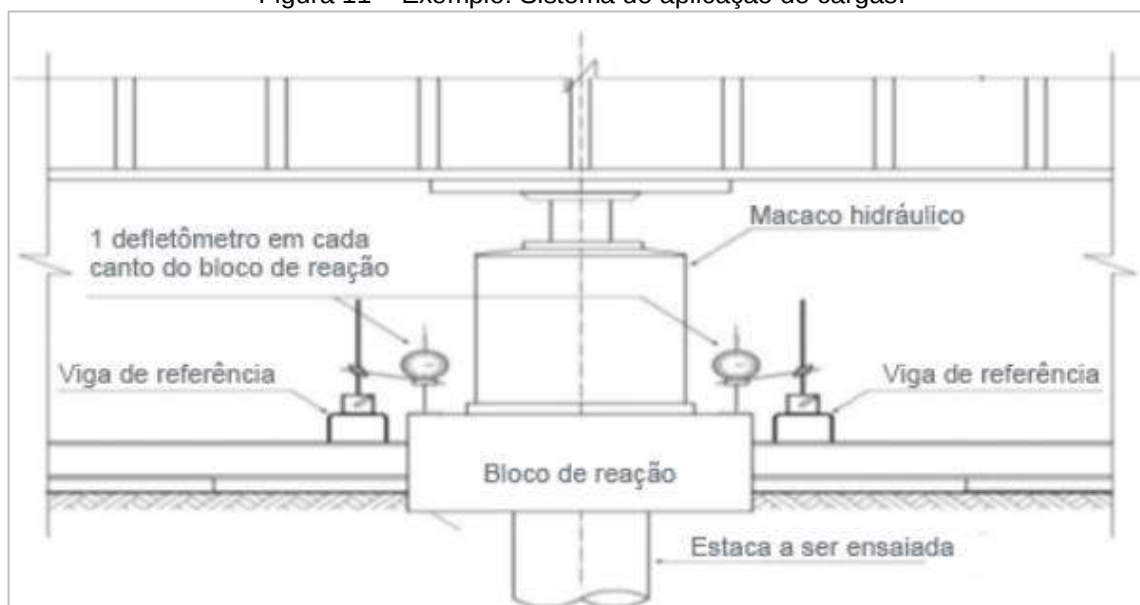
realidade física, dispensar a execução da prova de carga em estacas seria presumir que os cálculos de projeto comandam o comportamento da fundação (Cintra *et al.*, 2013). Estes autores ainda apresentam que o fator de segurança real precisa, também, atender às prescrições normativas.

3.4.1 Generalidades

A realização das provas de carga estáticas em estacas é regida pela NBR 12131 (ABNT, 2006). Uma prova de carga estática em estacas consiste, de acordo com esta norma, na aplicação de esforços estáticos conhecidos à cabeça da estaca, em incrementos sucessivos e com a monitoração do recalque na cabeça da estaca, até que se atinja a ruptura ou a carga programada para o ensaio. Os esforços podem ser axiais (compressão ou tração) ou transversais e devem tentar representar as solicitações previstas durante a utilização.

Para os ensaios de compressão, são utilizados macacos hidráulicos calibrados para aplicação do carregamento, posicionados sobre bloco de coroamento das estacas, centralizados com o eixo da estaca e que atuam contra o sistema de reações. O controle da carga aplicada a cada estágio é, geralmente, feito por meio de manômetro aferido e instalado no macaco hidráulico.

Figura 11 – Exemplo: Sistema de aplicação de cargas.



Fonte: (www.geofix.com.br) (acesso 01/07/2018).

Em relação ao carregamento, as provas de carga podem ser classificadas em provas de carga sob carregamento lento (SML do inglês *Slow maintained load test*) ou sob carregamento rápido (QML do inglês *Quick maintained load test*).

No ensaio tipo lento, aplicado às provas de carga que fazem parte deste estudo, o carregamento é aplicado em incrementos de 20% da carga admissível de projeto (o que resulta em 10 incrementos de carregamento), mantido até se atingir a estabilização dos recalques e respeitando a duração mínima de 30 minutos e até que, em duas leituras consecutivas, o recalque medido não seja superior a 5% do recalque do estágio.

O produto principal das provas de carga estática em estacas é a curva cargas vs recalque, com as cargas aplicadas e os recalques medidos no topo da estaca.

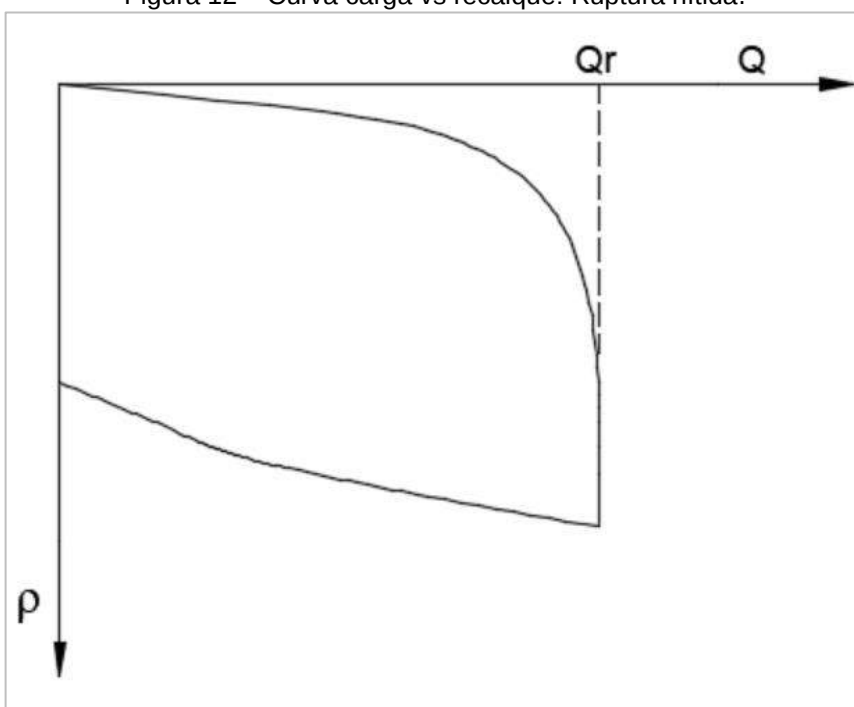
3.4.2 Possíveis modos de ruptura das provas de carga

Cintra *et al.* (2013) apontaram 03 (três) casos possíveis de ruptura geotécnica em provas de carga estática em estacas, partindo do princípio que as estacas, enquanto elemento estrutural, são capazes de resistir aos esforços solicitados.

O primeiro modo possível de ruptura seria a chamada ruptura nítida (Figura 12), em que ocorre a verticalização dos recalques, isto é, os recalques passam a ser incessantes, o que impede a continuação do carregamento. Para os autores, esta situação caracteriza a condição em que a prova de carga atinge a ruptura e a carga correspondente ao trecho vertical define o valor da capacidade de carga da estaca. Esta situação não necessita interpretações para a determinação do valor da carga de ruptura.

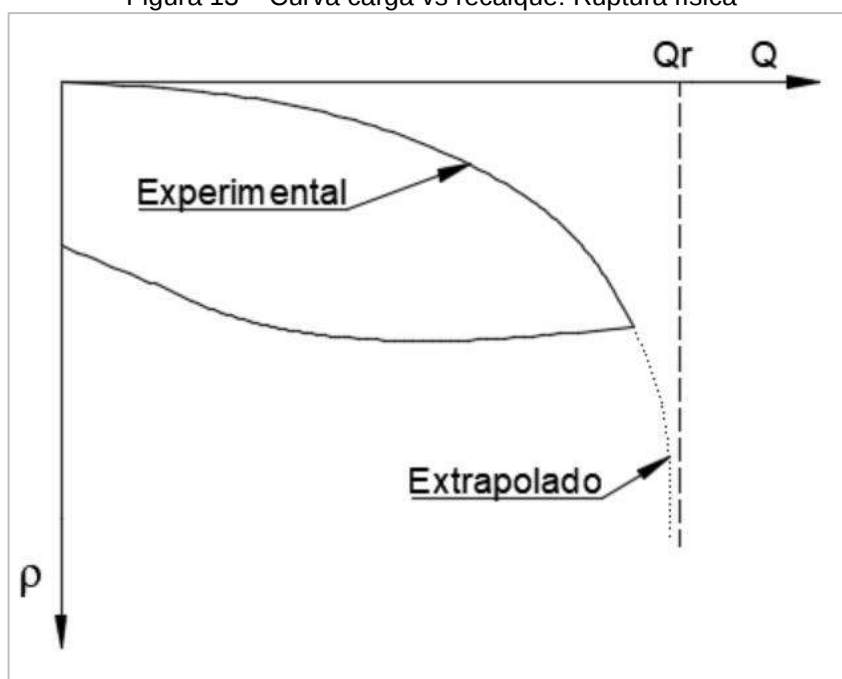
Um segundo modo possível de ruptura indicado por Cintra *et al.* (2013) é a chamada ruptura física (Figura 13), em que, em uma curva carga vs recalque do tipo aberta, os pontos referentes à fase de carregamento constituem parte de um gráfico assintótico a uma reta vertical, em que a assíntota vertical define a carga de ruptura.

Figura 12 – Curva carga vs recalque: Ruptura nítida.



Fonte: Adaptado de Cintra *et al.* (2013).

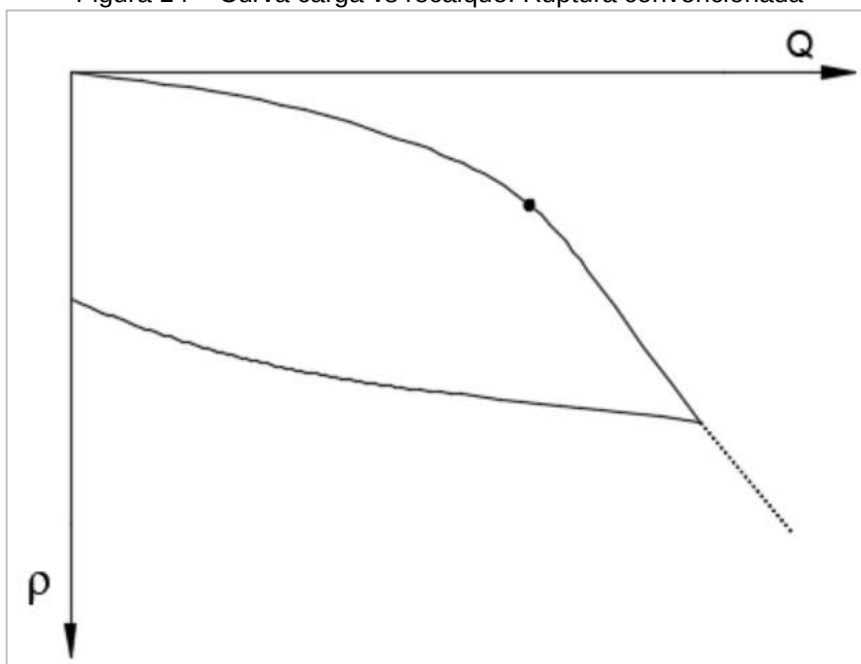
Figura 13 – Curva carga vs recalque: Ruptura física



Fonte: Adaptado de (CINTRA, AOKI, *et al.*, 2013)

Há um terceiro tipo de ruptura, a chamada ruptura convencional (Figura 14).

Figura 14 – Curva carga vs recalque: Ruptura convencional



Fonte: Adaptado de Cintra *et al.* (2013)

Este tipo de ruptura (Figura 14) deve ser adotado para casos de curvas carga vs recalque do tipo abertas, mas que não apresentam nem a ruptura nítida e nem a ruptura do tipo física, ou seja, há uma indefinição da ruptura. Em termos gerais, a ruptura convencional consiste na adoção de um ponto da curva de carregamento e convencionar este ponto como a carga de ruptura ou a capacidade de carga. Conforme indicado Cintra *et al.* (2013), a NBR 6122 (ABNT, 2010) não apresenta critérios para análise da ruptura física, passando direto da ruptura nítida para a ruptura convencional.

Uma vez que a grande maioria das provas de carga não são levadas até a ruptura, torna-se necessário a adoção de metodologias para interpretação das curvas cargas vs recalques obtidas nos ensaios para determinação, principalmente, da capacidade de carga das estacas.

Soares (2011) aplicou os métodos de extrapolação de Van der Veen (1953), Décourt (1996) e Massad (1992) à estacas tipo Hollow Auger, para estacas isoladas, grupos de estacas e análise em radier estaqueado, com foco no resultado das duas últimas análises. O método de Décourt, em comparação ao de Van der Veen, previu cargas de ruptura maiores, em todos os ensaios. Para grupos de estacas, a diferença entre estes métodos foi de até 16%, sendo esta diferença ampliada para até 43,2% ao se considerar a análise por radier estaqueado. Os valores de atrito lateral e ponta,

obtidos experimentalmente, foram comparados com o método da rigidez (Décourt, 1996 apud Soares (2011) e com o Método das Duas Retas Modificado Marques e Massad (2004). O autor apontou, com base nos resultados, que estes métodos têm boa precisão no cálculo do atrito lateral.

3.4.3 Modelos para análise da curva carga vs recalque

Uma prova de carga realizada pode conduzir a uma curva carga vs recalque por meio da qual não se consegue verificar claramente a carga de ruptura da estaca. Nessas situações, além do estudo do comportamento da estaca sob cargas, parte-se para a realização de estudos de extrapolação dos resultados desta curva, com o intuito de estimar, principalmente, o valor da carga de ruptura.

Diversos autores propuseram modelos matemáticos com base na curva carga-deslocamento, para avaliação do seu comportamento. Alguns modelos analisam a curva carga vs deslocamento apenas em busca da carga de ruptura, enquanto outros métodos, mais refinados, analisam tanto a carga de ruptura quanto as parcelas referentes à contribuição da ponta e a contribuição do atrito lateral.

A seguir serão apresentados alguns métodos para análise e interpretação da curva carga vs. deslocamento das provas de carga: Van der Veen (1953), Davisson (1972), Décourt (1996), Chin-Kondner (1970), NBR 6122 (2010), Massad (1992), Massad (1993) e Massad e Lazzo (1998).

3.4.3.1 Van der Veen (1953)

O método de extrapolação proposto por Van der Veen (1953) supõe que há uma relação exponencial entre a carga aplicada ao topo da estaca e o deslocamento também no topo da estaca. Essa relação é descrita por:

$$P = P_{ul} \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot \rho}) \quad (3.38)$$

onde:

P : Carga aplicada ao topo da estaca

P_{ul} : Carga de ruptura.

α : Coeficiente que define a forma da curva

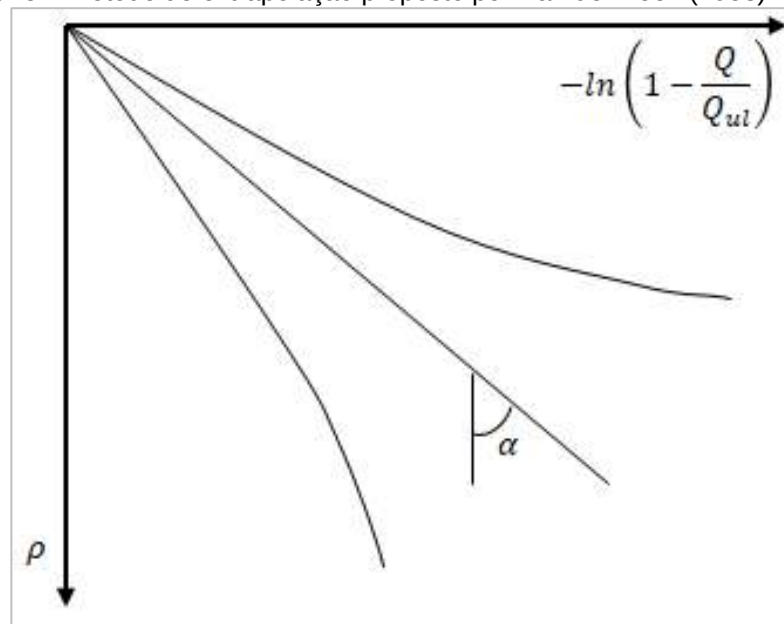
ρ : Recalque correspondente à carga aplicada.

Para um carregamento genérico, limitado à carga de ruptura (P_{ul}), a equação (3.38) pode ser reescrita e, então, evidencia-se o caráter linear entre o recalque obtido e a parcela $\ln\left(1 - \frac{P}{P_{ul}}\right)$.

$$\alpha \cdot \rho + \ln\left(1 - \frac{P}{P_{ul}}\right) = 0 \quad (3.39)$$

Os valores de α e P_{ul} são duas constantes obtidas a partir de um processo por tentativas, em que se adota valores para P_{ul} e desenha-se os respectivos gráficos de $-\ln\left(1 - \frac{P}{P_{ul}}\right)$ contra ρ . O gráfico que mais se aproximar de uma reta indicará o valor procurado de P_{ul} , bem como o valor de α , dado pelo coeficiente angular da reta (Cintra *et al.*, 2013).

Figura 15 – Método de extrapolação proposto por Van der Veen (1953)



Fonte: adaptado de Cintra *et al.* (2013)

Conforme apresentado por Vianna e Cintra (2000) a expressão (3.38) de Van der Veen (1953) foi modificada (generalizada) por Aoki (1976, apud Vianna e Cintra, 2000). Nesta generalização, Aoki (1976) incluiu os coeficientes a e b e, assim, a curva carga-recalque ajustada não passaria pela origem:

$$P = P_{ul} \cdot (1 - e^{-a \cdot \rho + b}) \quad (3.40)$$

onde, a é um coeficiente que depende da estaca, natureza do solo e define a forma da curva carga-recalque e b é a interseção da reta procurada com o eixo das abscissas.

3.4.3.2 Método de Davisson (1972)

O método de Davisson (1972) também conhecido como método do deslocamento limite (DOL, do inglês *Davisson Offset Limit*), consiste no cálculo de uma deformação elástica da estaca (em função do material e das dimensões da estaca) para a carga de ensaio, acrescida de deformação em função do diâmetro da estaca mais 4mm, conforme (3.41).

$$\rho = \left(4 + \frac{\emptyset}{120}\right) + \frac{P \cdot L}{A \cdot E} \quad (3.41)$$

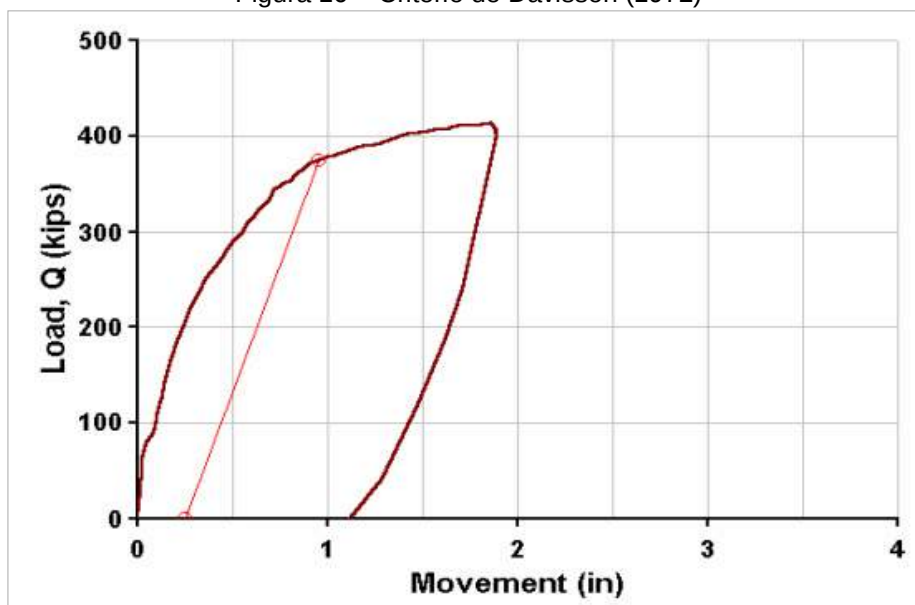
onde:

- ρ Recalque para uma carga aplicada
- P : Carga aplicada
- $\emptyset$: Diâmetro da estaca
- A : Área da seção transversal da estaca
- L : Comprimento da estaca
- E : Módulo de elasticidade da estaca⁶.

A carga de ruptura pelo método proposto é, então, determinada a partir do cruzamento da reta definida pela equação (3.41) com a curva carga vs recalque obtida na prova de carga realizada.

⁶ Neste estudo, uma vez que todas as estacas foram em concreto armado, adotou-se o módulo de elasticidade secante (E_{cs}) da estaca, dado por meio do item 8.2.8 da NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento (ABNT, 2014), isto é, $E_{cs} = 0,85.5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$, para concretos com classe de resistência C20. E_{cs} e f_{ck} são dados em MPa.

Figura 16 – Critério de Davisson (1972)



Fonte: Fellenius (2018)

De acordo com Nesmith e Siegel (2009), o método de Davisson (1972) tem sido amplamente utilizado nos Estados Unidos, desde a sua criação, para interpretação de provas de carga de compressão e é um⁷ dos métodos explicitamente aceitos pelo código de Construção. Contudo, para estes autores, este método leva a um excesso de conservadorismo, além de questionarem as hipóteses que norteiam a aplicação deste método, à saber:

- i. As estacas comportam-se como uma coluna livre, engastada na base
- ii. Uma linha elástica é uma linha de referência confiável para interpretação de provas de carga
- iii. O deslocamento de $(4 + \frac{\phi}{120})$ representa o movimento necessário para mobilizar a resistência de base da estaca.

Em síntese, de acordo com Nesmith e Siegel (2009), o método do deslocamento limite de Davisson (Davisson, 1972) é utilizado de forma indiscriminada na interpretação de provas de carga de estacas, o que pode levar à maiores custos de fundações, desnecessariamente. Para estes autores, idealmente, as provas de carga devem ser levadas à deslocamentos que permitam a aplicação de outros

⁷ De acordo com Nesmith e Siegel (2009). Além do método de Davisson (1972), o Código de Construção dos Estados Unidos reconhece o critério de Brinch Hansen (1963) e o critério de Butler e Hoy (1977).

métodos de análise da curva carga-recalque e citam como exemplos os métodos de Brinch Hansen (1963) e o critério de Butler e Hoy (1977, apud Nesmith e Siegel, 2009).

De acordo com Fellenius (2018) a carga obtida a partir do critério de Davisson (1972) não é, necessariamente, a carga de ruptura e que o método é baseado no fato de que a capacidade de carga será obtida a partir de um certo deslocamento e, com isso, tenta-se ajustar este deslocamento à rigidez da estaca, que é função do material, comprimento e diâmetro da estaca.

Fellenius (2018) pondera ainda que este método é bastante suscetível a erros de medidas de carga e deslocamento, necessitando de eficientes equipamentos de mensuração, além de ser um método empírico que não considera, realmente, a forma da curva carga vs recalque ou a forma de transferência da carga ao solo. Contudo, devido à facilidade na sua aplicação aliada ao fato de o método permitir a identificação do deslocamento máximo ainda durante a execução do ensaio, garante a sua ampla utilização.

3.4.3.3 Método da Norma NBR 6122 (ABNT, 2010)

A norma brasileira NBR 6122 (ABNT, 2010) determina a ruptura convencional a partir do encurtamento elástico da estaca, acrescido de um deslocamento fixo obtido em função do diâmetro da estaca.

$$\Delta_r = \frac{P_r \cdot L}{A \cdot E} + \frac{\phi}{30} \quad (3.42)$$

onde:

Δ_r : Recalque de ruptura convencional

P_r : Carga de ruptura convencional

ϕ : Diâmetro da estaca

A : Área da seção transversal da estaca

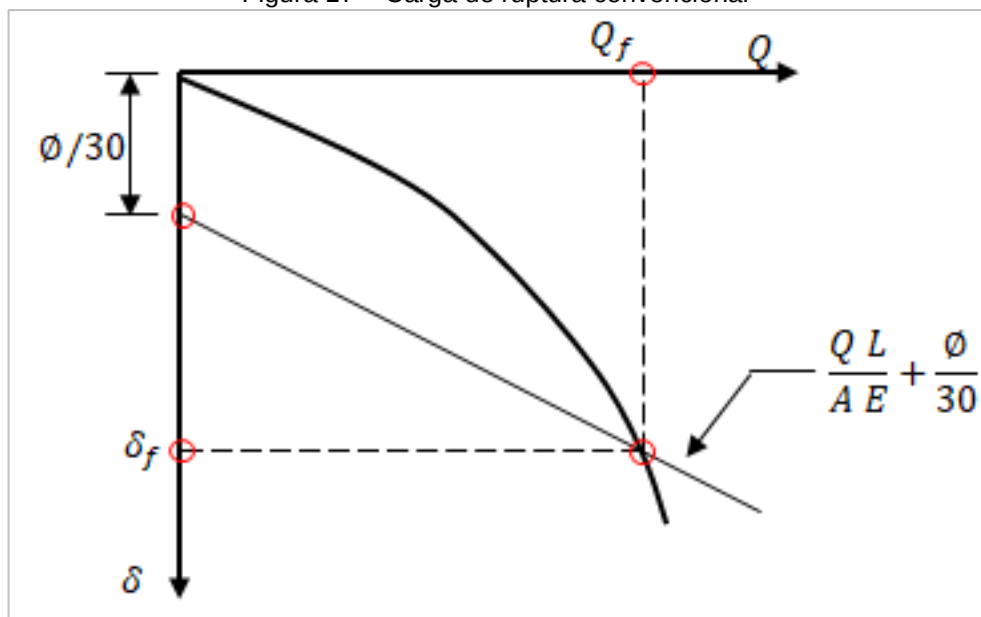
L : Comprimento da estaca

E : Módulo de elasticidade da estaca⁸.

⁸ Neste estudo, uma vez que todas as estacas foram em concreto armado, adotou-se o módulo de elasticidade secante (E_{cs}) da estaca, dado por meio do item 8.2.8 da NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento (ABNT, 2014), isto é, $E_{cs} = 0,85.5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$, para concretos com classe de resistência C20. E_{cs} e f_{ck} são dados em MPa.

A carga de ruptura é, então, convencionada como a carga que corresponde, na curva carga x deslocamento, ao recalque obtido a partir da equação (3.42).

Figura 17 – Carga de ruptura convencional



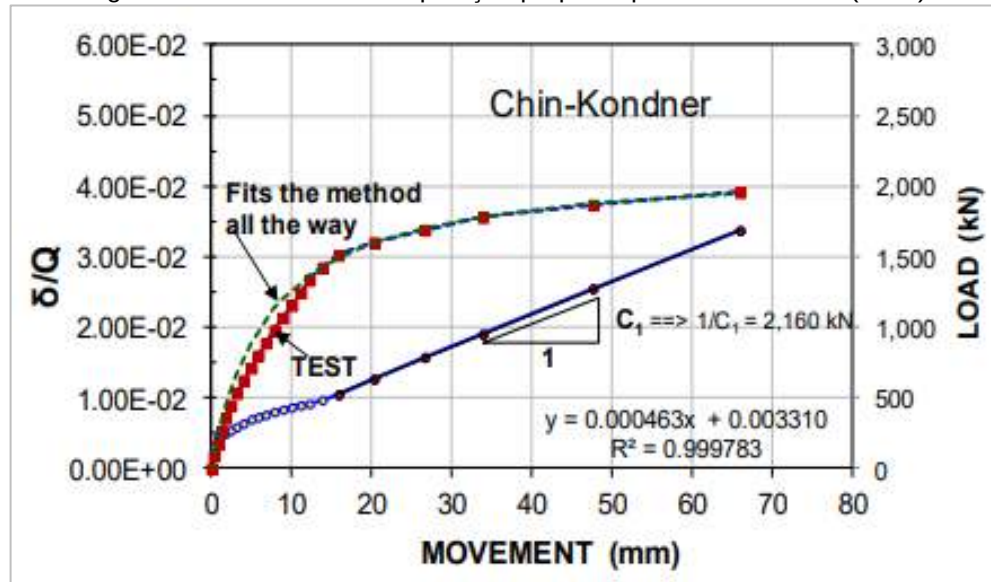
(Fonte: Adaptado de NBR 6122 (ABNT, 2010))

Conforme pode ser facilmente analisado, o critério de interpretação da NBR 6122 (ABNT, 2010) é similar ao método proposto por Davisson (1972), com distinção nos limites do deslocamento, sendo a norma brasileira é menos conservadora.

3.4.3.4 Chin-Kondner (1970)

O método proposto por Chin (1970) e Chin (1971), com base nos trabalhos de Kondner (1963, apud Fellenius, 2018), tem por base a extrapolação da carga de ruptura para os ensaios estáticos em provas de carga (seja tipo lento ou rápido). Este método consiste na elaboração de um gráfico em que, nos eixos das abscissas colocam-se os recalques obtidos durante a prova de carga estática e, no eixo das ordenadas, coloca-se a resultante da divisão entre cada recalque (ρ_i) por sua respectiva carga (P_i) aplicada. O gráfico resultante pode ser visualizado na Figura 18.

Figura 18 – Método de extrapolação proposto por Chin-Kondner (1970)



Fonte: Fellenius (2018)

Após uma variação inicial, o gráfico plotado apresentará uma linha reta (reta R). A carga limite (ou de ruptura) é, então, obtida pelo inverso da inclinação da reta R (tendência linear) formada no gráfico.

$$P_u = \frac{1}{C_1} \quad (3.43)$$

onde:

P_u : Carga limite ou de ruptura [F] [kN/mm]

C_1 : Inclinação da reta R.

A curva ideal do método de Chin-Kondner (1970) pode ser obtida a partir da equação:

$$P = \frac{\rho}{C_1 \cdot \rho + C_2} \quad (3.44)$$

onde:

P : Carga aplicada

C_2 : Coeficiente linear da reta R.

De acordo com Fellenius (2018), como regra aproximada, a carga de extrapolação obtida por Chin-Kondner (1970) é cerca de 20% a 40% maior que a obtida pelo método de Davisson (1972) e que, caso isso não ocorra, deve-se verificar os dados da prova de carga.

3.4.3.5 Décourt (1996, 2008)

O método proposto por Décourt (1996) é baseado no conceito de rigidez da fundação, representada pela relação entre a carga aplicada ao topo da estaca e o respectivo recalque obtido na prova de carga, conforme representado na equação (3.45).

$$K = \frac{P_i}{\rho_i} \quad (3.45)$$

onde:

K : Rigidez da fundação

P_i : Carga aplicada no estágio “i”

ρ_i : Recalque obtido para a carga “i” aplicada.

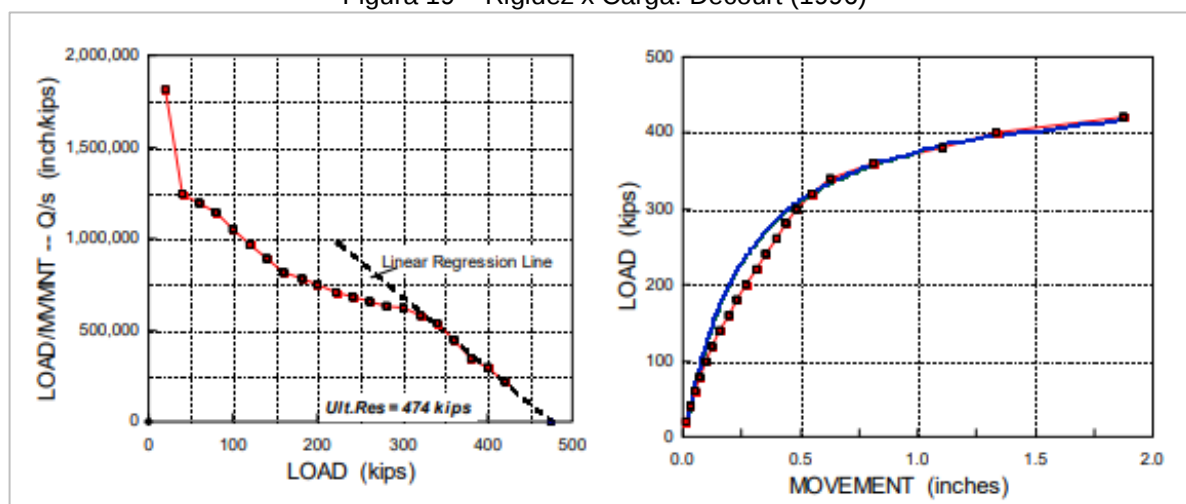
Para a análise deste método, plota-se um gráfico com a rigidez calculada conforme equação (3.45) no eixo das ordenadas contra a carga aplicada, no eixo das abscissas. Pode ser verificado que a rigidez decresce com a evolução dos deslocamentos, o que representa uma função decrescente (Figura 19).

Em um modelo de ruptura física, o gráfico Rigidez x Carga torna-se linear e a extrapolação da reta que representa este trecho determina o valor da carga de ruptura ao interceptar o eixo das cargas.

O método proposto por Décourt (1996) também permite a identificação do limite superior do atrito lateral: o ponto onde o gráfico Rigidez x Carga torna-se linear representa a saturação da resistência do atrito lateral e a resistência da estaca passa a ser apenas pela ponta, ou seja, todo o atrito lateral já foi mobilizado.

Na versão atualizada do método da rigidez (Décourt, 2008), após a seleção dos pontos representativos da saturação do atrito lateral, realiza-se um ajuste semi logarítmico com os pontos correspondentes às cargas superiores às que foram utilizadas para a determinação do limite superior do atrito lateral, no caso das estacas escavadas. Ou seja, o método da rigidez em sua versão atual permite a identificação de uma reta (ruptura por atrito lateral) seguida de uma curva (representativa da ruptura de ponta, praticamente impossível).

Figura 19 – Rigidez x Carga: Décourt (1996)



Fonte: Fellenius (2001)

A ruptura convencional é obtida a partir de um deslocamento equivalente a 10% do diâmetro da estaca. O prolongamento do ponto referente à ruptura convencional com o ponto de regressão (ponto em que o domínio de ponta deixa de ser dominante) até o eixo das abscissas (cargas) denota o limite inferior do atrito lateral.

Massad (2012) apresentou a aplicação do método da Rigidez de Décourt (2006) em um caso de uma estaca submetida a 5 (cinco) ciclos de carga, face ao desenvolvimento concomitante do atrito lateral e da reação de ponta nos carregamentos subsequentes ao primeiro. Em relação às estimativas exageradas que o método de Décourt (2006) podia gerar em relação ao limite superior do atrito lateral na ruptura, Massad (2012) apontou que o problema foi contornado quando o primeiro autor associou a capacidade de carga convencional a um recalque do topo igual a 10% do diâmetro ($\emptyset$) da estaca.

3.4.3.6 Massad (1992)

Massad (1992) construiu um modelo matemático para interpretação de provas de carga, inclusive com a determinação do atrito lateral na ruptura, a partir de relações relativamente simples entre cargas e recalques e com base nas Leis ou Relações de Cambefort (1964, apud Massad, 1992).

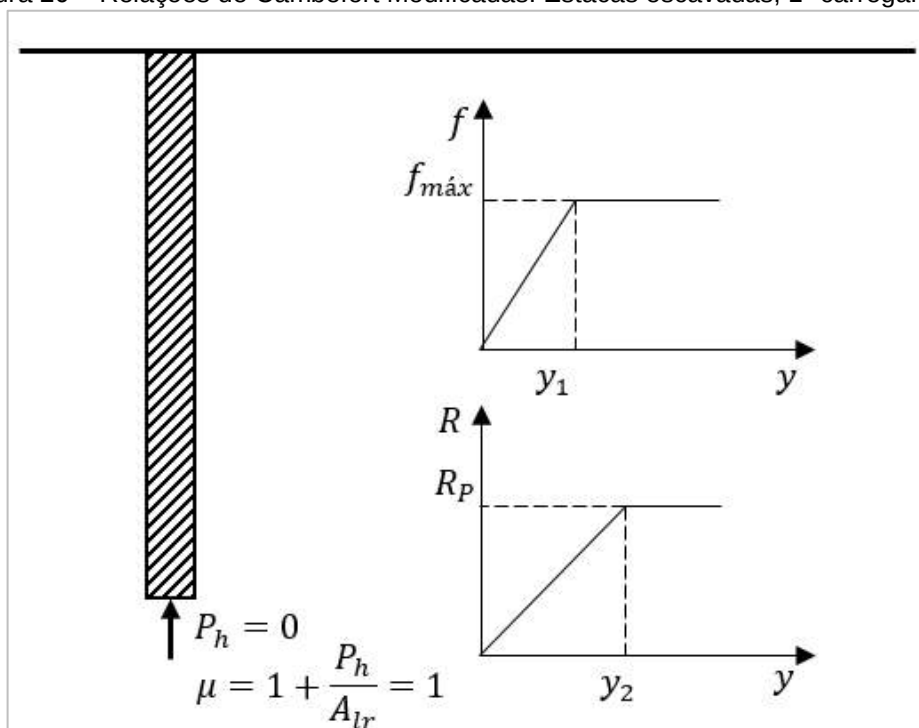
Conforme apresentado pelo autor, quando se submete uma estaca escavada a um 2º carregamento em uma prova de carga, surge em sua ponta uma carga residual

(P_h), que fica aprisionada e que controla o comportamento carga-recalque do 2º carregamento. Esta situação é postulada às estacas cravadas, já no 1º carregamento.

Assim, a partir da consideração que a carga residual existente na ponta das estacas deve ser revertido e da introdução do parâmetro μ para quantificar esta carga residual, o autor postulou o modelo matemático válido para estacas escavadas ou cravadas, em 1º ou 2º carregamento.

A Figura 20 apresenta as Leis ou Relações de Cambefort modificadas para uma estaca escavada, em 1º carregamento, foco deste estudo⁹. Conforme pode ser verificado, a carga aprisionada (P_h) é inexistente e, com isso, que $\mu = 1$.

Figura 20 – Relações de Cambefort Modificadas: Estacas escavadas, 1º carregamento



Fonte: Adaptado de Massad (1992)

Segundo o autor, o comportamento das estacas em compressão axial pode ser definido por meio de dois adimensionais: um parâmetro que determina a rigidez relativa solo-estaca (k) e um parâmetro (m) que mede a relação entre a reação de ponta (no momento em que todo o atrito lateral foi mobilizado ao longo do fuste) e o A_{lr} .

O primeiro adimensional, a rigidez relativa solo-estaca, k , é obtido por:

⁹ O modelo matemático generalizado pode ser obtido em Massad (1992).

$$k = \frac{A_{lr}}{k_r y_1} \quad (3.46)$$

onde A_{lr} é o atrito lateral na ruptura e k_r é a rigidez da estaca como peça estrutural, que são definidos por:

$$A_{lr} = \pi \cdot \phi \cdot L \cdot f_{m\acute{a}x} \quad (3.47)$$

$$k_r = \frac{E S}{L} \quad (3.48)$$

Onde:

ϕ Diâmetro da estaca

L Comprimento da estaca

S Área da seção transversal da estaca

$f_{m\acute{a}x}$ Parâmetro de Cambefort

E Módulo de elasticidade do material que constitui a estaca¹⁰.

O segundo adimensional, m , determina relação entre a reação de ponta no momento em que todo o atrito lateral foi mobilizado ao longo do fuste e a carga na ruptura devido ao atrito lateral no fuste (A_{lr}) e é obtido por:

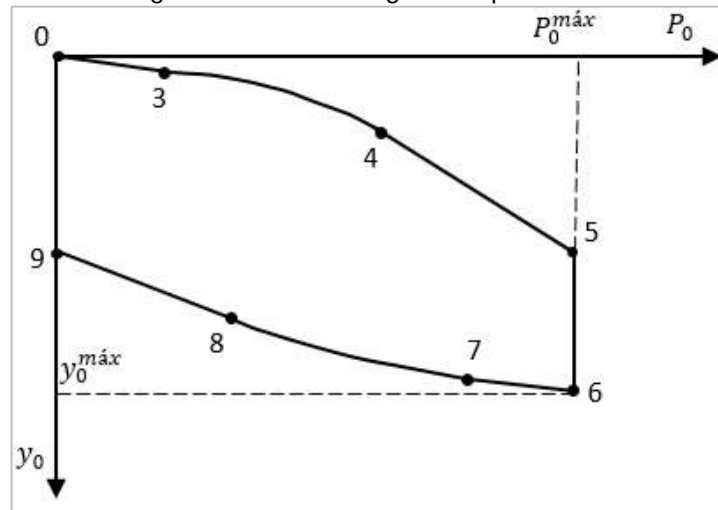
$$m = \frac{R S y_1}{A_{lr}} \quad (3.49)$$

onde R é a inclinação da “rampa” da segunda lei ou relação de Cambefort e S é a área da estaca na ponta.

O trabalho do autor baseia-se na análise das curvas carga-recalque de provas de carga, a partir de uma curva carga-recalque teórica, conforme representado na Figura 21. Pode-se verificar, a partir da análise da curva carga-recalque teórica, a presença de 4 (quatro) intervalos para o carregamento (trechos formados pelos pares de pontos 0-3, 3-4, 4-5 e 5-6), e 3 (três) intervalos para o descarregamento (trechos formados pelos pares de pontos 6-7, 7-8 e 8-9).

¹⁰ Neste estudo, uma vez que todas as estacas foram em concreto armado, adotou-se o módulo de elasticidade secante (E_{cs}) da estaca, dado por meio do item 8.2.8 da NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento (ABNT, 2014), isto é, $E_{cs} = 0,85.5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$, para concretos com classe de resistência C20. E_{cs} e f_{ck} são dados em MPa.

Figura 21 – Curva carga-recalque teórica



Fonte: Adaptado de Massad (1992)

O **trecho 0-3** é definido como um trecho retilíneo, que ocorre devido à fase pseudo-elástica de mobilização do atrito lateral, ao longo da reta inicial da primeira Lei ou Relação de Cambeft (1964, apud Massad 1992).

O ponto 3 representa o momento em que o atrito lateral atinge o seu máximo valor no topo da estaca. Neste ponto, valem as relações:

$$P_0 = \frac{\mu \cdot A_{lr}}{z} \left[\frac{tgh(z) + m \cdot z}{1 + m \cdot z \cdot tgh(z)} \right] \quad (3.50)$$

onde:

$$y_0 = \mu \cdot y_1 \quad (3.51)$$

$$z = \sqrt{k} \quad (3.52)$$

O **trecho 3-4** representa ao avanço da plena mobilização do atrito lateral (saturação) ao longo do fuste, do topo em direção à ponta da estaca. Nesse intervalo observa-se um esboço de formato em curva ou ainda de uma parábola. Desde que $k \geq 10$, a relação parabólica é dada por:

$$\frac{y_0}{\mu \cdot y_1} = \frac{1}{2} + \frac{k}{2} \left(\frac{P_0}{\mu \cdot A_{lr}} \right)^2 \quad (3.53)$$

Para fins práticos, o autor apresenta que a relação exposta na equação (3.53) pode ser reescrita por:

$$y_0 = c_1 + c_2(P_0)^2 \quad (3.54)$$

com os coeficientes c_1 e c_2 dados por:

$$\begin{aligned} c_1 &= \frac{\mu \cdot y_1}{2} \\ c_2 &= \frac{1}{2 \cdot k_r \cdot \mu \cdot A_{lr}} \end{aligned} \quad (3.55)$$

O ponto 4 corresponde ao término da saturação do atrito lateral no fuste e ao início da solicitação franca da ponta da estaca.

A equação (3.54) que define a parábola para o trecho 3-4, pode ser aproximada por uma relação exponencial dada por:

$$P_0 = P_r [1 - e^{(b+a \cdot y_0)}] \quad (3.56)$$

onde os valores de a , b e P_r são constantes e dependem das características do sistema solo-estaca:

$$P_r = 1,45 \cdot \mu \cdot A_{lr} \quad (3.57)$$

$$b = \frac{1}{k} - 0,18 \quad (3.58)$$

$$a = -\frac{2 \cdot k_r}{\mu \cdot A_{lr}} \quad (3.59)$$

A carga P_r pode ser obtida a partir da obtenção de uma série de cargas P_n associadas a uma série de recalques igualmente espaçados a partir de um Δ arbitrário. A partir da correlação da série P_{n+1} com a série P_n , obtém-se:

$$P_{n+1} = a' + b' \cdot P_n \quad (3.60)$$

A carga P_r é, então, dada por:

$$P_r = \frac{a'}{1 - b'} \quad (3.61)$$

A metodologia utilizada para obtenção da carga P_r pode ser vista em (MASSAD, 1986).

A primeira estimativa do parâmetro “a” da equação (3.56) é obtida por:

$$a = \frac{\ln(b')}{\Delta} \quad (3.62)$$

A partir da correlação entre P_r e y_0 , são determinados os valores de a e b da equação (3.56):

$$\ln\left(1 - \frac{P_0}{P_r}\right) = a + b \cdot y_0 \quad (3.63)$$

O valor de a obtido por meio da equação (3.63) deve coincidir com o valor obtido por meio da equação (3.62).

Desta forma, utilizando-se as equações (3.57) a (3.59), chega-se à:

$$\mu \cdot A_{lr} = \frac{P_r}{1,45} \quad (3.64)$$

$$k_r = -\frac{\mu \cdot A_{lr} \cdot a}{2} \quad (3.65)$$

$$\mu \cdot y_1 = -\frac{2}{a \cdot k} \quad (3.66)$$

Segundo o autor, se o valor de k_r obtido por meio da equação (3.65) resultar inconsistente com o valor de k_r teórico, ou o valor de k é baixo (estaca curta ou rígida), ou então existe uma camada profunda, mais resistente de embutimento da estaca e, então, deve-se realizar um ajuste teórico dos parâmetros obtidos.

No **trecho 4-5** a relação carga *versus* recalque no topo da estaca volta a ser de forma linear. Nesse intervalo, surge a mobilização da resistência de ponta,

correspondente ao trecho pseudo-elástico da segunda Lei ou Relação de Cambefort (1964). Neste trecho, vale a relação:

$$\frac{P_0 - \mu \cdot A_{lr}}{y_0 - \frac{\mu \cdot A_{lr}}{2 \cdot k_r}} = \frac{1}{\frac{1}{k_r} + \frac{1}{R \cdot S}} \quad (3.67)$$

O valor da carga máxima total da estaca é obtido no **trecho 5-6**, isto é, ocorre a ruptura na ponta, com a reação de ponta atingindo o seu valor máximo.

Os trechos referentes ao descarregamento ocorrem após a admissão de que o carregamento atinja ou ultrapasse o ponto 4, de saturação total do atrito lateral. Assim, o **trecho 6-7** corresponde, no descarregamento, ao primeiro trecho do estágio de carregamento da estaca (0-3), isto é, trata-se da fase pseudo-elástica da volta na relação de Cambefort. Analogamente, o **trecho 7-8** corresponde ao trecho 3-4, que representa um trecho curvilíneo, no sentido reverso da curva (para o descarregamento) e o **trecho 8-9**, também retilíneo, conforme se apresenta o trecho inicial (0-3) da curva teórica.

3.4.3.7 Massad (1993)

Massad (1993) apresentou um modelo matemático válido para estacas cravadas ou escavadas, com base nas Leis ou Relações de Cambefort (1964, apud Massad, 1992) para análise de provas de carga estáticas, sob compressão axial, de estacas que atravessam camada de solo homogêneo e ficam embutidas em camada profunda mais resistente. Neste estudo, as estacas são consideradas compressíveis e é possível realizar a separação das componentes de atrito e ponta da carga limite de provas de carga levadas até a ruptura.

O modelo matemático apresentado por Massad (1992) é estendido para a situação de estacas atravessando camada fraca de solo e embutindo-se em camada profunda mais resistente. Como consequência, o embutimento permite que as provas de carga sejam analisadas a partir relações parabólicas e exponenciais apresentadas por Massad (1992), mesmo para estacas tidas como curtas ou rígidas.

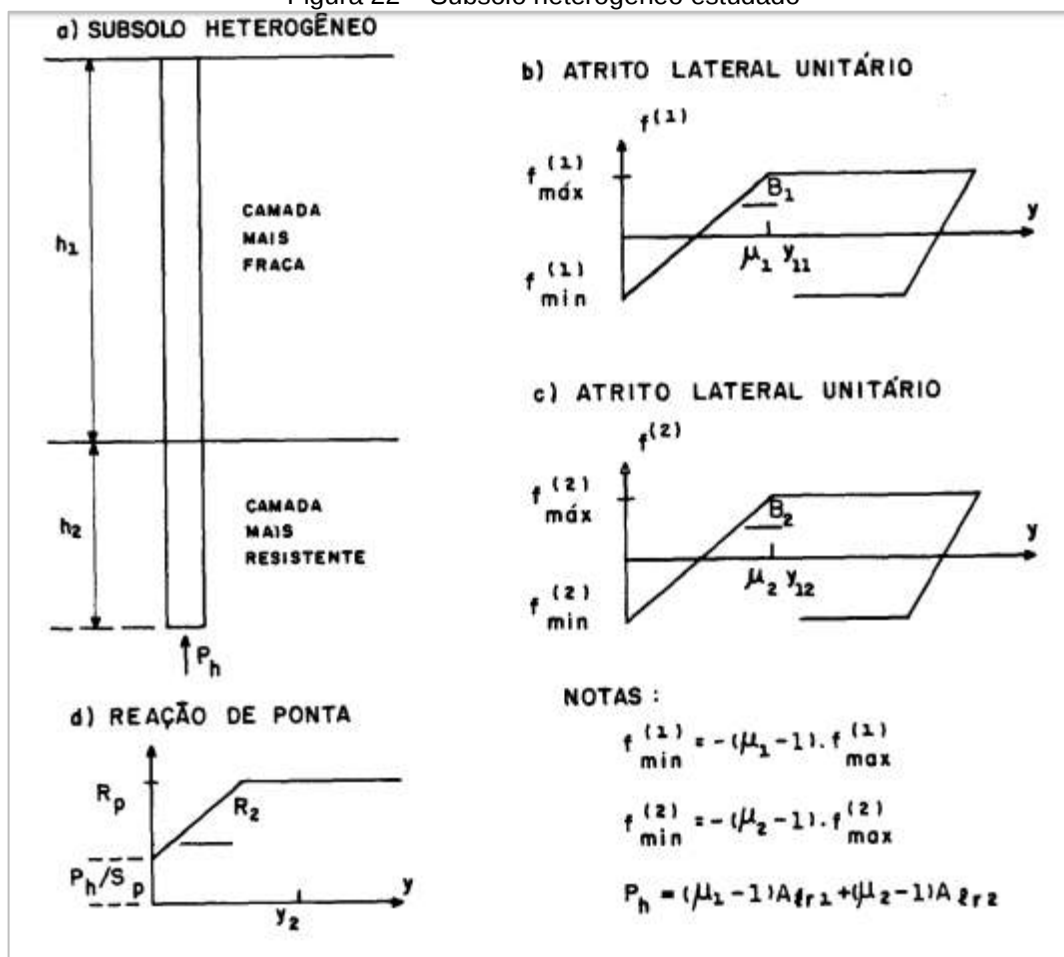
A Figura 22 contém a situação de heterogeneidade do solo apresentada, em que a camada inferior, com h_2 é mais resistente que a camada superior de espessura h_1 .

A carga residual P_h pode ser escrita, por analogia ao apresentado em Massad (1992):

$$P_h = (\mu_1 - 1)A_{lr,1} + (\mu_2 - 1)A_{lr,2} \quad (3.68)$$

onde $A_{lr,1}$ e $A_{lr,2}$ são os atritos laterais totais nas camadas mais fraca e mais resistente, respectivamente.

Figura 22 – Subsolo heterogêneo estudado



Fonte: Massad (1993)

A rigidez da estaca enquanto peça estrutural (k_r) é também decomposta por trecho de camada de subsolo:

$$K_{r,1} = \frac{E \cdot S_1}{h_1}$$

$$K_{r,2} = \frac{E \cdot S_2}{h_2} \quad (3.69)$$

onde E é o módulo de Young do material, S é a área da seção transversal da estaca e h é o comprimento da estaca no trecho específico.

Vale a relação:

$$\frac{1}{k_r} = \frac{1}{k_{r,1}} + \frac{1}{k_{r,2}} \quad (3.70)$$

O coeficiente de rigidez relativa solo-estaca (k) é também decomposto por trecho de solo:

$$K_1 = \frac{A_{lr,1}}{k_{r,1} y_{1,1}} \quad (3.71)a$$

$$K_2 = \frac{A_{lr,2}}{k_{r,2} y_{1,2}} \quad b$$

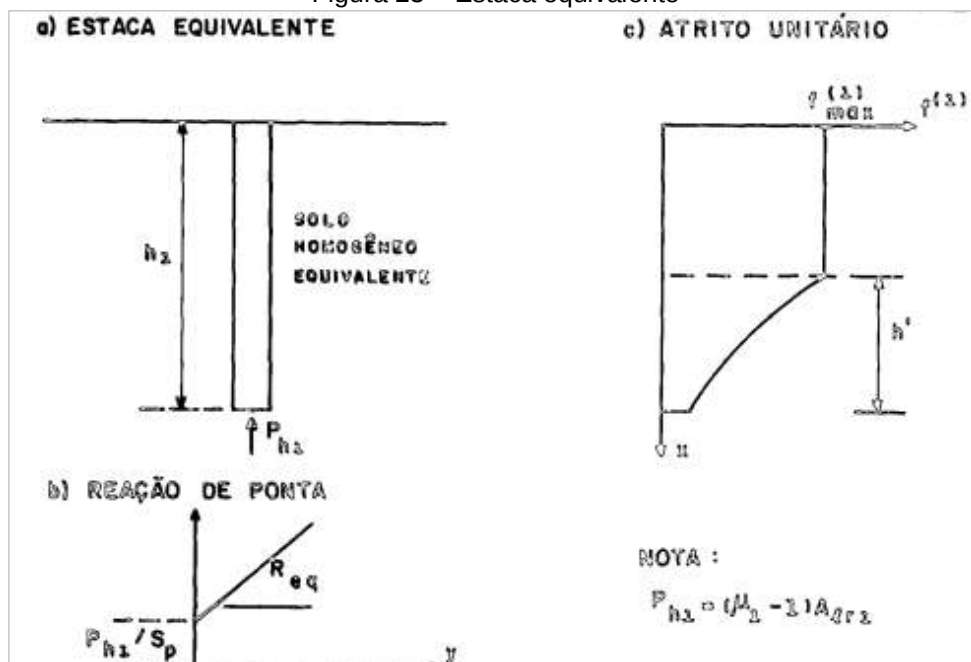
O coeficiente de rigidez da ponta, definido pelo produto $m \cdot k$ continua válido. Substituindo-se os valores pelos dados da camada mais resistente, resulta-se no coeficiente que controla o comportamento das estacas em solicitação axial, λ_2 :

$$\lambda_2 = m_2 \cdot z_2 = \frac{(R_2 \cdot S_p)/k_{r,2}}{z_2} \quad (3.72)$$

onde S_p é a área da seção transversal da ponta da estaca e $z_2 = \sqrt{k_2}$.

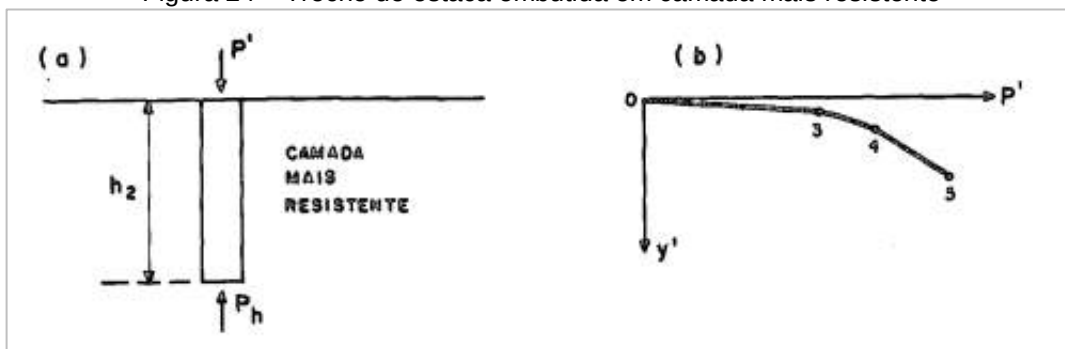
A situação apresentada, segundo Massad (1993) pode ser reduzida a um caso de solo homogêneo, a partir da adoção de uma ponta fictícia na interface entre as duas camadas de solo (Figura 23). Para a determinação de R_{eq} (Figura 23), considera-se apenas o trecho de embutimento da estaca na camada mais resistente (Figura 24), ao qual aplica-se o modelo matemático definido por Massad (1992).

Figura 23 – Estaca equivalente



Fonte: Massad (1993)

Figura 24 – Trecho de estaca embutida em camada mais resistente



Fonte: Massad (1993)

Para o trecho retilíneo 0-3 da Figura 24, que corresponde à mobilização do atrito lateral ao longo da fase pseudo-elástica na Primeira Relação de Cambefort, tem-se:

$$P' = \frac{\mu_2 \cdot A_{lr,2}}{z_2 \cdot \mu_1 \cdot y_{1,1}} \beta_2 \cdot y' \quad (3.73)$$

onde:

$$\beta_2 = \frac{tgh(z_2) + \lambda_2}{1 + \lambda_2 \cdot tgh(z_2)} \quad (3.74)$$

As equações (3.73) e (3.74) permitem, então, calcular o parâmetro R_{eq} :

$$R_{eq} = \frac{\beta_2 \cdot z_2 \cdot k_{r,2}}{S_p} \quad (3.75)$$

Por fim, pode-se obter um m_{eq} :

$$m_{eq} = \frac{r \cdot \beta_2}{z_1} \quad (3.76)$$

com

$$r = \frac{k_{r,2}}{k_{r,1}} = \frac{z_2}{z_1} \quad (3.77)$$

Sendo λ a relação que permite transformar o problema da estaca embutida em camada mais resistente em um caso de solo homogêneo e dado como o produto entre $m_{eq} \cdot z_1$, resulta-se em:

$$\begin{aligned} \lambda &= m_{eq} \cdot z_1 = r \cdot \beta_2 \\ &\text{ou} \\ \lambda &= \frac{(R_{eq} \cdot S_p)/k_{r,1}}{z_1} \end{aligned} \quad (3.78)$$

O coeficiente λ pode ser definido como coeficiente de rigidez fuste-ponta.

3.4.3.8 Método das Duas Retas (Massad e Lazzo, 1998)

Este método tem como base o trabalho de Massad (1992). Os autores propuseram um procedimento gráfico para a interpretação de provas de carga, denominado “Método das Duas Retas – M2R”, aplicável a estacas rígidas ou curtas (estacas cuja compressibilidade influi pouco no formato da curva carga vs recalque), com base nas Leis ou Relações de Cambefort (1964, apud Massad, 1992).

O método consiste em fazer um ajuste da curva carga vs recalque no topo (P_0 , y_0) a partir de duas retas: uma correspondente ao trecho (0-3) da fase de mobilização

O atrito lateral na ruptura (μA_{lr}) é, então, obtido a partir da interseção da reta referente ao trecho (4-5) com a reta $P_0 = 2 k_r y_0$, representada pelo ponto M da Figura 25.

Considerando que a equação da reta do trecho 4-5 é:

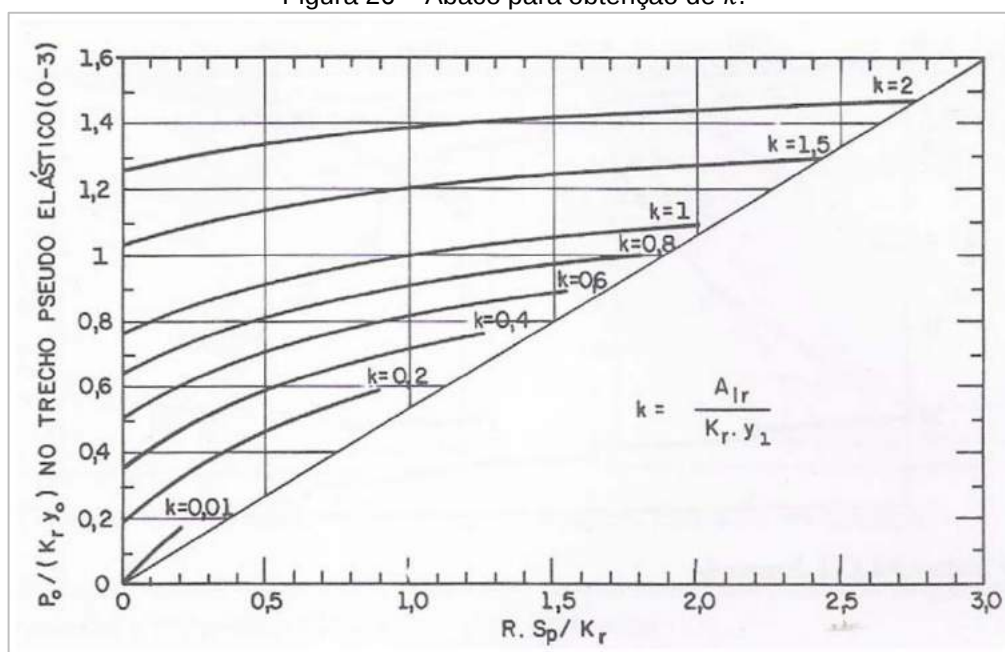
$$P_0 = d_1 + d_2 \cdot y_0 \quad (3.79)$$

Obtém-se, através da expressão (2.48):

$$\frac{1}{d_2} = \frac{1}{RS_p} + \frac{1}{K_r} \quad \text{ou} \quad RS_p = \frac{1}{\frac{1}{d_2} - \frac{1}{K_r}} \quad (3.80)$$

Os autores apresentaram um ábaco (Figura 26) para a obtenção direta do valor de k , em que entra-se com o valor de RS_p/K_r no eixo das abscissas e com o valor do coeficiente angular da reta do trecho (0-3) no eixo das ordenadas.

Figura 26 – Ábaco para obtenção de k .



Fonte: Massad e Lazzo (1998)

A partir do valor de k , pode-se determinar o valor de y_1 e, então, chega-se aos valores de carga e deslocamento referentes ao ponto 4, a partir das equações (3.81) e (3.82):

$$P_{04} = \mu A_{lr} + RS_p + \mu y_1 \quad (3.81)$$

$$y_{04} = \mu y_1 + \frac{\mu A_{lr}}{2 k_r} + \frac{RS_p \mu y_1}{k_r} \quad (3.82)$$

3.5 RECALQUES

Seguem apresentadas as metodologias propostas por Cintra e Aoki (2010) e de Poulos e Davis (1980) para previsão dos recalques em estacas.

3.5.1 Cintra e Aoki (2010)

O recalque da fundação em estaca, para Cintra e Aoki (2010) é calculado como:

$$\rho = \rho_e + \rho_s \quad (3.83)$$

onde:

ρ_e Recalque devido ao encurtamento elástico da estaca

ρ_s Recalque da base.

Para aplicação deste método, algumas premissas devem ser satisfeitas:

- i. A carga vertical (P) aplicada no topo da estaca deve ser superior à resistência lateral (R_L) e menor que a capacidade de carga (R), ou seja, há a mobilização plena do atrito lateral para que haja mobilização da ponta:

$$R_L < P < R \quad (3.84)$$

- ii. A reação de ponta deve ser inferior à resistência de ponta na ruptura e suficiente para o equilíbrio das forças:

$$P_p = P - R_L < R_p \quad (3.85)$$

A partir destas premissas e com base na Lei de Hooke, tem-se o encurtamento elástico da estaca dado por:

$$\rho_e = \frac{1}{A \cdot E_c} \cdot \sum (P_i L_i) \quad (3.86)$$

onde:

A Área da seção transversal do fuste da estaca (m^2)

E_c Módulo de deformabilidade do concreto (MPa)

P_i Esforço normal médio na camada i (kN)

L_i Espessura da camada i (m).

A parcela de recalque da estaca devido à parcela de ponta é calculada a partir da propagação de força vertical para baixo (P_p) que provoca um acréscimo de tensões em uma camada subjacente qualquer, de espessura H , onde h é a distância vertical do ponto de aplicação da força ao topo desta camada (Figura 27). O acréscimo de tensões é, então, dado por:

$$\Delta\sigma_p = \frac{4 \cdot P_p}{\pi \left(D + h + \frac{H}{2} \right)^2} \quad (3.87)$$

onde:

$\Delta\sigma_p$ Acréscimo de tensões (kPa)

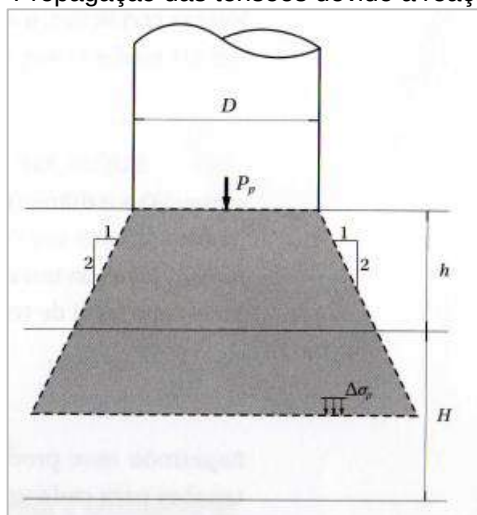
P_p Reação da ponta (kN)

H Espessura da camada subjacente (m)

h Distância entre o ponto de aplicação da carga até o topo da camada H (m)

D Diâmetro da base da estaca (m).

Figura 27 – Propagação das tensões devido à reação de ponta.



Fonte: Cintra e Aoki (2010)

De maneira semelhante, calcula-se as parcelas de recalque devido às reações das cargas laterais, isto é, considera-se que as parcelas de resistência lateral também produzem uma tensão adicional na camada de solo subjacente. O acréscimo de tensões devido às reações das parcelas de resistência lateral é, então, dado por:

$$\Delta_{\sigma_L} = \frac{4 \cdot R_{Li}}{\pi \left(D + h + \frac{H}{2} \right)^2} \quad (3.88)$$

onde:

Δ_{σ_L} Acréscimo de tensões (kPa)

R_{Li} Resistência por atrito lateral (kN)

H Espessura da camada subjacente (m)

h Distância entre o ponto de aplicação da carga até o topo da camada H (m)

D Diâmetro do fuste da estaca (m).

O recalque do solo é, finalmente, dado por:

$$\rho_s = \sum \left(\frac{\Delta_{\sigma}}{E_s} \cdot H \right) \quad (3.89)$$

Onde:

Δ_{σ} Soma das tensões devido às parcelas de atrito lateral e reação de ponta ($\Delta_{\sigma} = \Delta_{\sigma_P} + \sum \Delta_{\sigma_L}$)

E_s Módulo de deformabilidade da camada de solo.

Janbu (1963, apud Cintra e Aoki, 2010) apresentou uma equação para obtenção de E_s por:

$$E_s = E_0 \left(\frac{\sigma_0 + \Delta_{\sigma}}{\sigma_0} \right)^n \quad (3.90)$$

onde:

E_0 Módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca

σ_0 Tensão geostática no centro da camada

n Expoente que depende da natureza do solo: $n = 0,5$, para materiais granulares e $n = 0$ para argilas duras e rijas.

Aoki (1984, apud Cintra e Aoki, 2010) sugere as equações abaixo, em função do N_{SPT} e do coeficiente K em função do tipo de solo proposto pelo método de Aoki-Velloso (1975) para obtenção do módulo de deformabilidade do solo (E_0):

$$\begin{aligned} E_0 &= 6 \cdot K \cdot N_{SPT} && \text{para estacas cravadas} \\ E_0 &= 4 \cdot K \cdot N_{SPT} && \text{para estacas hélice contínua} \\ E_0 &= 3 \cdot K \cdot N_{SPT} && \text{para estacas escavadas} \end{aligned} \quad (3.91)$$

onde K é o coeficiente empírico do método de Aoki-Velloso (1975) em função do tipo de solo.

Joppert (2007, apud Prununciati et. al, 2018) relacionou o módulo de deformabilidade do solo (E_s) e o coeficiente de Poisson (ν) ao grau de compactidade e do tipo de solo, conforme apresentado na Tabela 16.

Tabela 16 – Parâmetros de deformabilidade do solo em função do SPT.

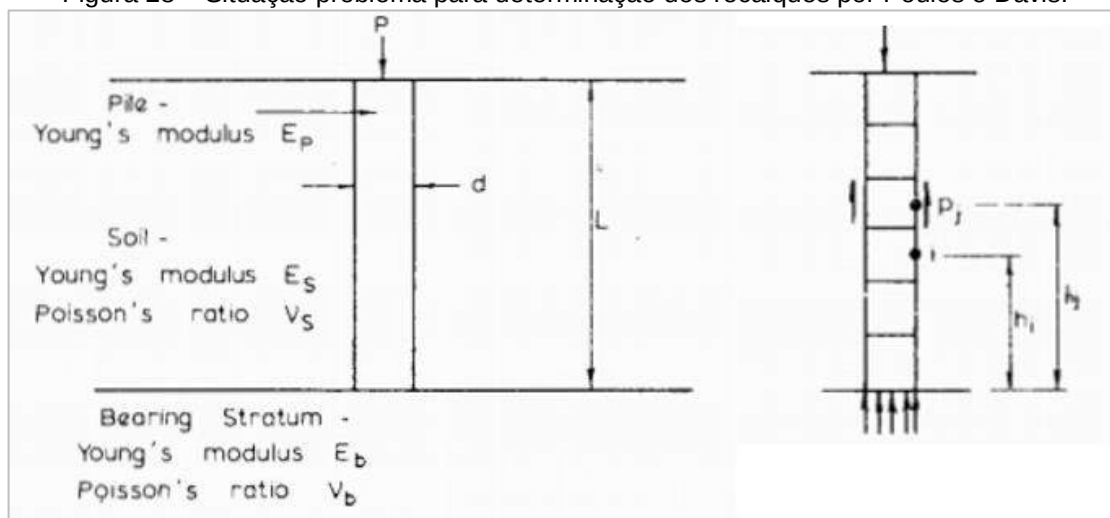
Tipo de solo	Grau de compactidade	Módulo de deformabilidade (kN/m ²)	Poisson (ν)
Areias e solos arenosos	Pouco compacta	9.500	0,35
	Medianamente compacta	27.000	
	Compacta	55.000	
	Muito compacta	70.000	
Argila e solos argilosos	Média	3.900	0,45

Fonte: Adaptado de Joppert (2007, apud Prununiati et. al, 2018)

3.5.2 Poulos e Davis (1980)

Poulos e Davis (1980) apresentaram uma metodologia para previsão dos recalques em estacas, a partir da situação problema apresentada na Figura 28, que consiste em uma estaca apoiada em camada mais rígida.

Figura 28 – Situação problema para determinação dos recalques por Poulos e Davis.



Fonte: Poulos e Davis (1980)

A metodologia proposta parte da alteração da metodologia desenvolvida para estacas de deslocamento, sendo o deslocamento para as estacas de deslocamento dada por:

$$\rho = \frac{P}{D \cdot E_s} I_p \quad (3.92)$$

onde:

- ρ Deslocamento (mm)
- P Carga aplicada na estaca (kN)
- E_s Módulo de deformabilidade do solo (MPa)
- D Diâmetro da estaca (m)

O parâmetro I_p é uma combinação de outros parâmetros, dado por:

$$I_p = I_0 \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_v \quad (3.93)$$

onde:

- I_0 Fator de influência para deformações
- R_k Fator de correção para a compressibilidade da estaca
- R_h Espessura h (finita) do solo compressível
- R_v Correção para o coeficiente de Poisson do solo (ν_s).

Os coeficientes I_0, R_k, R_h, R_v são obtidos graficamente, por meio de ábacos desenvolvidos pelos autores (Figura 29).

Para utilização dos ábacos (Figura 29), além da carga aplicada (P), do diâmetro da estaca (D) e do módulo de deformabilidade do solo (E_s), torna-se necessário a obtenção do parâmetro K , que representa uma medida da relativa compressibilidade da estaca e do solo (quanto maior for a compressibilidade relativa, maior é o valor de K):

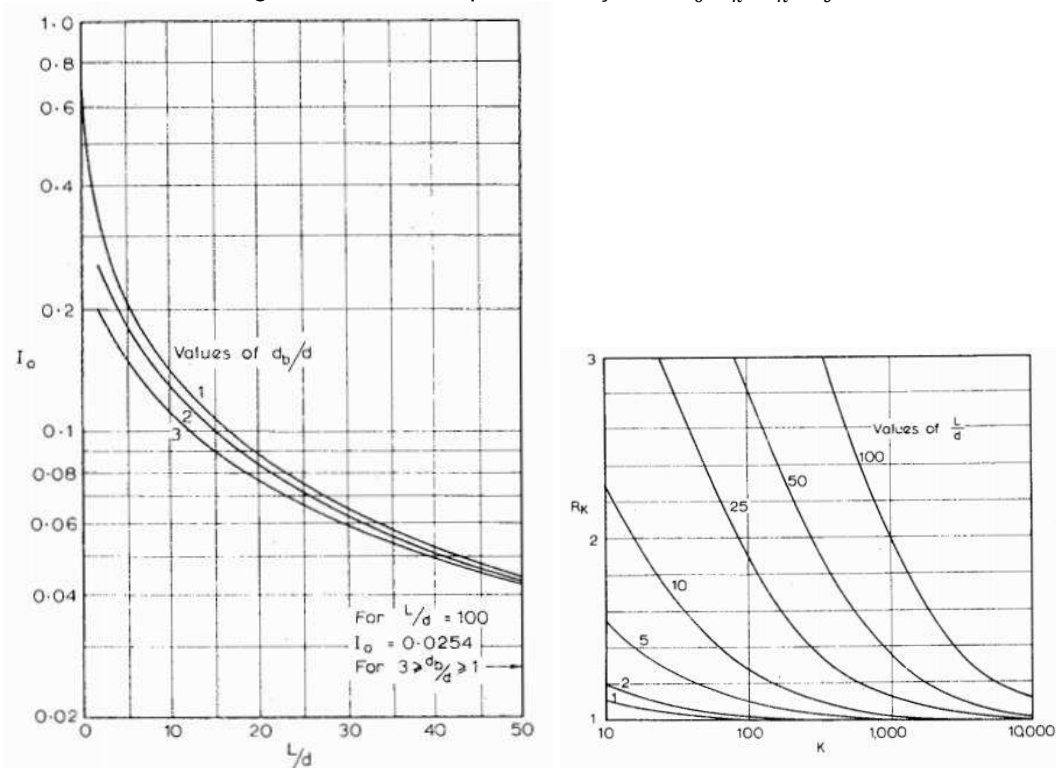
$$K = \frac{E_P R_A}{E_S} \quad (3.94)$$

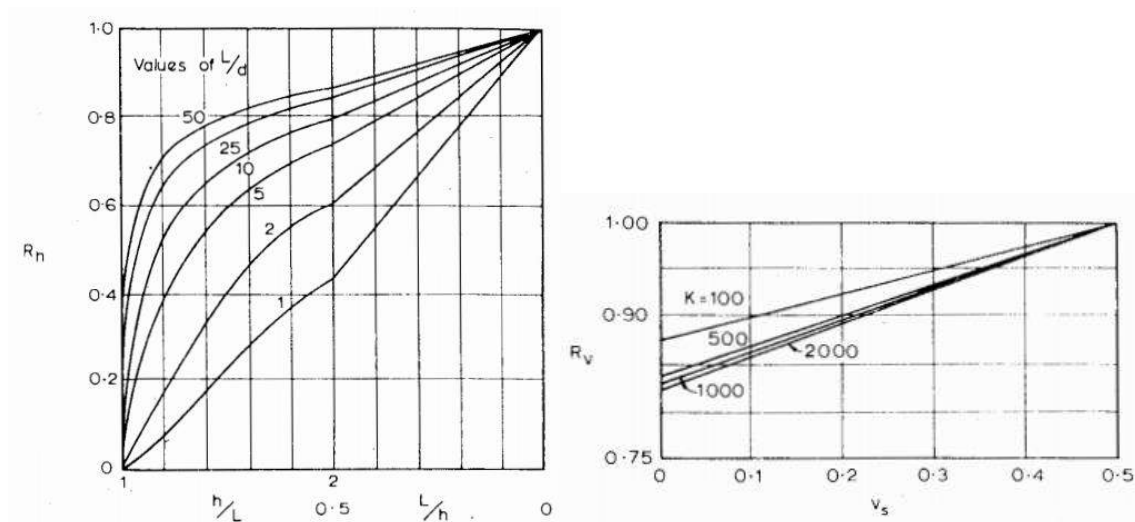
onde

E_P Módulo de deformação do material da estaca

R_A Relação entre a área da estaca (A_P) e a área delimitada pela circunferência externa da estaca. Para estacas sólidas, $R_A = 1$.

Figura 29 – Ábacos para obtenção de I_0, R_k, R_h, R_v





Fonte: Poulos e Davis (1980)

O valor de R_A , para estacas não sólidas, é dado por:

$$R_A = \frac{A_p}{\left(\frac{\pi \cdot d^2}{4}\right)} \quad (3.95)$$

onde:

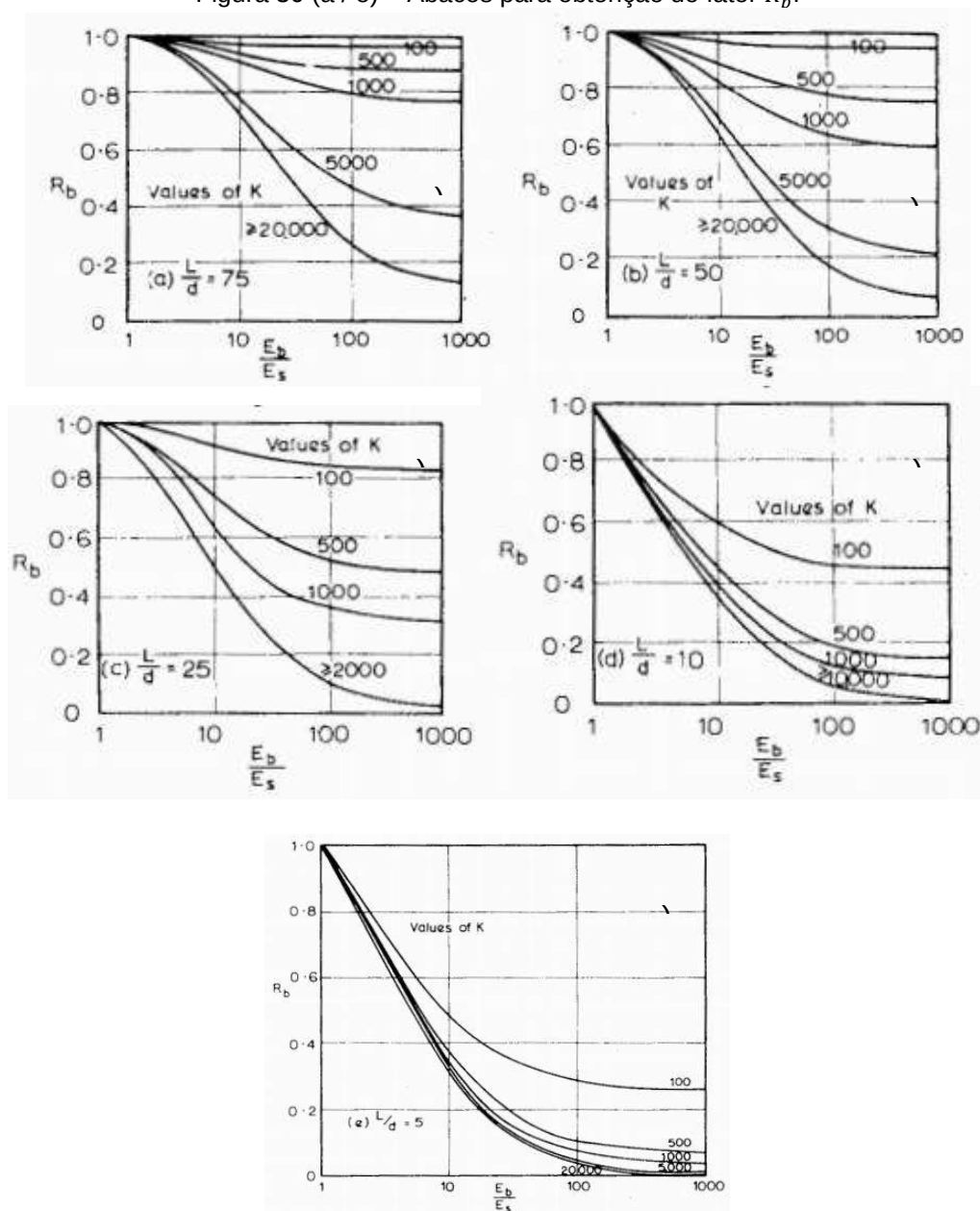
A_p Área da estaca

d Diâmetro da circunferência externa da estaca.

Para o problema apontado na Figura 28, a equação geral (3.92) para obtenção do deslocamento utilizada para estacas de deslocamento é a mesma. Contudo, há a alteração do parâmetro R_h pelo parâmetro R_b , na equação (3.93). Assim, tem-se uma nova equação para o parâmetro I_p , dada por:

$$I_p = I_0 \cdot R_k \cdot R_b \cdot R_v \quad (3.96)$$

O parâmetro R_b é obtido por meio de ábacos (), em função da relação entre o comprimento e diâmetro da estaca (L/d), da relação entre o módulo de deformabilidade do solo e do material da base mais resistente (E_b/E_s) e do valor de K (apresentado na equação (3.94)).

Figura 30 (a / e) – Ábacos para obtenção do fator R_b .

Fonte: Poulos e Davis (1980)

Poulos e Davis (1980) apresentam, também, uma metodologia simplificada para obtenção da proporção entre a carga aplicada que chega à carga da estaca.

$$\beta = \frac{P_b}{P} \quad (3.97)$$

onde:

P Carga aplicada à estaca

P_b Parcela de carga que chega à base (ponta) da estaca.

O coeficiente de proporção β , para estacas de deslocamento, é dado por:

$$\beta = \beta_0 \cdot C_K \cdot C_v \quad (3.98)$$

em que:

- β_0 proporção da carga de ponta para estacas incompressíveis em meio uniforme e Poisson 0,5
- C_K Fator de correção para estacas compressíveis
- C_v Fator de correção para o coeficiente de Poisson.

Os coeficientes β_0 , C_K e C_v são obtidos por meio de ábacos (Figura 31).

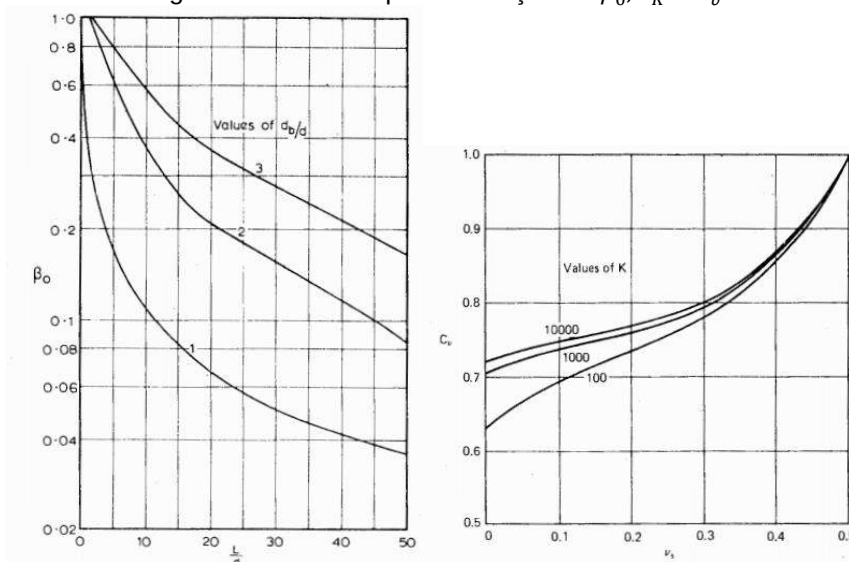
Para estacas de ponta, o coeficiente de proporção β , dado pela equação (3.98), é alterado a partir da inclusão do coeficiente de correção para a rigidez do material em que a base da estaca é apoiada.

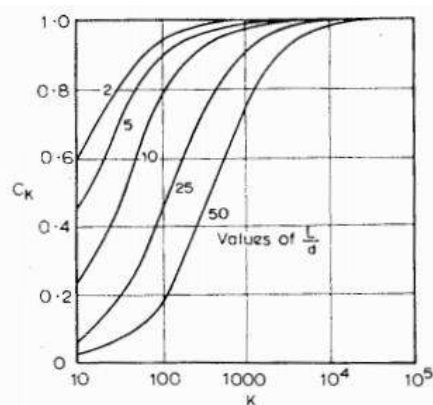
$$\beta = \beta_0 \cdot C_K \cdot C_v \cdot C_b \quad (3.99)$$

em que:

- C_b Fator de correção para rigidez da camada de apoio da base.

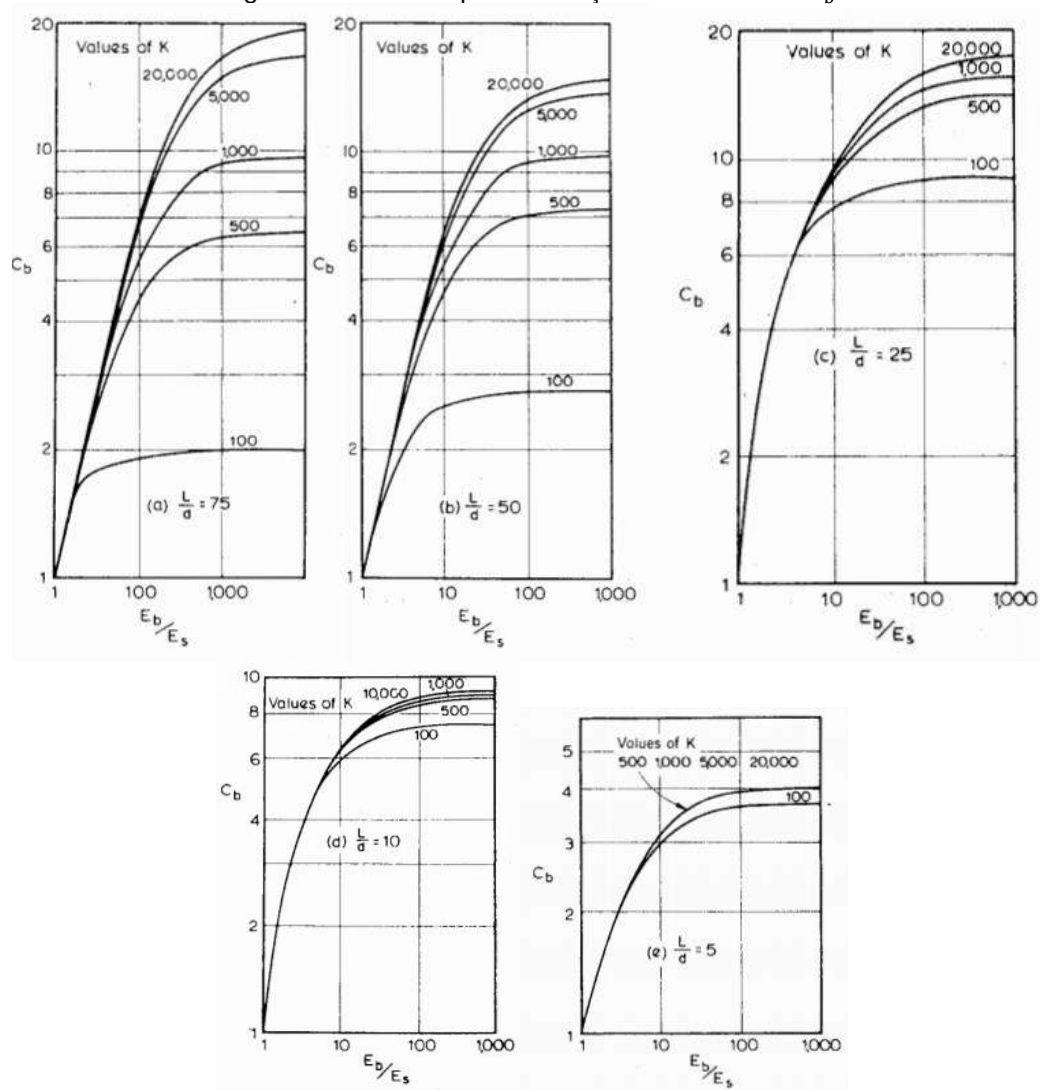
Figura 31 – Ábacos para obtenção de β_0 , C_K e C_v





Fonte: Poulos e Davis (1980)

Figura 32 – Ábacos para obtenção do coeficiente C_b .



Fonte: Poulos e Davis (1980)

O encurtamento elástico da estaca para os autores (Poulos e Davis, 1980) é dado por:

$$\rho_e = \frac{P \cdot L}{A_p \cdot E_p} \quad (3.100)$$

4 ÁREA DE ESTUDO

Este capítulo é destinado à apresentação da área em estudo. Serão apresentadas, além da localização com uma breve caracterização geológico-geotécnica da região, as sondagens realizadas (antes e após a terraplenagem da região), bem como os dados das provas de carga estática à compressão realizadas em estacas tipo hélice contínua e tipo raiz e os dados dos ensaios à compressão simples realizados em amostras de rochas.

4.1 LOCALIZAÇÃO

A área em estudo representa parte das instalações da Refinaria Abreu e Lima (RNEST), localizada no município de Ipojuca, em Pernambuco e faz parte do Complexo Industrial de Suape. A localização do município de Ipojuca é apresentada na Figura 33.

Figura 33 – Localização do Município de Ipojuca/PE



(Adaptado de <https://maps.google.com.br/maps>, acesso em 09/02/2018)

A importância da RNEST pode ser avaliada a partir da publicação em sítio eletrônico da Petrobras, abaixo reproduzido:

A Refinaria Abreu e Lima (RNEST) iniciou suas operações em 2014 com o primeiro conjunto de unidades (Trem I), 34 anos depois de construirmos a última refinaria. Está localizada no Complexo Industrial Portuário de Suape, distante 45 km do Recife, em Pernambuco.

É a mais moderna refinaria que já construímos e já contribui para atendermos a demanda nacional por derivados de petróleo. Dentre todas as refinarias brasileiras, A RNEST apresenta a maior taxa de conversão de petróleo cru em diesel (70%), combustível essencial para a circulação de produtos e riquezas do país.

A refinaria conta com avançadas tecnologias de refino e é a nossa unidade com maior nível de automação. Sua concepção foi projetada para atender a diretrizes de categoria internacional e contempla tecnologias que respeitam o meio ambiente, com destaque para o alto nível de confiabilidade e desempenho, atendimento à qualidade dos produtos, baixo custo de manutenção, baixo consumo energético, uso otimizado de água e a máxima segurança operacional.

Endereço: Rodovia PE 60, Km 10 - Ipojuca - PE | Telefone: (81) 3879-3934

Características técnicas

A RNEST foi projetada com dois conjuntos de unidades de refino independentes para a flexibilidade na utilização de vários tipos de petróleo com maior confiabilidade operacional.

- Capacidade de processamento: 230 mil barris de petróleo por dia
- Produção: focada em diesel (70%). A refinaria foi projetada para produzir diesel com baixo teor de enxofre de acordo com os rígidos padrões internacionais, o Diesel S-10 (concentração de 10 partes por milhão de enxofre). Dentre as principais vantagens ambientais do Diesel S-10 está a redução em até 80% das emissões de material particulado e em até 98% das emissões de óxidos de nitrogênio.
- Produtos: Diesel S-10, nafta, óleo combustível, coque, GLP (Gás liquefeito de petróleo).

Dados técnicos básicos da refinaria

Com os dois conjuntos de refino operando, a Refinaria Abreu e Lima contará com as seguintes unidades:

- Duas unidades de destilação atmosférica (UDA)
- Duas unidades de coqueamento retardado (UCR)
- Duas unidades hidrotratamento de diesel (HDT-D)
- Duas unidades hidrotratamento de nafta (HDT-N)
- Duas unidades de geração de hidrogênio (UGH)
- Duas unidades de abatimento de emissões (SNOX)

O projeto também prevê unidades de utilidades auxiliares e facilidades logísticas.

Mercados atendidos

A RNEST já refina petróleo e produz derivados para o mercado, desde dezembro de 2014. A nova refinaria tem como objetivo principal produzir óleo diesel e viabilizar o atendimento da demanda de derivados da região Norte e Nordeste, com redução das importações.

Fonte¹¹: <http://www.petrobras.com.br> (acesso em 04/04/2018)

Dentre os diversos tipos de fundações envolvidos na execução do empreendimento (área em destaque da Figura 34), a área em estudo possui mais de 40 mil metros de estacas, principalmente do tipo hélice contínua (diâmetros entre 40 cm a 60 cm) e do tipo raiz, esta última com trecho em maciço rochoso em boa parte das estacas executadas (diâmetros de 40 cm e 30cm, com redução de 10 cm para o trecho em rocha).

Figura 34 – Vista aérea 1, área de estudo em destaque



Fonte: Google Earth Pro (acesso em 04/04/2018)

Conforme pode ser visualizado com o auxílio da Figura 35, tratam-se de estruturas de grande porte, para suporte de equipamentos com altos volumes de processamento e armazenamento, além das estruturas de suporte de tubulação,

¹¹ <http://www.petrobras.com.br/pt/nossas-atividades/principais-operacoes/refinarias/refinaria-abreu-e-lima.htm>

elétrica e instrumentação, compostas por vigas e colunas (*pipe racks*) distribuídos por todo o empreendimento.

Figura 35 – Vista aérea 2, área de estudo



Fonte: oglobo.globo.com¹²

4.2 METODOLOGIA DA PESQUISA

O início deste trabalho partiu da pesquisa teórica sobre os temas envolvidos. A definição da área de estudo foi feita com base na quantidade de dados disponíveis.

Montou-se um pequeno banco de dados, com as informações das sondagens à percussão e das sondagens rotativas executadas no local. Nesta base de dados, foram inseridas as informações referentes à locação dos furos de sondagens (coordenadas norte e leste e elevação da boca do furo), bem como as informações pertinentes à caracterização do maciço analisado: NSPT e classificação do solo, para as sondagens à percussão, e os coeficientes de alteração, fratura, recuperação e RQD para as sondagens mistas e/ou rotativas. A cota de término das sondagens também foi apontada na base de dados.

¹² https://ogimg.infoglobo.com.br/brasil/13202870-130-31d/GEOMIDIA/375/x2014-727041181-2014-725829703-2014062089438.jpg_20140620.jpg_20140624.jpg.pagespeed.ic.077FcPruF0.jpg

Conforme apresentado por Bastos e Zuquette (2002, apud Soares, 2011), bancos de dados tem se mostrado instrumentos de gestão importantes no armazenamento e tratamento das informações, com potencial para serem largamente utilizados em diversas áreas.

Coutinho et. al. (1996) montaram um banco de dados (planilha eletrônica em Excel com macros¹³) com dados das argilas orgânicas, moles e médias, a partir das informações provenientes de ensaios de campo e laboratoriais realizados na região metropolitana de Recife. Este banco de dados é constantemente atualizado no GEGEP/UFPE.

Soares (2011) estruturou um sistema de apoio à tomada de decisões em ambiente de SIG (Sistema de Informação Geográfica), a partir da implementação de um banco de dados geológico-geotécnicos da cidade de João Pessoa/PB com os dados provenientes de 529 furos de sondagens à percussão com SPT.

As sondagens mapeadas foram realizadas por empresas distintas, tanto no terreno natural quanto no terreno após a terraplenagem. As sondagens realizadas sobre o terreno natural foram realizadas entre 2007 e 2008, por três empresas distintas. As sondagens sobre o terreno terraplanado foram realizadas entre 2009 e 2011, também por três empresas distintas.

De forma a auxiliar a análise da variabilidade do perfil da área de estudo, foram confeccionados mapas em 3D, com o auxílio do software AutoCAD. Os mapas 3D confeccionados representaram a superfície natural do terreno (antes da realização da terraplenagem da área) e a superfície impenetrável ao trépano (superfície montada a partir dos dados das sondagens SPT, quando a sondagem foi interrompida por obtenção de material impenetrável ao trépano).

Uma vez que houve sondagens realizadas antes e após a realização da terraplenagem da região, apresentou-se um comparativo de sondagens próximas realizadas nestes dois momentos, em áreas que sofreram corte e em áreas que sofreram aterro. O objetivo destas comparações foi a verificação de possíveis variações nas tensões em regiões que sofreram aterro e o alívio de tensões ocorrido em regiões que sofreram corte (representadas por variações no N_{SPT} médio da área analisada).

¹³ Macros são rotinas desenvolvidas em linguagem Visual Basic.

Os dados das sondagens à percussão foram, também, utilizados para a previsão da capacidade de carga das estacas, com base em alguns métodos semi-empíricos, a exemplo dos métodos de Aoki-Velloso-Monteiro (1975, 1997), Décourt-/Quaresma (1978, 1992) e David Cabral (1986). Os dados das sondagens mistas/rotativas foram utilizados para caracterização do maciço rochoso encontrado na região e, em conjunto com os dados de resistência à compressão simples das rochas, foram utilizados nos métodos semi-empíricos para previsão da capacidade de carga das estacas no trecho em maciço rochoso, com base na resistência à compressão simples da rocha.

Foram realizadas provas de carga estática nas estacas da área de estudo, para validar o coeficiente de segurança ($FS = 2,0$), conforme prescrições da norma brasileira de fundações (NBR-6122, ABNT, 2010), isto é, foram realizadas provas de carga no total de 1% das estacas executadas. Os ensaios foram do tipo lento, executados conforme a NBR 12131 (ABNT, 2006).

O carregamento foi realizado em 10 (dez) estágios de carga, correspondente, cada um, a 20% da carga de trabalho da estaca. Após aplicação da carga de cada estágio a deformação foi lida imediatamente, seguindo-se de leituras realizadas depois de decorridos dois, quatro, oito, quinze e trinta minutos. Caso as deformações não fossem estabilizadas nesse período, realizava-se leituras a cada hora a partir da aplicação da carga até que os deslocamentos fossem estabilizados. Depois de concluído o carregamento, a carga máxima foi mantida por um período mínimo de 12 (doze) horas, após o qual iniciava-se o descarregamento em 05 (cinco) estágios, com leituras das deformações realizadas com tempos iguais aos do carregamento (até atingir-se o 15º minuto e estabilidade das deformações).

A aplicação da carga das provas de carga foi realizada a partir de conjunto de bomba e macaco hidráulico (com capacidade compatível com o ensaio realizado), atuando contra sistema de reação estável (duas ou quatro estacas com as mesmas características da estaca ensaiada e com transferência da carga do macaco hidráulico para os elementos de tração por meio de vigas metálicas. As leituras da carga aplicada foram realizadas por meio de célula de carga posicionada acima do macaco hidráulico.

Apresentou-se o resultado da análise de 71 (setenta e uma) provas de carga estática à compressão, realizadas até o limite de 200% da carga de trabalho. Destas provas de carga, 18 (dezoito) foram referentes à estacas hélice contínua, 8 (oito) foram

referentes à estacas tipo raiz executadas totalmente em solo e 45 (quarenta e cinco) foram referentes a estacas raiz parcialmente embutidas em maciço rochoso. Foram identificadas 8 (oito) provas de carga estática à tração, mas estas não foram analisadas.

As previsões da capacidade de carga das estacas obtidas a partir da aplicação dos métodos semi-empíricos foram comparadas com a carga de ruptura (convencionada ou extrapolada) obtida a partir de métodos para análise das curvas carga vs recalque obtidas em provas de carga estáticas realizadas nas estacas executadas. Os recalques (total e elástico) obtidos nas provas de carga foram comparados com os recalques previstos a partir da metodologia proposta por Cintra e Aoki (2010) e Poulos e Davis (1980).

Por fim, passou-se então à realização de análises geoestatísticas (krigagem ordinária). As análises foram realizadas com o objetivo de se prever a superfície impenetrável ao trepano, a partir das sondagens à percussão, bem como para gerar superfícies com resistência específica (superfície representada por um N_{SPT} específico de interesse). Para estas análises, utilizou-se a malha de sondagens realizadas antes da realização da terraplenagem, por tratar-se de malha praticamente regular (40 m x 40 m), com 256 (cento e sessenta e quatro) sondagens. As repetições das sondagens não foram consideradas nas análises (de forma a não alterar a média e mediana dos dados, com dados repetidos em uma mesma região).

As análises geoestatísticas foram realizadas com o auxílio dos softwares ArcGis e SGeMS. A utilização do SGeMS teve como premissa apontar que existem softwares livres que permitem a realização das análises geoestatísticas, de forma simples e cujos resultados auxiliam o engenheiro quanto à tomada de decisões acerca de regiões não investigadas.

4.3 BANCO DE DADOS E ARQUIVO CAD

Devido à quantidade de dados envolvidos na pesquisa e visando facilitar a rápida manipulação e rastreabilidade dos dados, montou-se um banco de dados, composto por planilhas em Microsoft Excel, com as principais informações pertinentes ao estudo.

A primeira planilha contemplou as informações referentes às sondagens executadas antes da terraplenagem da área. Uma segunda planilha foi montada com as informações das sondagens executadas após a terraplenagem. Estas planilhas foram montadas com as informações que permitiam a identificação da sondagem na área de estudo (nome, coordenadas e elevação da cota da boca do furo), além das informações da caracterização do maciço (SPT e nível d'água os para solos e coerência, fratura, alteração e RQD para rochas, além da caracterização do material).

Uma última planilha foi montada com os dados das provas de carga estática executadas nas estacas da área de estudo, contendo as informações que permitissem a identificação da prova de carga e localização na área de estudo (nome e coordenadas), cargas de ensaio, quantidade de estacas de reação, carga máxima atingida no ensaio, e os deslocamentos máximos e residuais obtidos na prova de carga. Apontaram-se, também, as sondagens mais próximas às provas de carga realizadas.

As informações referentes à localização das sondagens (antes e após a terraplenagem da região), bem como das provas de carga realizadas foram montadas em arquivo AutoCAD (formato *.dwg), de forma a possibilitar a identificação visual dos dados e facilitar as análises.

4.4 ASPECTOS GEOLÓGICOS-GEOTÉCNICOS

As informações gerais sobre os aspectos geológicos-geotécnicos do município de Ipojuca foram obtidas a partir da Carta Geotécnica e de Suscetibilidade a Processos Geológicos do Município de Ipojuca/Pernambuco (Pfatzgraff, 1998).

Do ponto de vista geológico, encontram-se 4 (quatro) unidades geológicas no município de Ipojuca:

- Complexo Gnáissico-Migmático: composto, predominantemente, por ortognaisses e gnaisses milonitizados
- Rochas Granitóides: constituídos por cinco tipos petrográficos: biotita granitos, biotita granitos portifíricos, muscovita-biotita-granitos, quartzo-sienitos e leucogranitos
- Grupo Pernambuco: engloba litologias de origem sedimentar e vulcânica e está constituído pelas Formações Cabo, Estiva, Algoduais (origem

sedimentar) e Ipojuca (origem vulcânica, principalmente andesitos, basaltos, riolitos e traquitos

- Coberturas Quaternárias: constituídas por sedimentos inconsolidados.

A área do município de Ipojuca próxima ao litoral é composta por sedimentos recentes, com cotas topográficas baixas e grandes áreas planas. Por conta disto, esta área está sujeita a inundações e possui camadas sedimentares com baixa capacidade de carga (argilas orgânicas e turfas).

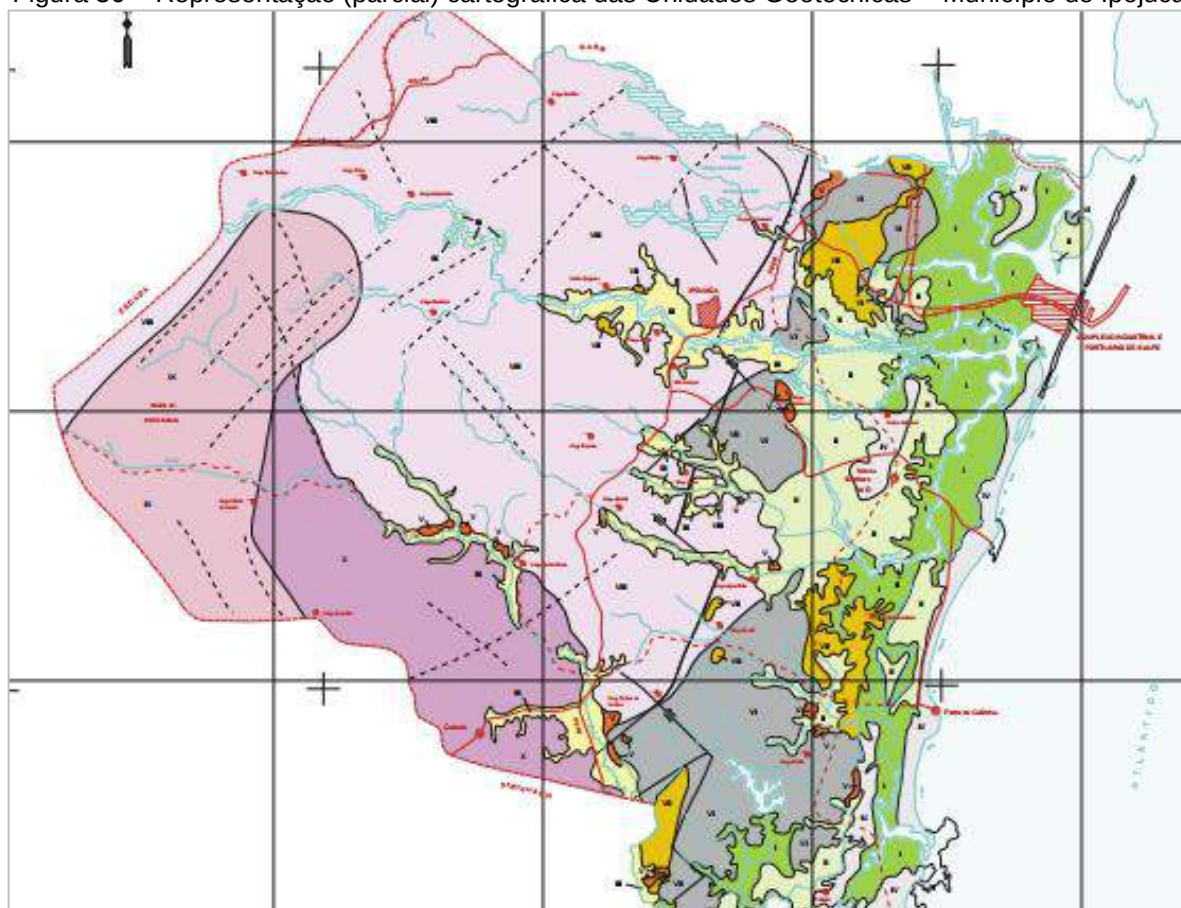
Em relação às características geotécnicas, para efeito de estudos, a Carta Geotécnica e de Suscetibilidade a Processos Geológicos do Município de Ipojuca/Pernambuco Pftzgraff (1998) apresenta o município de Ipojuca dividido em duas grandes áreas: Bacia do Cabo e Terrenos Cristalinos.

A Bacia do Cabo é formada por diferentes litologias (conglomerados, calcários, rochas vulcânicas, arenitos, argilitos e sedimentos inconsolidados). Em relação às rochas vulcânicas, são apresentadas principalmente na forma de derrames, *sills* e diques e encontram-se bastante alteradas na maioria dos casos, o que origina materiais argilosos. Quando estas rochas afloram na superfície em forma de morros, são encontradas pouco alteradas, com poucas fraturas e com elevada resistência.

As rochas cristalinas ocorrem principalmente na parte norte, central e extremo oeste do município de Ipojuca. São encontradas, geralmente, intemperizadas e cobertas por espessa camada de solo argiloso.

A Figura 36 apresenta a carta geotécnica e de suscetibilidade a processos geológicos (Pftzgraff, 1998), com as legendas apresentadas na Figura 37. Nesta carta, as áreas I a VII são referentes à formação da Bacia do cabo, enquanto as áreas VIII a X são referentes aos Terrenos Cristalinos.

Figura 36 – Representação (parcial) cartográfica das Unidades Geotécnicas – Município de Ipojuca



Fonte: Pfatzgraff (1998)

Figura 37 – Representação cartográfica das Unidades Geotécnicas – Município de Ipojuca - Legenda

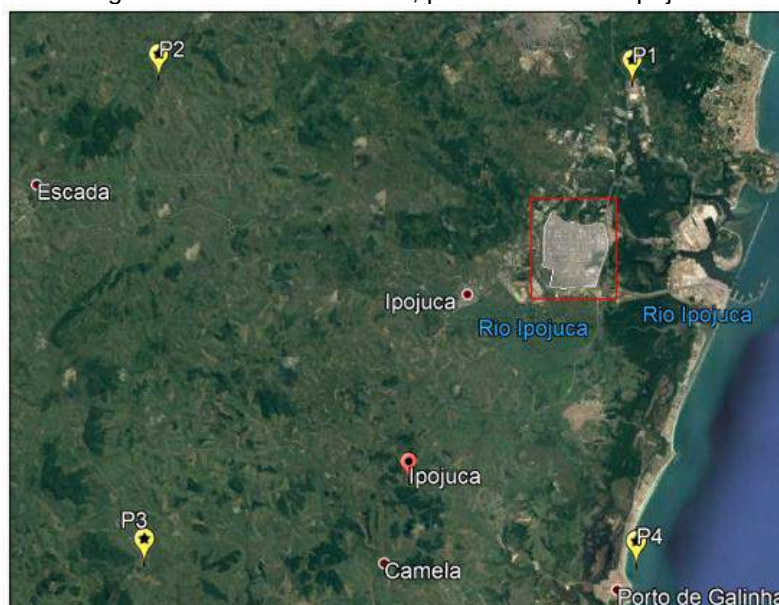
BACIA DO CABO	
I	Áreas com substrato formado por sedimentos de mangues (areias finas, siltes, argilas e matéria orgânica), presença de camadas de argila orgânica com baixa capacidade de carga, declividade < 2%, periodicamente inundável. Áreas de preservação, com possível utilização para o turismo ecológico nas áreas com cobertura vegetal preservada.
II	Área formada por sedimentos recentes (areias, argilas e siltes), de origem flúvio-lagunar, com camadas de argila com baixa capacidade de carga e depósitos de turfas, declividade < 2%, nível freático raso e sujeita a inundações. Uso possível para agricultura.
III	Área formada por sedimentos aluviais (areias, siltes, argilas e cascalhos), substrato com razoável capacidade de carga, nível freático raso, declividade < 2%, pouco sujeita a inundação. Uso possível para agricultura e ocupação urbana planejada.
IV	Área formada por sedimentos marinhos (areias), boa capacidade de carga, nível freático raso (em torno de 3 metros), declividade < 2% e remotas possibilidades de inundação. Uso indicado para ocupação urbana planejada e projetos de interesse turístico.
V	Áreas com depósitos de talus ou colúvio, declividade entre 2 e 5%, sujeita a processos de erosão e instabilidade. Áreas de preservação.
VI	Áreas com substrato arenoso/areno-argiloso, nível freático em torno de 5 metros, boa capacidade de carga, declividade em torno de 5 a 10%, suscetível a erosão. Uso agrícola planejado.
VII	Áreas com substrato predominantemente argiloso (origem vulcânica), boa capacidade de carga e declividade entre 10 e 20%. Uso agrícola planejado.

TERRENOS CRISTALINOS	
VIII	Áreas com cobertura de solo residual argiloso a argilo-siltoso (espessura variando de 10 a 15 metros), presença de blocos de rocha envolvidos em solo, boa capacidade de carga, declividade em torno de 20%, nível freático próximo dos 4 metros, pouco suscetível a erosão devido a constituição granulométrica do solo. Boa estabilidade para cortes. Uso possível para agricultura e ocupação urbana restrita.
I X	Áreas com predomínio de afloramentos rochosos, presença de matacões de dimensões decamétricas, pequena espessura de solo, declividade > 35%, sujeita a quedas e desmoronamento de blocos, com boa estabilidade para corte nos afloramentos e estabilidade relativa nas áreas com presença de blocos. Uso possível para mineração (de acordo com a legislação) e preservação.
X	Áreas com solo residual siltico-arenoso com espessura variando entre 5 a 10 metros, presença de matacões com dimensões métricas, declividade 20-35%, nível freático em torno de 4 metros, estabilidade razoável para cortes, suscetível a erosão. Possível uso para agricultura planejada (de acordo com a legislação nas áreas com declividade menor que 30%).

Fonte: Pfaltzgraff (1998)

A área de estudo foi localizada geograficamente com o auxílio da ferramenta Google Earth, conforme indicado na Figura 38. Os pontos P1, P2, P3 e P4 representam a grade contida no Mapa Geológico da Região Metropolitana do Recife (Pfaltzgraff, 2007, pg.136), utilizada para posicionar a área de estudo.

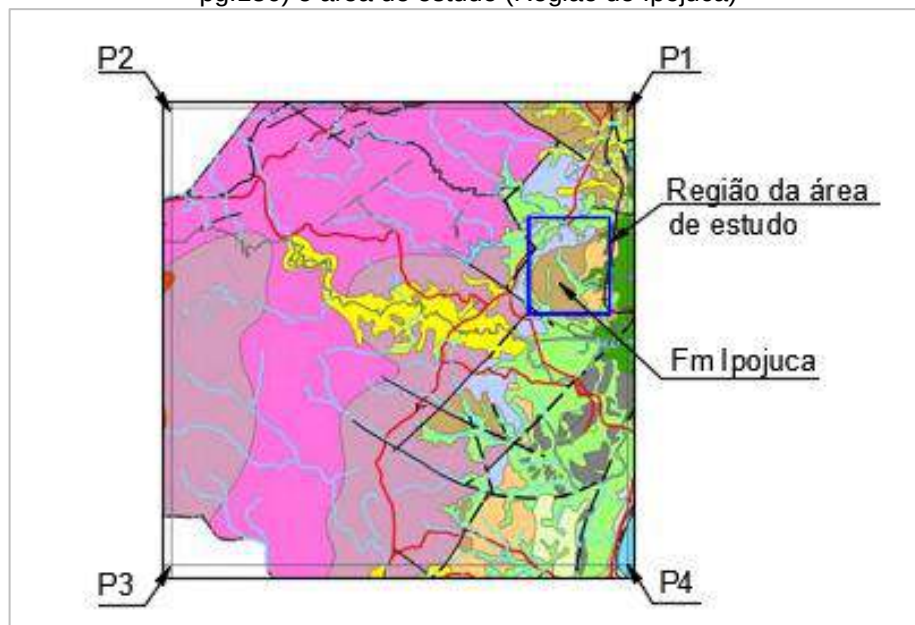
Figura 38 – Área de Estudo, proximidades de Ipojuca



Fonte: Adaptado de Google Earth

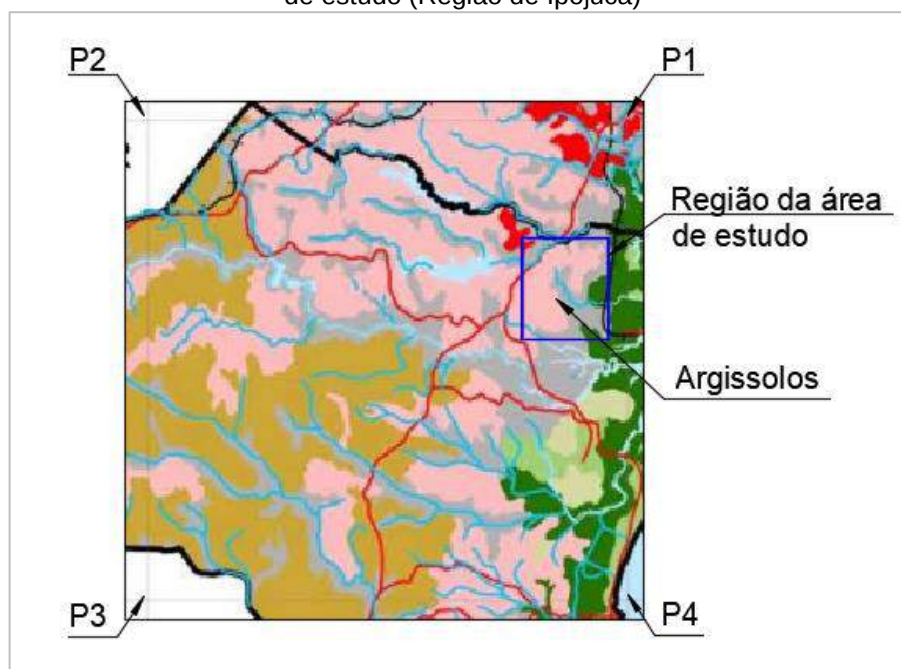
A partir do mapa gerado por Pfaltzgraff (2007), a área de estudo é localizada, predominantemente, na unidade geológica FM Ipojuca (Figura 39), suíte vulcânica (riólitos, traquitos, basalto e granitos intrusivos), com classe de solos predominante de argissolos (Figura 40).

Figura 39 – Vista ampliada do Mapa Geológico da Região Metropolitana do Recife (Pfaltzgraff, 2007, pg.136) e área de estudo (Região de Ipojuca)



Fonte: Adaptado de Pfaltzgraff (2007, pg.136)

Figura 40 – Vista ampliada do Mapa das classes de solos da Região Metropolitana do Recife e área de estudo (Região de Ipojuca)

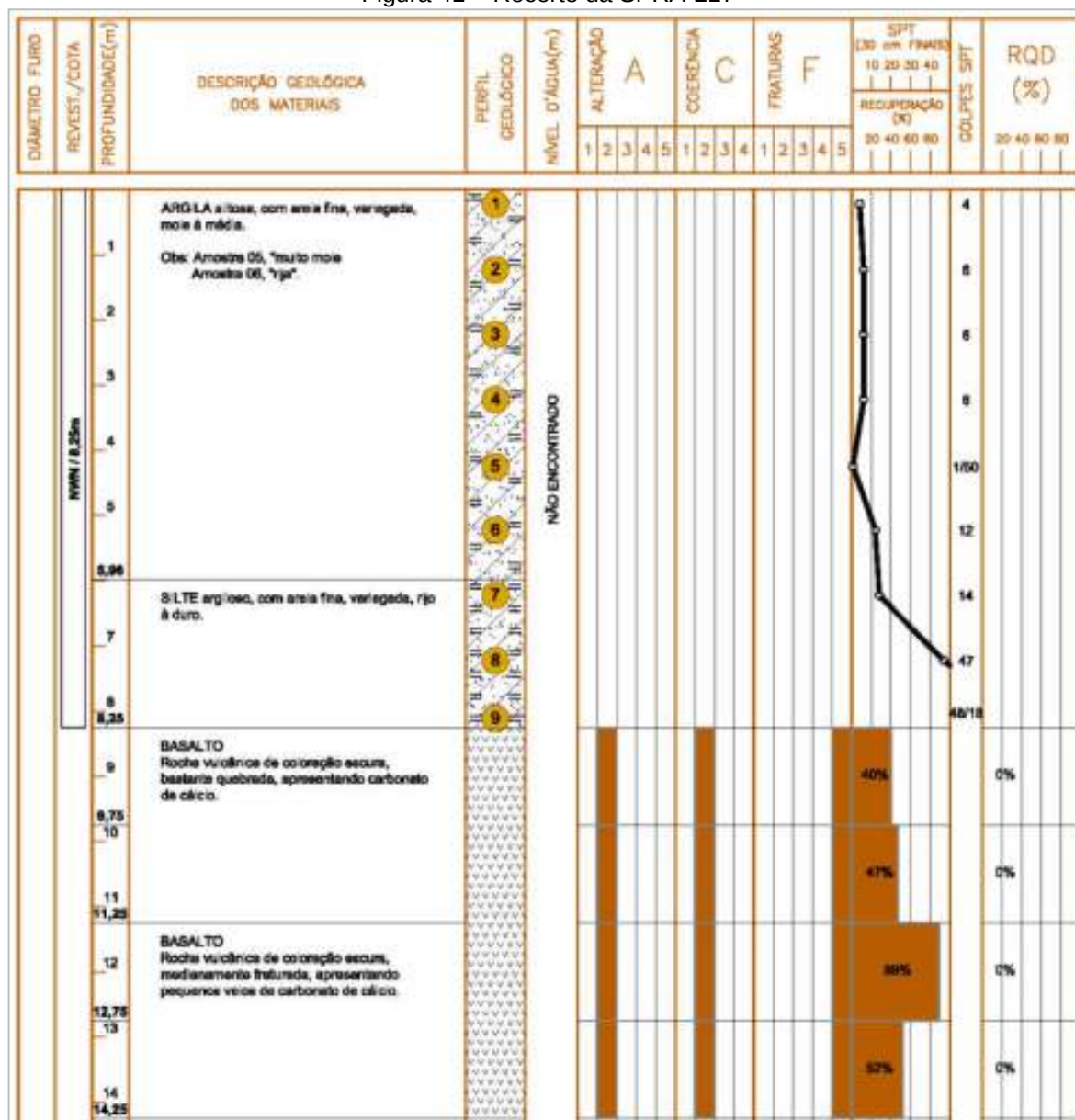


Fonte: Adaptado de Pfaltzgraff (2007, pg.139)

As sondagens realizadas na região foram condizentes com a caracterização geológica apresentada por Pfaltzgraff (2007), conforme será apresentado na sequência deste trabalho. Em relação aos maciços rochosos, foram encontradas rocha tipo basalto (Figura 41) e rocha tipo riólito (Figura 42). Em relação à alteração, as

rochas apresentaram-se pouco alterada a sã. Já em relação às fraturas, foram classificadas de medianamente a extremamente fraturadas. Em relação ao solo residual, observou-se a presença predominante de argila siltosa e silte argiloso (o que pode ser verificado pelos cortes apresentados nas Figura 47 e Figura 48, para um grupo de sondagens).

Figura 41 – Recorte da SPRA-217



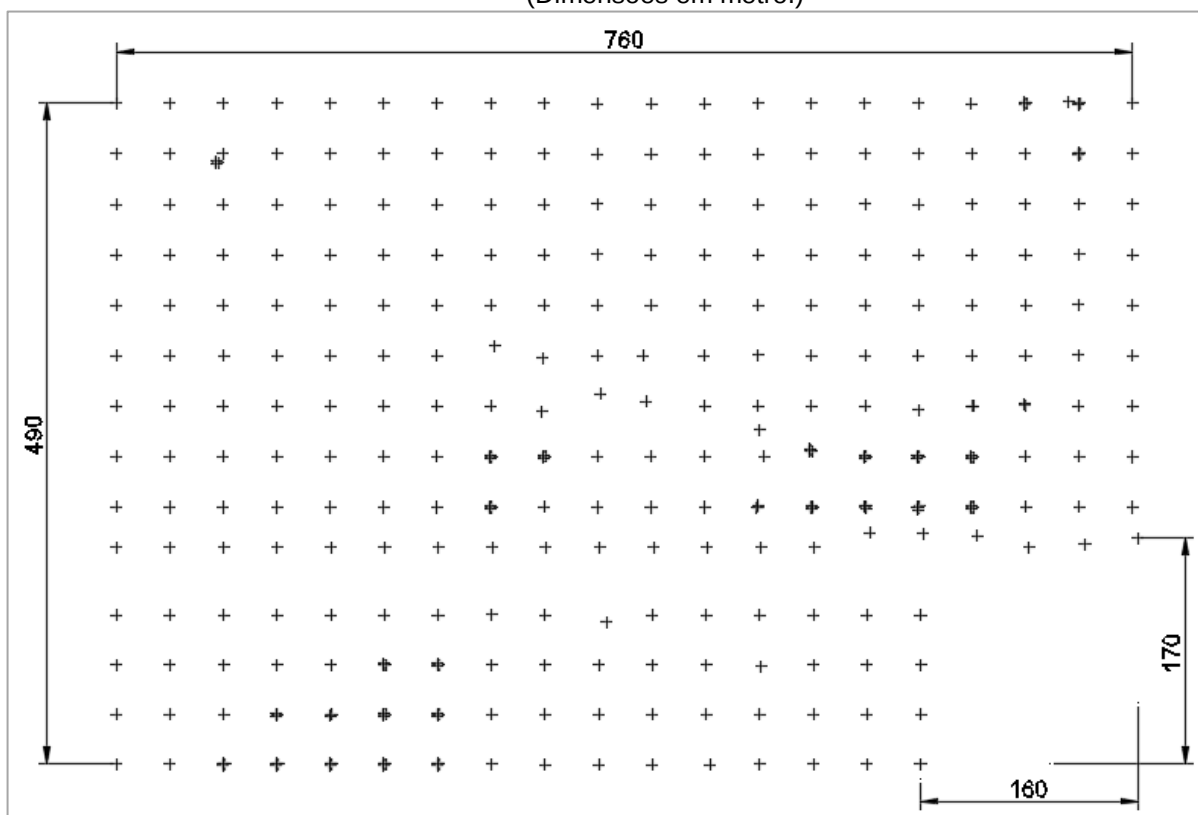
Fonte: Relatórios Internos.

4.5.1 Sondagens à Percussão com SPT

Antes da realização da terraplenagem da região, foram realizadas 264 (duzentas e sessenta e quatro) sondagens à percussão com SPT, dispostas em uma área de 760 m x 490 m em uma malha praticamente uniforme, com espaçamento de 40 m x 40 m. Para situações em que o impenetrável ao trépano foi, praticamente, superficial, houve a realização de três outras sondagens, distanciadas em 1,0 m da sondagem original (seguem representadas no banco de dados com o número da sondagem original acrescida das letras A, B e C).

A Figura 43 apresenta a disposição das sondagens à percussão realizadas em momento anterior à realização da terraplenagem.

Figura 43 – Pré-terraplenagem: Sondagens à Percussão, com SPT
(Dimensões em metro.)



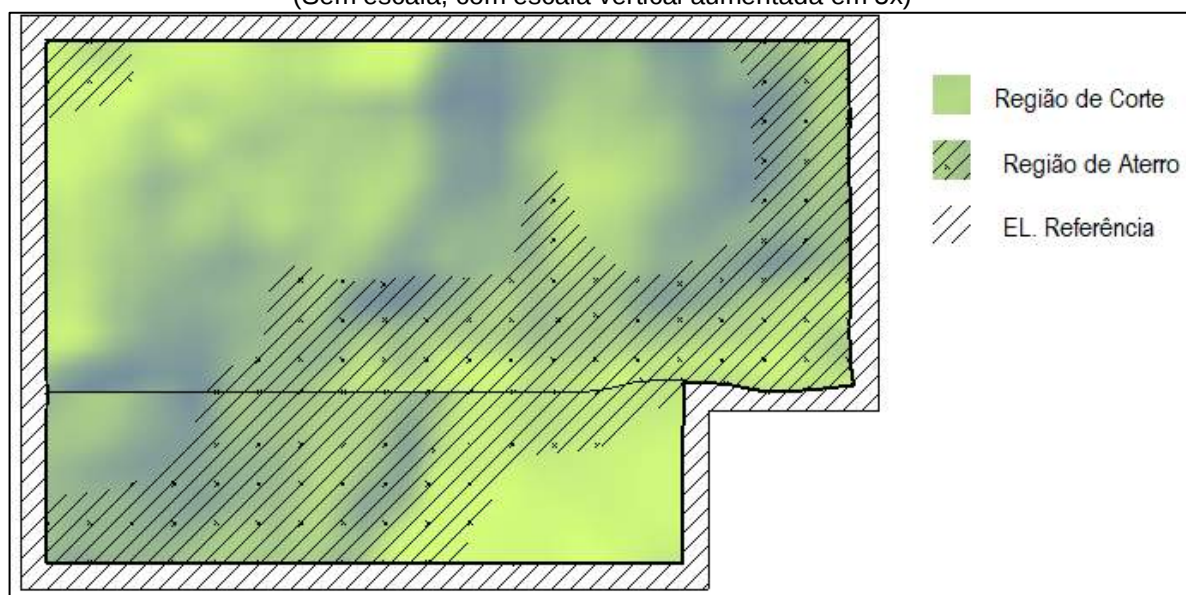
Fonte: Autora.

4.5.1.1 Superfície Representativa do Terreno natural

A partir da locação e das informações referentes a cota da boca do furo de cada sondagem à percussão, tentou-se reproduzir o perfil representativo do terreno

natural (de forma aproximada com o auxílio das ferramentas *spline* e *surface*¹⁴ do software AutoCAD). O resultado obtido segue apresentado na Figura 44, onde a região hachurada indica o platô de referência do empreendimento, objeto da terraplenagem¹⁵. Para que as elevações pudessem ser mais facilmente visualizadas, manteve-se a escala horizontal, enquanto a escala vertical do perfil gerado foi aumentada em 5 (cinco) vezes e a área em planta pode ser obtida na Figura 43. A Figura 45 apresenta a mesma representação do terreno natural, com uma vista em perspectiva.

Figura 44 – Perfil do terreno natural
(Sem escala, com escala vertical aumentada em 5x)



Fonte: Autora.

Apesar das ferramentas indicadas não oferecerem precisão dos valores intermediários (entre pontos de sondagens), a partir da análise das

Figura 44 e Figura 45, pode-se verificar que a terraplenagem da área envolveu tanto movimentação de terra para realização de cortes, quanto para movimentação de aterros, em grandes proporções.

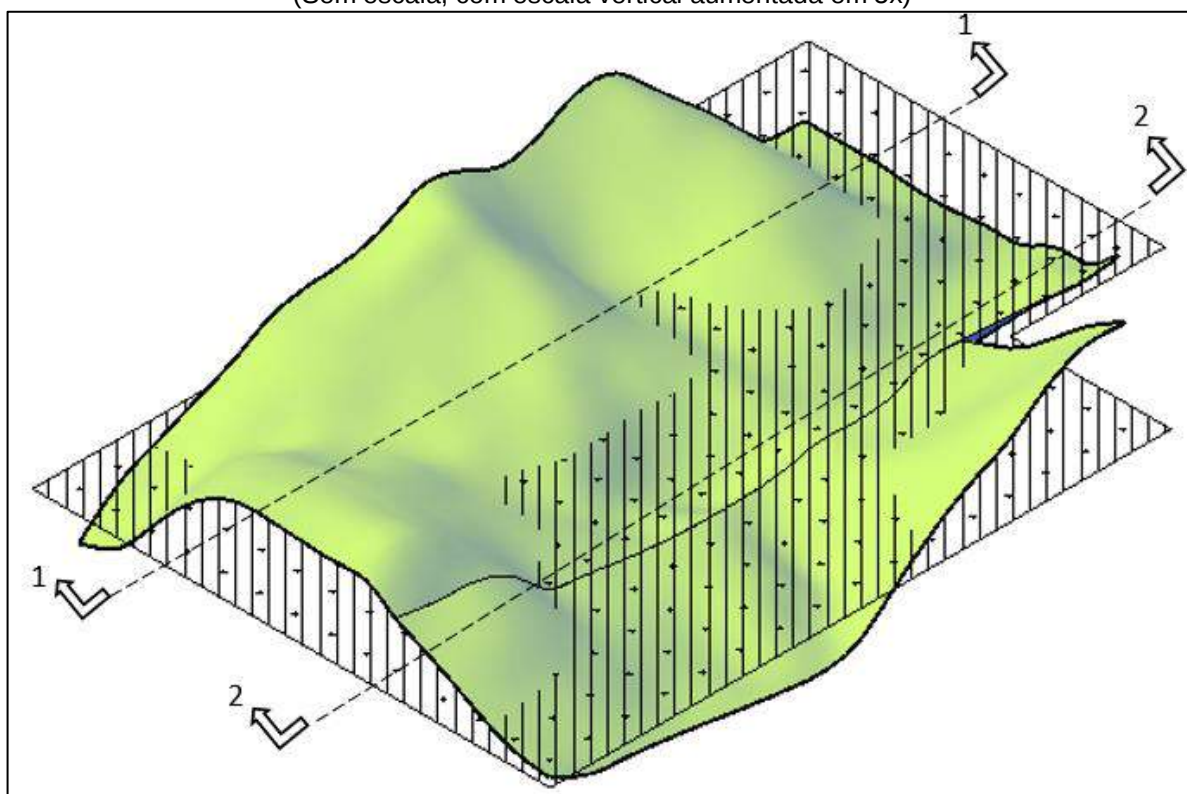
Dentre as 264 sondagens à percussão representativas da área de estudo antes da terraplenagem, 121 pontos foram realizados em região que sofreria aterro, com altura da camada do aterro variando entre 0,21 m a 12,55 m. Em relação aos pontos

¹⁴ *Spline*: Cria uma curva suave que passa através ou perto de um conjunto de pontos de ajuste, ou que é definido pelos vértices em um quadro de controle. *Surface*: Uma superfície é um objeto central do AutoCAD Civil 3D e pode ser referenciada por alinhamentos, parcelas e outros objetos ao longo do processo de design. Fonte: <https://knowledge.autodesk.com> (acesso em 08/04/2018).

¹⁵ A terraplanagem da região foi realizada para levar o platô de referência à elevação + 17,80 m.

de sondagens realizados em região que sofreria corte, foram realizadas 143 sondagens, com altura da camada de corte variando entre 0,17 m e 20,2 m.

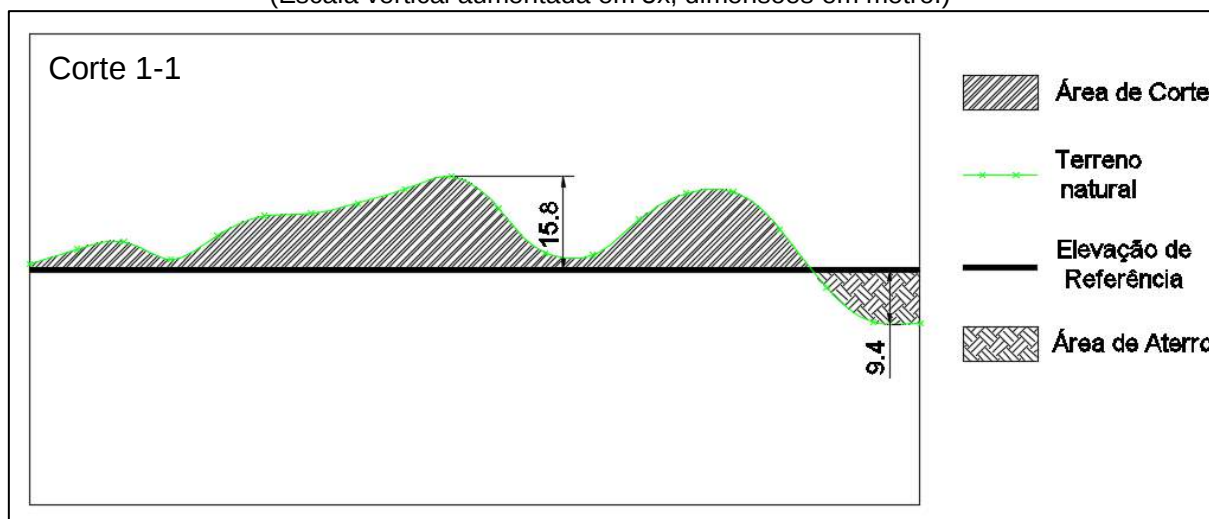
Figura 45 – Perfil do terreno natural – Vista em Perspectiva
(Sem escala, com escala vertical aumentada em 5x)



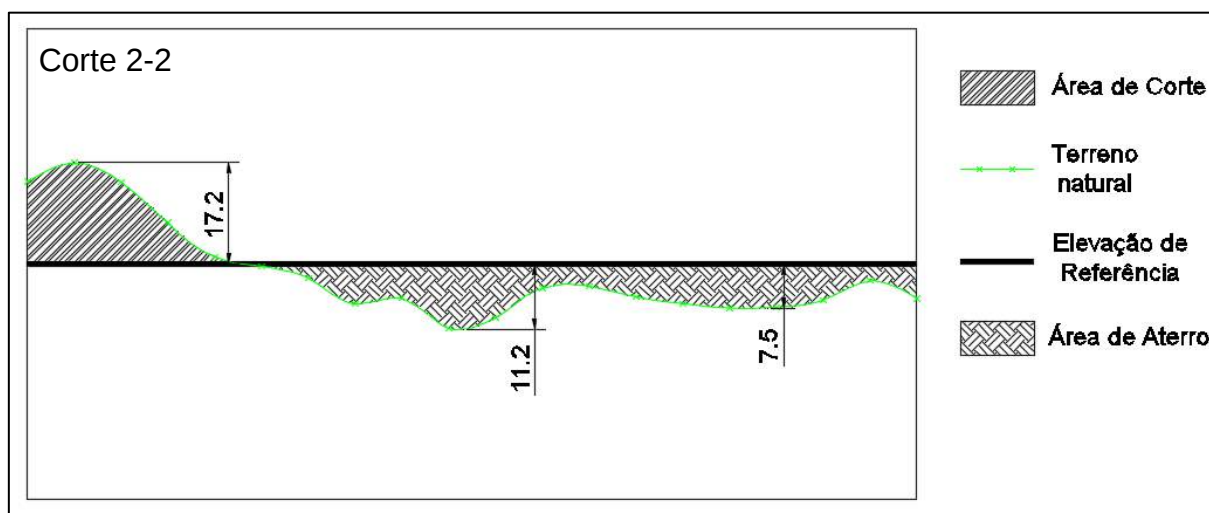
Fonte: Autora.

O corte 1-1 indicado na Figura 45 é ilustrado na Figura 46-a e contém uma faixa com 20 sondagens realizadas em área predominante de corte. Já a Figura 46-b ilustra o corte 2-2, também com uma faixa de 20 sondagens e realizado em área predominante de aterro.

Figura 46 – Perfil do terreno natural – Cortes 1-1 e 2-2
(Escala vertical aumentada em 5x, dimensões em metro.)



(a)



(b)

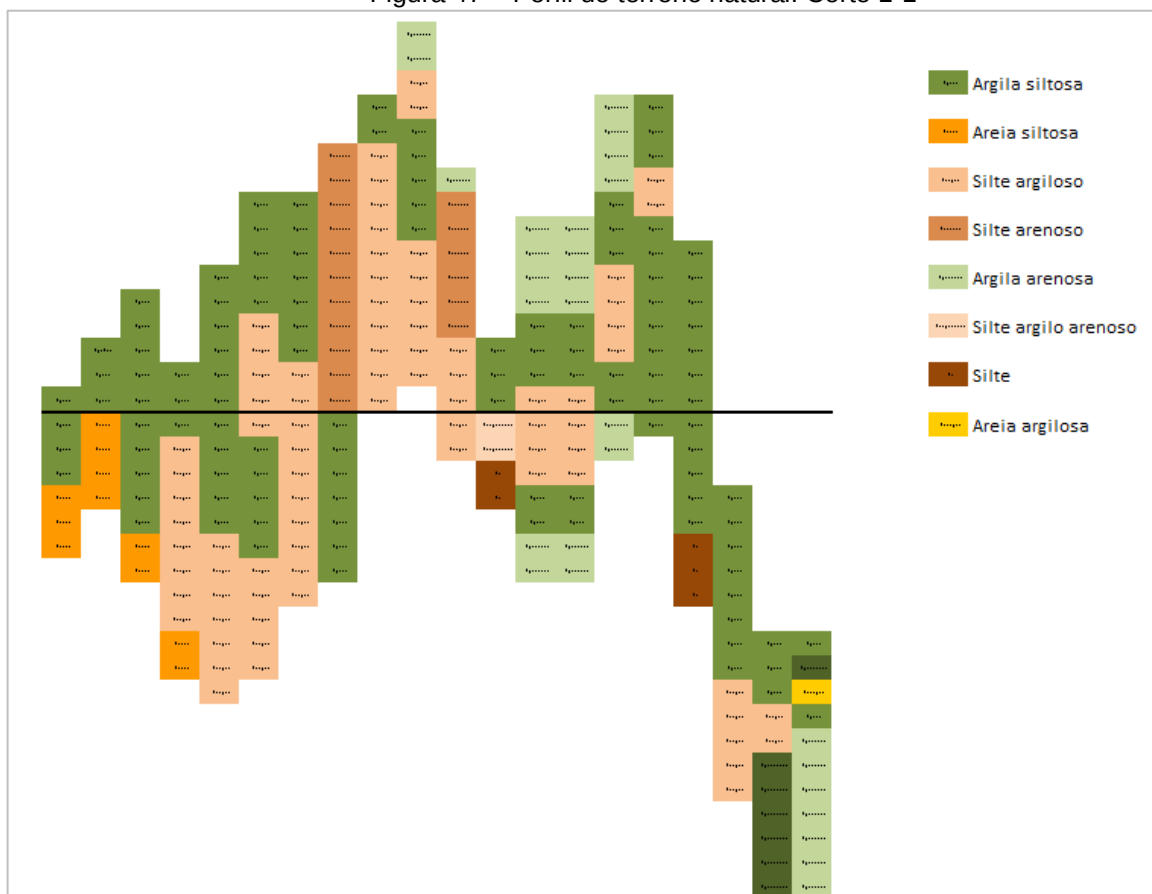
Fonte: Autora

4.5.1.2 Caracterização do terreno natural

Ainda com a utilização das informações contidas nas sondagens realizadas antes da terraplenagem, partiu-se para a caracterização do terreno natural a partir da descrição do material contida nestes relatórios. A análise dos relatórios de sondagens permitiu inferir que a camada mais superficial era composta por argila siltosa, seguida por uma camada de silte argiloso, ambas com espessuras variadas. Em poucos pontos, a camada superficial iniciava com argila arenosa para logo após surgir a camada de argila siltosa seguida do silte argiloso.

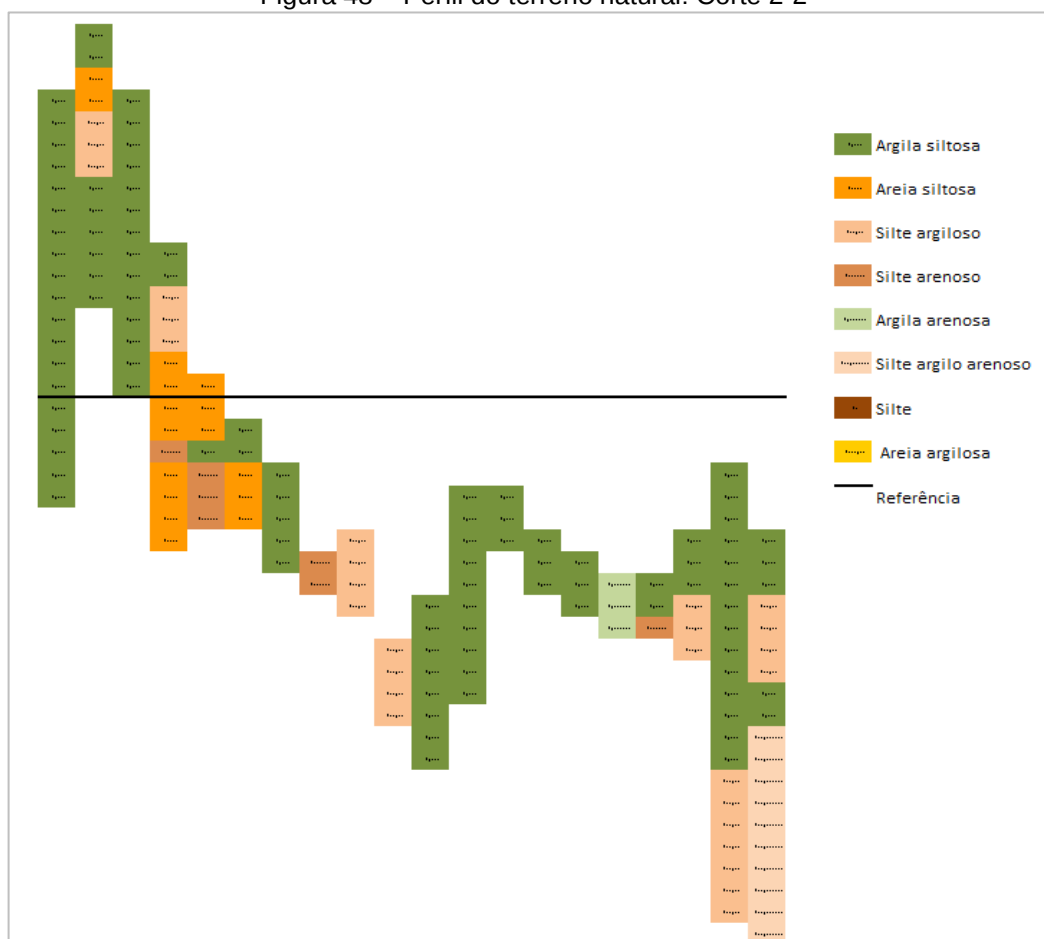
Um perfil aproximado do solo pode ser visualizado com o auxílio da Figura 47 e da Figura 48, que representam, respectivamente, os cortes 1-1 e 2-2 identificados na Figura 45. A linha em destaque representa o platô de implantação do empreendimento (cota do empreendimento após a realização da terraplenagem da região) e cada bloco representa o equivalente a 1,0 m de elevação.

Figura 47 – Perfil do terreno natural: Corte 1-1



Fonte: Autora.

Figura 48 – Perfil do terreno natural: Corte 2-2

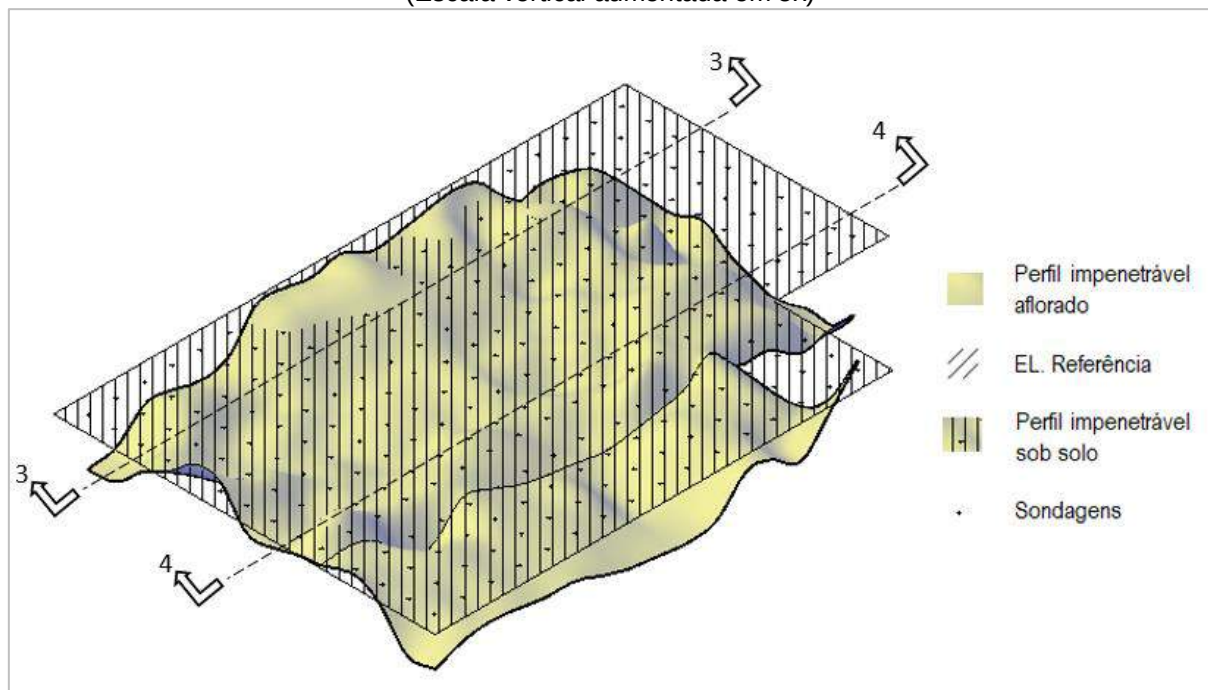


Fonte: Autora.

4.5.1.3 Superfície Representativa do Impenetrável ao trépano

Além da informação relativa ao terreno natural, foram utilizadas as cotas referentes à paralisação das sondagens por obtenção de material impenetrável ao trépano para, seguindo as mesmas premissas apontadas para a confecção do perfil do terreno natural, projetar a camada impenetrável ao trépano, ilustrada na Figura 49, onde a região hachurada indica o platô de referência. As dimensões da área podem ser obtidas na Figura 43.

Figura 49 – Perfil do terreno impenetrável ao trépano – vista em perspectiva.
(Escala vertical aumentada em 5x)

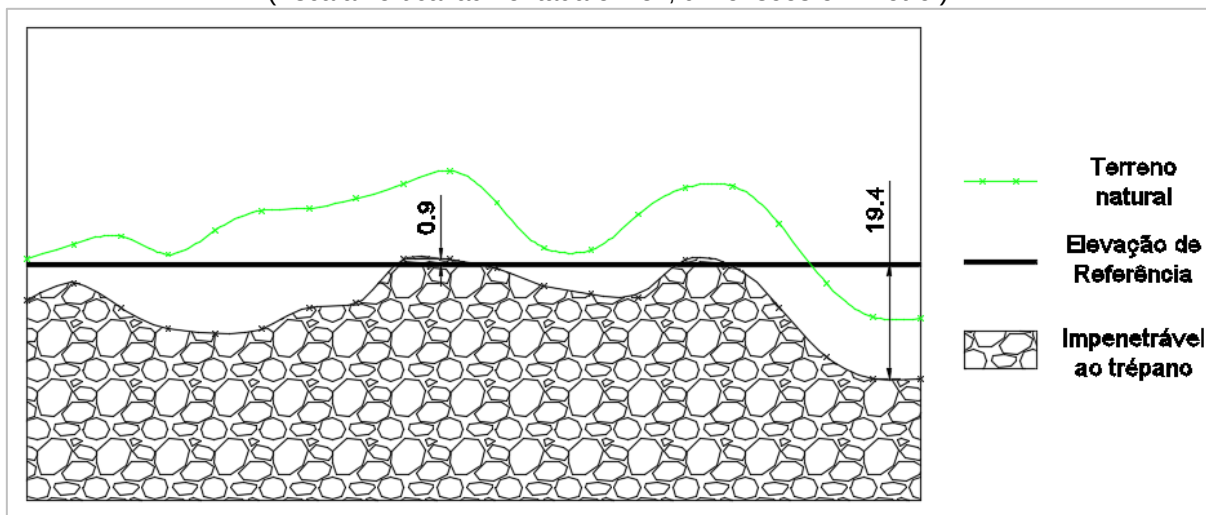


Fonte: Autora.

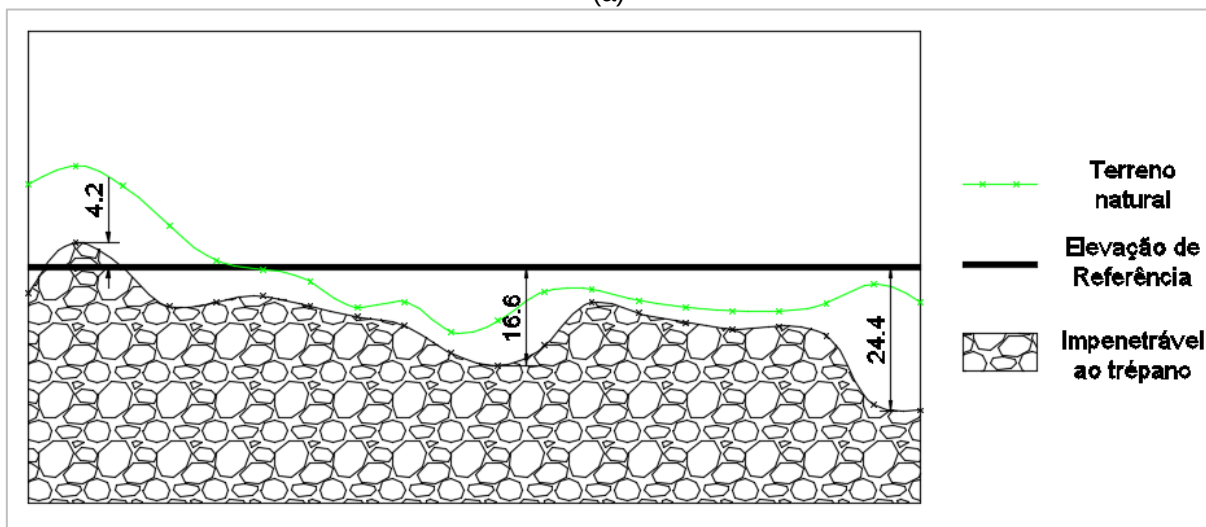
O perfil impenetrável ao trépano apresentou-se bastante irregular, em relação às elevações ocorridas. Observa-se que, em relação ao platô de referência, a superfície impenetrável obtida foi considerada aflorada em 20 sondagens, apresentando elevações de até 4,70 m. Para as sondagens em que o trecho impenetrável ao trépano ficou sob o platô de referência, houve camadas de solo de até 26,5 m. A Figura 50 apresenta os cortes 3-3 e 4-4, indicados na Figura 49, com o objetivo de ilustrar a irregularidade das elevações da superfície impenetrável ao trépano obtida a partir da metodologia anteriormente descrita.

Após a análise das informações em relação ao terreno natural e à profundidade da superfície impenetrável ao trépano obtidas a partir das sondagens à percussão, pode ser verificado que uma mesma faixa do empreendimento apresentou regiões que sofreram corte, regiões que sofreram aterro, regiões com o perfil impenetrável ao trépano superficiais ou sob pequenas elevações de solo, o que caracteriza a heterogeneidade da área em estudo, em relação às superfícies de trabalho obtidas. Este fato pode ser melhor entendido a partir da visualização da Figura 51.

Figura 50 – Perfil do terreno natural e da superfície impenetrável ao trépano – Cortes 3-3 e 4-4
(Escala vertical aumentada em 5x, dimensões em metro.)



(a)

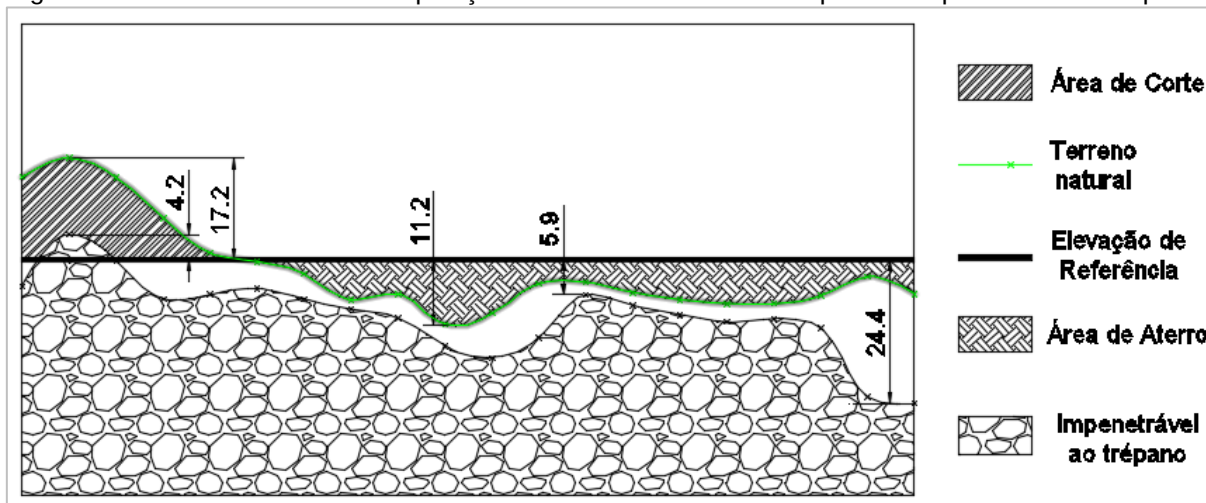


(b)

Fonte: Autora.

Com isso, para a faixa de aproximadamente 800 m com corte representado pela Figura 51 (20 pontos de sondagens distantes um do outro por 40 m), verifica-se, em relação ao platô de referência, que houve desde um afloramento da superfície impenetrável ao trépano (4,2 m) em regiões com altura de corte de 17,2 m e regiões com altura de aterro de 11,2 m. A posição do corte indicado na Figura 51 é referente à sobreposição dos cortes 2-2 e 4-4 indicados na Figura 45 e na Figura 49.

Figura 51 – Corte 2-2 e 4-4: Sobreposição do terreno natural e da superfície impenetrável ao trépano.

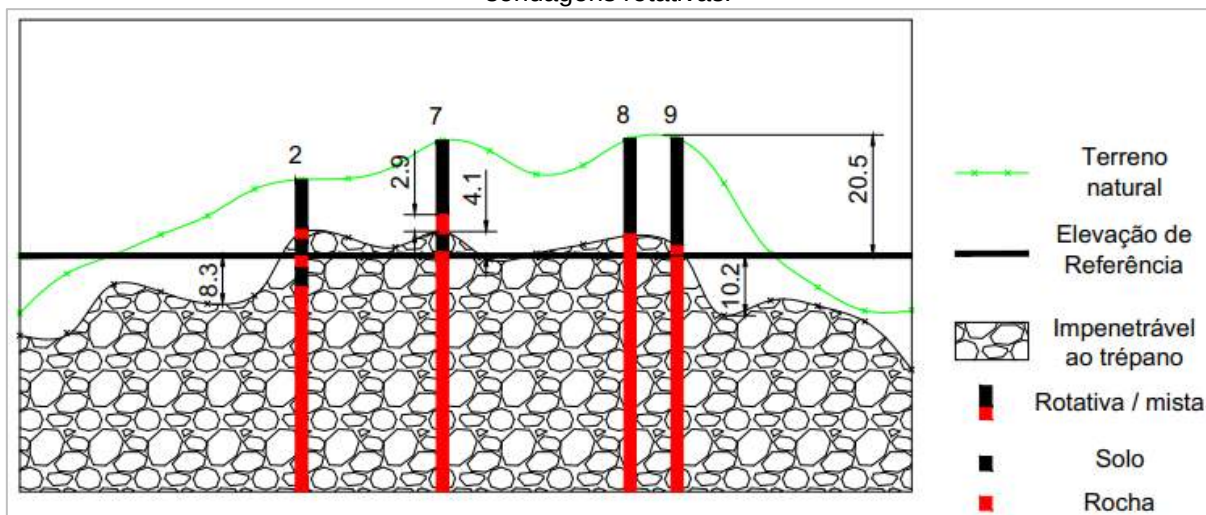


Fonte: Autora.

A Figura 52 apresenta o corte representativo da 1ª linha leste-oeste da área em estudo (Figura 43), em que foram representados o topo do terreno natural (cota da boca do furo) e o topo da superfície impenetrável ao trépano, a partir das informações contidas nas sondagens à percussão. A superfície de referência (EL. + 17,80) encontra-se também representada no corte indicado.

O topo do impenetrável como maciço rochoso foi confirmado a partir da sobreposição das sondagens mistas ao corte obtido a partir das sondagens rotativas (pontos 2, 7, 8 e 9 representados na Figura 53 do item a seguir). Contudo, pode-se verificar diferenças em alguns pontos. Em relação à sondagem do ponto “2”, em que houve camada de solo entre as camadas de rocha, o impenetrável ao trépano confirmado foi referente à primeira camada de solo indicada. Já em relação ao ponto “7”, houve uma diferença de 2,8 m entre a superfície impenetrável ao trépano e o topo do maciço rochoso. Os demais cortes encontram-se no Apêndice A.

Figura 52 – Corte 1-1: Superfície impenetrável ao trépano e topo do maciço rochoso a partir de sondagens rotativas.

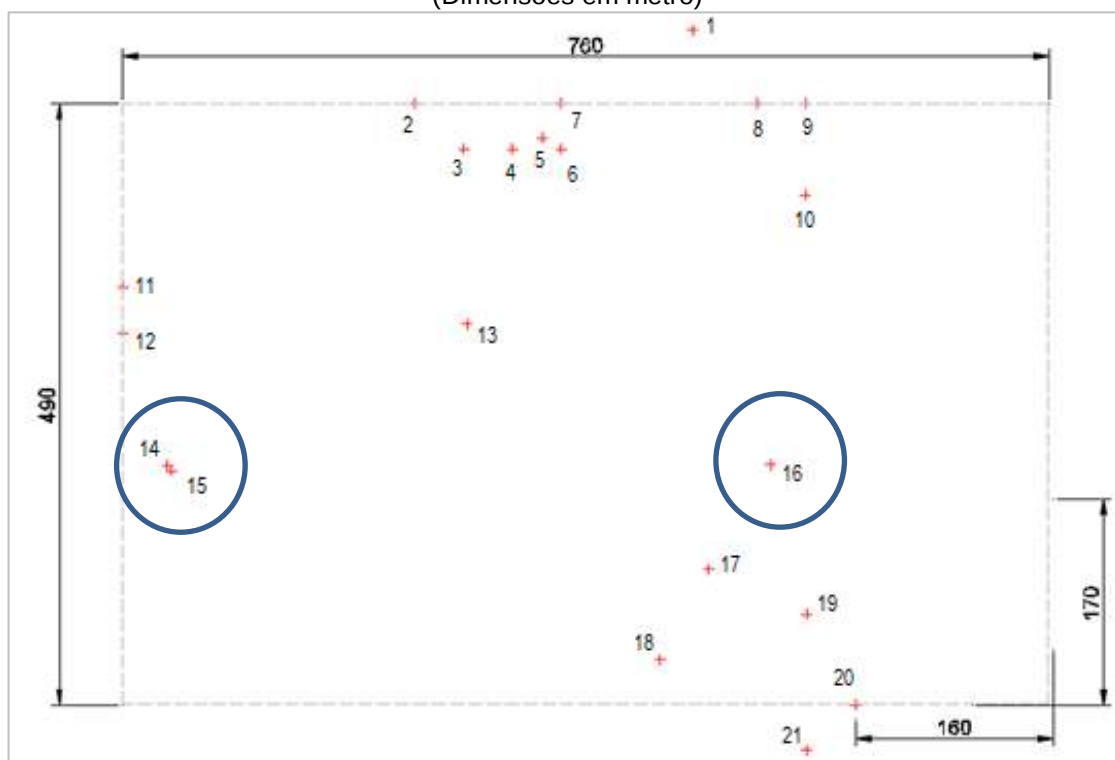


Fonte: Autora.

4.5.2 Ed Sondagens Rotativas

A Figura 53 apresenta a localização das 21 (vinte e uma) sondagens mistas/rotativas realizadas na área de estudo antes da realização da terraplenagem.

Figura 53 – Pré-terraplenagem: Sondagens Mistas/Rotativas (Dimensões em metro)



Fonte Autora.

As sondagens rotativas realizadas caracterizaram o perfil impenetrável ao trépano obtido nas sondagens à percussão como maciço rochoso. Os dados referentes à classificação do maciço rochoso e a elevação inicial da camada encontram-se na Tabela 17.

Tabela 17 – Classificação e elevação inicial do maciço rochoso

Ponto (Figura 53)	Classificação	Elevação do terreno (m)	Elevação inicial* do maciço rochoso (m)
1	Basalto		22,13
2	Basalto / Silte / Basalto / Silte / Basalto	30,709	22,20 / 20,51 / 17,71 / 15,71 / 12,47
3	Basalto		21,39
4	Basalto		22,20
5	Basalto		21,39
6	Basalto		17,58
7	Basalto / Silte / Basalto	37,343	24,74 / 21,34 / 18,44
8	Basalto		21,46
9	Basalto		19,58
10	Basalto		18,93
11	Basalto / Silte / Basalto		21,07 / 19,72 / 13,15
12	Basalto / silte / Basalto		20,84 / 16,21 / 12,72
13	Basalto		15,57
14	Riolito		20,56
15	Riolito / Silte / Riolito		22,93 / 20,02 / 19,82
16	Riolito		4,06
17	Basalto		9,78
18	Basalto		8,98
19	Basalto		7,00
20	Basalto / Argila / Basalto		21,07 / 9,92 / 7,07
21	Basalto / Silte / Basalto		20,95 / 15,25 / 11,05

*As sondagens foram finalizadas com perfuração de, ao menos, 5,0 m de maciço rochoso.

As sondagens representadas pelos pontos “14”, “15” e “16” classificaram o maciço rochoso formado pela rocha vulcânica riolito, encontrada próxima à elevação 22 m para os pontos “14” e “15” (o ponto “15” apresentou uma camada de 0,20 m de silte após uma camada de 2,91 m de maciço rochoso,), e apresentou RQD entre 41% a 60%, medianamente coerente e alterada para o trecho inicial da rocha e RQD 100%, medianamente coerente a coerente e medianamente alterada a sã, para o trecho final (a partir da elevação 19,82 m). Já o ponto “16”, localizado a aproximadamente 500, m dos pontos “14” e “15”, apresentou a rocha vulcânica riolito na elevação 4,06 m, com RQD entre 76% a 90%, coerente e pouco alterada.

Figura 54– Trecho de relatório da sondagem representada pelo ponto “15”.

Diâmetro da Sondagem Nível d'Água Cota (m)	Perfil Geológico	Golpes / 30 cm		Torque		DESCRIÇÃO DO MATERIAL	DESCRIÇÃO GEOLOGICA	Coerência	Grau de Alteração	Preenchimento	Registado	Descontinuidade	ÍNDICE DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO (N)					Fraturas por Trecho Homogêneo (Fraturas/m)	Índice de Qualidade da Rocha (R.Q.D.)	
		INICIAL	FINAL	MÁX	RES								RECUPERAÇÃO (%)							
													10	20	30	40	50			10
HW	(11)	—	—	—	—	0,00 - 12,10 m.: PERFURADO COM AVANÇO DE ÁGUA.														
	(12)	—	—	—	—															
	(13)	—	—	—	—															
	(14)	—	—	—	—	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.	R2	RAD	D5	IV	E3	RECUPERAÇÃO 85%								
	(15)	30/10	—	—	—	15,01-15,21 m.: SILTE ARENOSO MARRON AMARELADO COM PEDREGULHO.														
	(16)	—	—	—	—															
	(17)	—	—	—	—															
	(18)	—	—	—	—															
	(19)	—	—	—	—	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.	R2	RAD	D5	IV	E3	RECUPERAÇÃO 100%								
	(20)	18,40	—	—	—															

Fonte: Relatório Interno.

Figura 55 – Trecho de relatório da sondagem representada pelo ponto “16”.

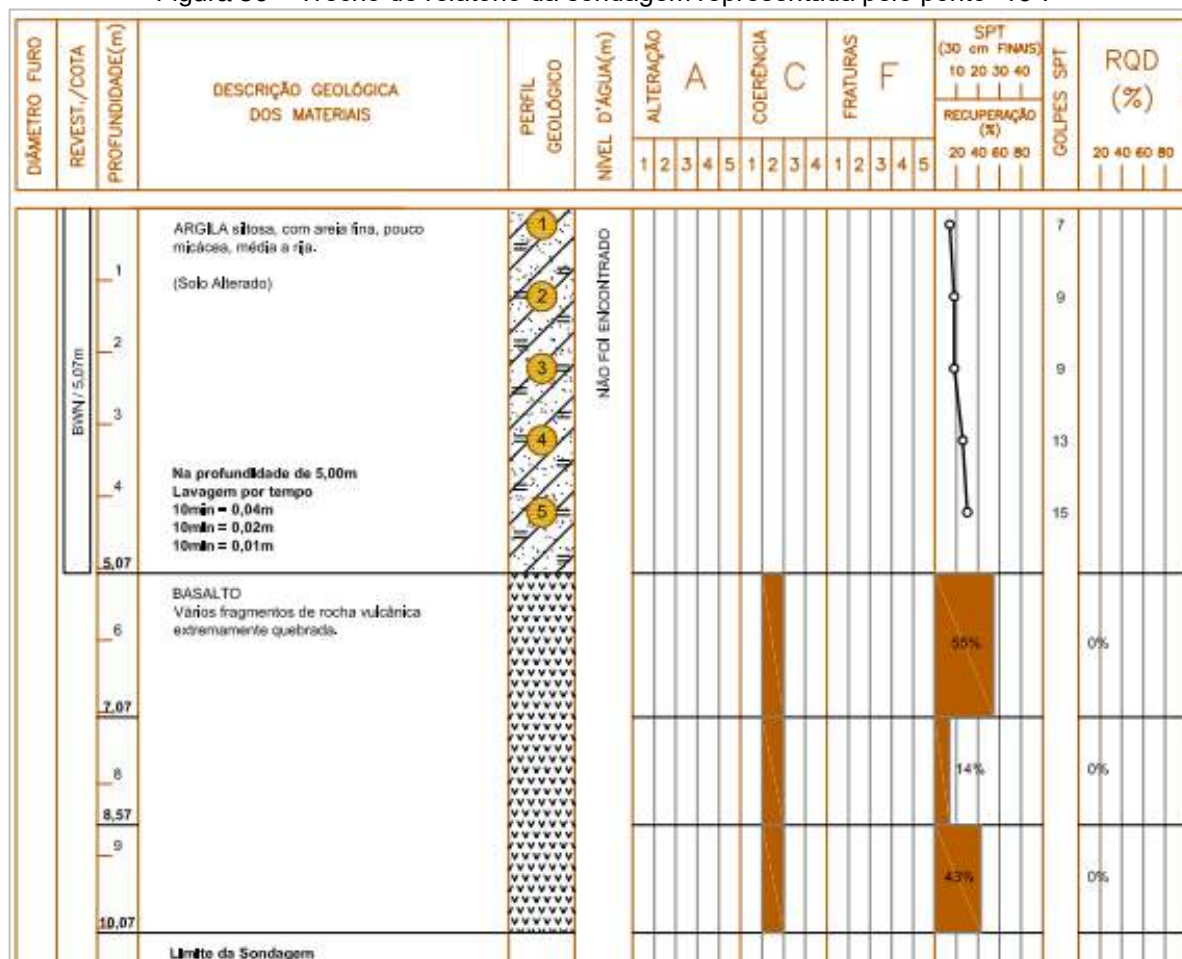
ESCALA: 1:100 DIÂMETRO FURO DATAS E COTAS REVEST. FURO				DESCRIÇÃO GEOLOGICA DOS MATERIAIS	PERFIL GEOLOGICO	CARACTERÍSTICAS E DESCONTINUIDADES PRINCIPAIS	ALTERAÇÃO A					COERÊNCIA C					FRATURAS F					RQD (%)				SPT (30 cm FINAIS) 10 20 30 40 RECUPERAÇÃO (%)				GOLPES SPT
1 2 3 4 5							1 2 3 4 5					1 2 3 4 5					20 40 60 80				20 40 60 80									
1	2	3	4				5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	20	40	60	80	20	40	60	80					
63,5					ARGILA silty, com areia fina, cinza, mole.	0,50 N.A.	Perfuração rotativa em solo com sapata de width ØBW																							
1																														
2	1,90				AREIA fina e média, pouco silty, cinza, fofa.																									
3	2,90																													
4					Rijoito cinza, oxidado, apresentando pequenos cristais de feldspato, preenchendo pequenas cavidades. A rocha ocorre de forma bastante homogênea ao longo do perfil. A rocha apresenta alteração para material sedimentar na fração silte.		Perfuração rotativa em solo com coroa ØBW	2																						
5								1																						
6								2																						
7								2																						
8								2																						
8	7,90																													

Fonte: Relatório Interno.

Para os demais pontos apresentados na Figura 53, o maciço rochoso foi classificado como rocha vulcânica basalto.

A sondagem representada pelo ponto “13” (Figura 56), central em relação à área de estudo, identificou a rocha vulcânica basalto, coerente, a partir da elevação 15,57 m. A rocha foi caracterizada como extremamente quebrada e com RQD = 0%. Não foi classificada quanto a alteração.

Figura 56 – Trecho de relatório da sondagem representada pelo ponto “13”.



Fonte: Relatório Interno.

O maciço da área representada pelos pontos “2” a “7” foi caracterizado como formado pela rocha vulcânica basalto afanítico, variando entre as elevações 24,74 m a 17,58 m. As amostras foram classificadas entre medianamente coerente à incoerente e medianamente alterada à extremamente alterada. O RQD, quando medido, variou entre 25% a 75%, no geral. Atenção especial às sondagens representadas pelos pontos “2” (Figura 57) e “7” (Figura 58), que apresentaram camadas intermediárias de solo entre as camadas de rocha obtidas.

A sondagem representada pelo ponto “2” (Figura 57) apresentou uma camada de rocha (basalto) com 1,69 m, medianamente coerente e extremamente alterada.

Após essa camada inicial de rocha, foi obtida uma camada de 2,80 m de silte argiloso, seguido por mais uma camada de rocha, também basalto, com espessura de 2,0 m, pouco coerente e extremamente alterada. Novamente, seguiu-se uma outra camada de 3,24 m de silte argiloso. A sondagem foi encerrada após a investigação da camada seguinte, com espessura investigada de 5,0 m, classificada como basalto com textura afanítica, representando alto grau de faturamento, medianamente coerente e extremamente alterada. A elevação inicial do último trecho rochoso investigado ficou em 12,47 m (Tabela 17).

Figura 57 – Trecho de relatório da sondagem representada pelo ponto “2”.

Diâmetro da Sondagem em metros (m)	Profundidade em metros (m)	Partido Geológico	Golpes / 30 cm		Torque		DESCRIÇÃO DO MATERIAL	DESCRIÇÃO GEOLOGICA	Diâmetro	Grau de Abertura	Fragilidade	Registabilidade	Dureza (Mohs)	ÍNDICE DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO (N)					Faturamento por Trecho Homogêneo (Fratura/m)	Índice de Qualidade da Rocha (R.Q.D.)
			INICIAL	FINAL	MÁX	RES								RECUPERAÇÃO (%)						
														10	20	30	40	50		10
NW	0,00	A					0,00 - 8,51 m.: AVANÇO POR PERFURAÇÃO COM CIRCULAÇÃO DE ÁGUA.													
	8,51-10,20 m.	B					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	C2	RAD	06	V								
	10,20-13,00 m.	C	14	43			SILTE ARGILÓSO HARDEN ESCURO, COM AREIA FINA E MICA DISPERSA EM SUA MATRIZ.	SOLO RESIDUAL PROVENIENTE DE SEQUÊNCIA VULCÂNICA	C2	RAD	06	V								
	13,00-15,00 m.	D	16	42			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	C3	RAD	03									
	15,00-18,34 m.	E	18	53			SILTE ARGILÓSO HARDEN ESCURO, COM AREIA FINA E MICA DISPERSA EM SUA MATRIZ.	SOLO RESIDUAL PROVENIENTE DE SEQUÊNCIA VULCÂNICA												
	18,34-23,24 m.	F	24	26			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	C2	RAD	02	V								
	23,24-25,00 m.	G	26																	
	25,00-27,00 m.	H	28																	
	27,00-29,00 m.	I	30																	
	29,00-31,24 m.	J	32																	

Fonte: Relatório Interno.

A sondagem representada pelo ponto “7” (Figura 58) também merece apreciação, pois apresentou camadas de solo intermediárias entre as camadas de rocha obtidas. O trecho rochoso inicial, com espessura de 3,4 m, foi classificado como basalto, com alto grau de faturamento, incoerente e extremamente alterado. Logo após, seguiu-se uma camada de 2,9 m de silte argiloso. Por fim, a sondagem foi interrompida após a investigação do último trecho rochoso, com espessura investigada de 5,0 m (trecho com início na elevação 18,44 m – Tabela 17), classificado como basalto com textura afanítica e alto grau de faturamento. Os primeiros metros desta última camada

apresentaram rocha medianamente coerente e extremamente alterada. Os últimos metros investigados apontaram para uma rocha incoerente e extremamente alterada, antecedida por uma pequena camada de rocha sã.

Figura 58 – Trecho de relatório da sondagem representada pelo ponto “7”.

Cálculo da Sondagem em Metros	Profundidade (m)	Perfil Geológico	Golpes / 30 cm		Torque		DESCRIÇÃO DO MATERIAL	DESCRIÇÃO GEOLOGICA	Condição	Grau de Alteração	Preservação	Região	Densidade	ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N)					Fraturas por Tensões Homogêneas (Fratura/m)	Índice de Qualidade da Rocha (R.Q.D.)
			INICIAL	FINAL	MÁX	RES								RECUPERAÇÃO (%)						
														10	20	30	40	50		
100	10,16	(11)					0,00 - 12,50 m: AVANÇO POR PERFURAÇÃO COM CIRCULAÇÃO DE ÁGUA.	BASALTO (ALTO GRAU DE ALTERAÇÃO)												
		(12)																		
		(13)																		
		(14)																		
		(15)																		
		(16)	18	38																
		(17)	27	38																
		(18)	43	42/16			12,50 - 16,00 m: ROCHA ALTERADA DE COLORAÇÃO MARROM ESCURO, MUITO FRATURADA COM ALTO GRAU DE ALTERAÇÃO.													
		(19)																		
		(20)																		
150		(21)					16,00 - 18,90 m: SILTE ARGILOSO, MARROM ESCURO.	SOLO RESIDUAL PROVENIENTE DE SEQUÊNCIA VULCÂNICA												
		(22)																		
		(23)																		
		(24)																		
		(25)					18,90 - 23,90 m: ROCHA DE COLORAÇÃO CINZA ESCURO, COM TEXTURA AFANÍTICA, MICROGRANULAR E ESTRUTURA RÁDICA POR VEZES ANGULADA, PREENCHIDA POR QUARTZO E MINERAIS CARBONÁTICOS, APRESENTANDO ALTO GRAU DE FRATURAMENTO FRATURAS PREENCHIDAS POR QUARTZO E CARBONATOS.	BASALTO (ALTO GRAU DE ALTERAÇÃO)												
		(26)																		
		(27)																		
		(28)																		
		(29)																		
		(30)																		

Fonte: Relatório Interno.

O trecho representado pelos pontos “8”, “9” e “10” foi classificado como basalto com alto grau de faturamento, medianamente coerente a coerente e muito alterada à extremamente alterada, com elevação inicial do maciço entre as elevações 18,93 m a 21,46 m.

O último trecho de basalto é representado pelos pontos “17” a “19” e “20” e “21” da Figura 53. O maciço rochoso foi classificado como basalto. Para os pontos “17” a “19”, a rocha matriz foi classificada como coerente, sem menções quanto à sua alteração e o maciço rochoso foi encontrado entre as elevações 4,06 m a 9,78 m. Contudo, para os pontos “20” e “21”, houve também a presença de camada significativa intermediária de solo entre as camadas de rocha, conforme pode ser visualizado na Figura 59, que apresenta trecho do relatório da sondagem do ponto “21”. Entre as elevações 20,949 m e 15,249 (5,7 m de espessura), houve a identificação de basalto pouco coerente e extremamente alterado. Na sequência, houve uma camada de 4,2 m de espessura de silte argiloso, para então a obtenção

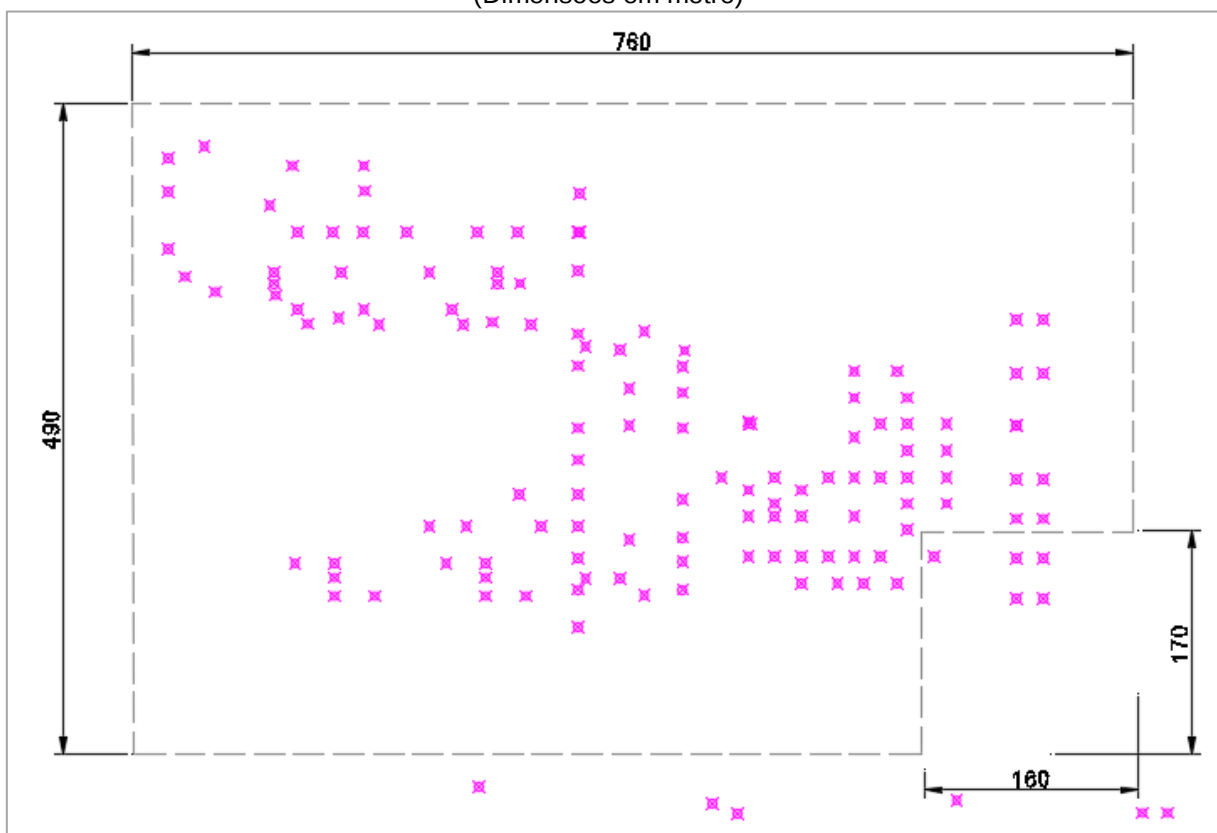
4.6 SONDAGENS REALIZADAS SOBRE O TERRENO TERRAPLENADO

Os itens a seguir apresentarão as sondagens realizadas sobre o terreno terraplenado.

4.6.1 Sondagens à Percussão com SPT

A Figura 60 apresenta a localização das 156 sondagens à percussão com SPT realizadas na área de estudo, após a realização da terraplenagem. Observa-se malha irregular, visto que as sondagens foram realizadas para atender às estruturas a serem implantadas na área de estudo.

Figura 60 – Pós-terraplenagem: Sondagens à percussão
(Dimensões em metro)

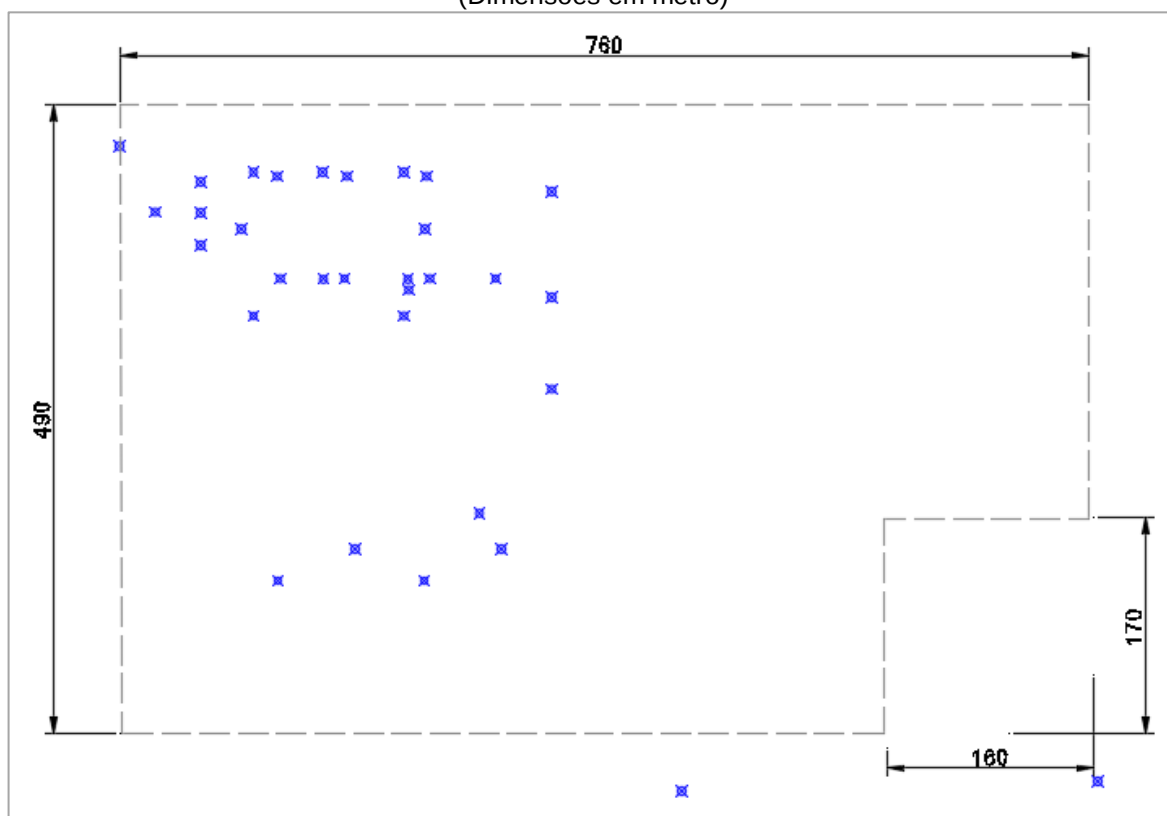


Fonte: Relatório Interno.

4.6.2 Sondagens a Percussão, com SPT e Torque

Tem-se o resultado de 32 (trinta e duas) sondagens à percussão, com medição de torque, distribuídas na área de estudo conforme apresentado na Figura 61. Os torques obtidos nestas sondagens ficaram entre a faixa de 100 a 140 kgf.m.

Figura 61 – Pós-terraplenagem: Sondagens à percussão, com torque
(Dimensões em metro)

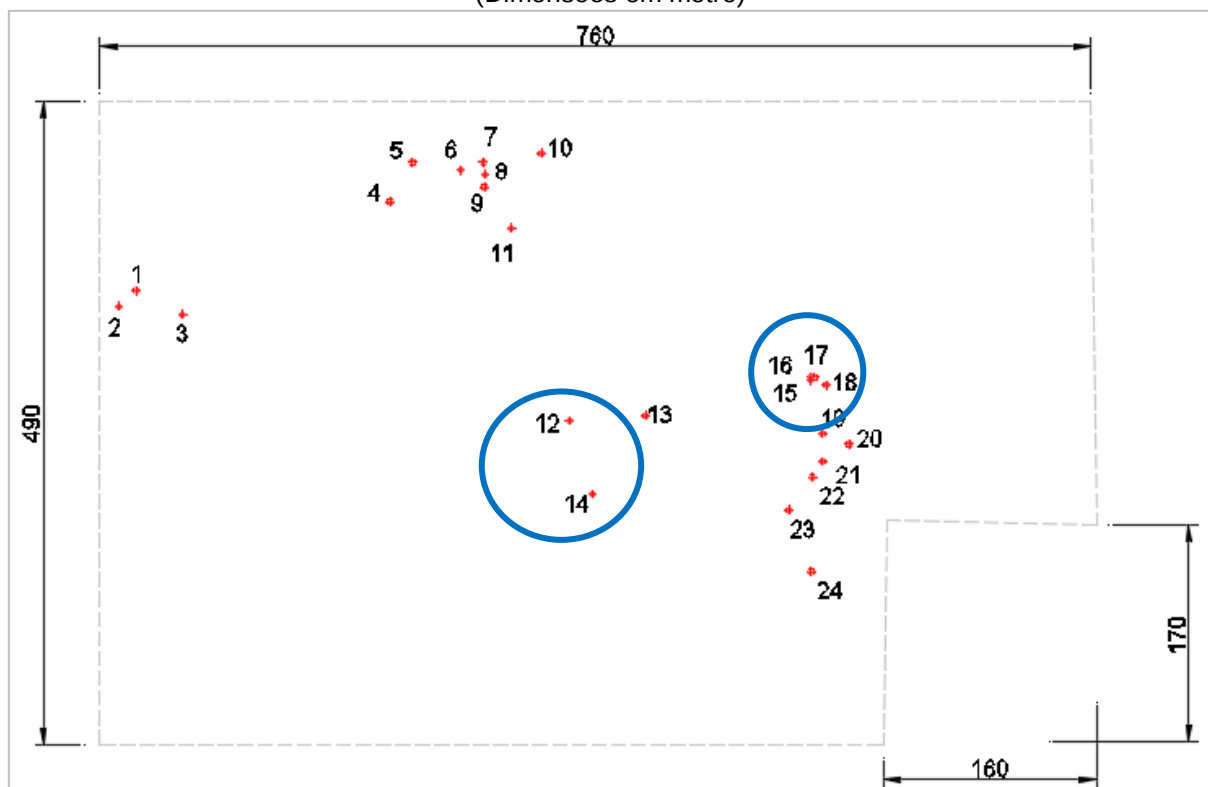


Fonte: Relatório Interno.

4.6.3 Sondagens Mistas/Rotativas

Após a realização da terraplenagem, foram realizadas 24 (vinte e quatro) sondagens em maciço rochoso, sendo 03 (três) sondagens mistas e 21 (vinte e uma) sondagens rotativas, realizadas na área de estudo, localizadas conforme apresentado na Figura 62.

Figura 62 – Pós-terraplenagem: Sondagens mistas/rotativas
(Dimensões em metro)



Fonte: Relatório Interno.

A Tabela 18 apresenta a classificação do maciço rochoso, a partir das sondagens realizadas na área de estudo após a terraplenagem.

Tabela 18 – Classificação do maciço rochoso, a partir das sondagens realizadas após a terraplenagem.

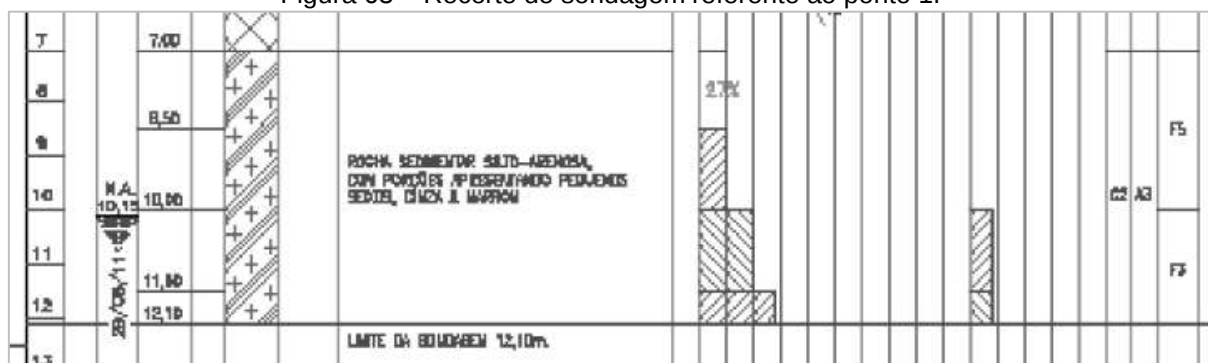
Sondagem (Figura 62)	RQD (%)	Fratura	Alteração	Coerência	Classificação
1	25,0	F5	A3	C2	Rocha sedimentar silto-arenosa
2	0	F5	A3	C3	Rocha sedimentar silto-arenosa
3	40,0	F4	A2	C2	Siltito
4	0	F3	A4	C2	Arenito
5	NI	NI	NI	NI	
6	0	F3	A3	C2	Rocha microcristalina
7	0	F3	A3	C3	Rocha
8	0	F5	A4	C3	Rocha
9	0	F3	A3	C3	Rocha
10	0	F4	A4	C3	Rocha máfica, microcristalina (basalto)
11	0	F5	A4	C3	Rocha máfica, microcristalina (basalto)

12	67,0	F3	A2	C2	Rocha vulcânica ácida
13	0	F5	A2	C2	Rocha vulcânica básica
14	20,0	F5	A2	C2	Rocha vulcânica ácida
15	0	F5	A2	NI	Basalto
16	36,0	F4	A2	NI	Riolito
17	43,0	F2	A2	NI	Riolito
18	0	F5	A2	NI	Basalto
19	28,0	F3	A1	NI	Basalto
20	0	F5	A2	C2	Basalto
21	5,0	F4	A1	NI	Basalto
22	70,0	F4	A2	NI	Basalto
23	0	F5	A2	C2	Basalto
24	24,0	F3	A2	NI	Basalto

Fonte: Autora.

Os pontos de sondagens 1 a 3 indicaram a presença de rocha sedimentar (Siltito e Arenito), altamente fraturada e pouco a medianamente alterada (Figura 63).

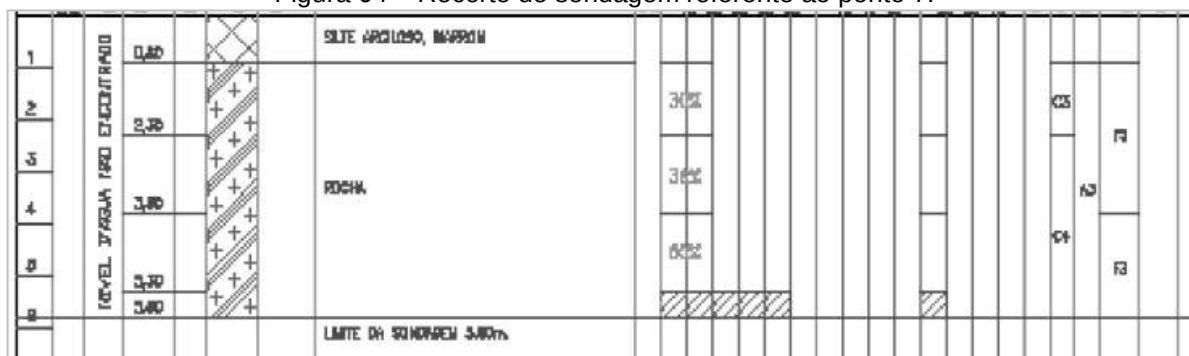
Figura 63 – Recorte de sondagem referente ao ponto 1.



Fonte: Relatório Interno.

Para os pontos de sondagens 6 a 9, houve apenas a indicação de rocha, sem informações que pudessem caracterizá-la (a exemplo do recorte da sondagem referente ao ponto 7, apresentado na Figura 64).

Figura 64 – Recorte de sondagem referente ao ponto 7.



Fonte: Relatório Interno.

As sondagens dos pontos 12, 13 e 14, por sua vez, classificaram a rocha como ácida ou básica, como pode ser visualizado pelo recorte do relatório de sondagem referente ao ponto 14. Estes pontos foram classificados seguindo o critério de classificação da ABGE (contida em Oliveira e Brito, 1998), ou seja, as rochas ígneas ácidas (pontos 12 e 14) serão classificadas como riolito, enquanto as rochas ígneas básicas (ponto 13) serão classificadas como basalto.

A região representada pela sondagem o ponto 15 (Figura 66) apresentou camada de 3,71 m de basalto, à elevação 6,21 m, seguida por riolito a partir desta elevação. Em relação à camada de basalto, a camada de riolito apresentou melhores índices de fratura, alteração, coerência e RQD.

Figura 65 – Recorte de relatório de sondagem referente ao ponto 14.



Fonte: Relatório Interno.

Em linhas gerais, verifica-se que em praticamente todas as sondagens rotativas realizadas, a rocha apresentou alto grau de fraturamento, com pouca alteração e coerente a medianamente coerente.

Figura 66 – Recorte de relatório de sondagem referente ao ponto 15.



Fonte: Relatório Interno.

4.7 ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES EM ROCHAS – PÓS-TERRAPLENAGEM

Com o objetivo de avaliar o desempenho quanto ao comportamento mecânico do material rochoso, foram avaliados os resultados de ensaios à compressão realizados em 10 (dez) amostras de material rochoso¹⁶, com 7 (sete) caracterizadas como basalto (tonalidade escura) e 3 (três) caracterizadas como diorito (tonalidade clara). As amostras analisadas possuíam diâmetro aproximado de 40 mm e alturas variadas, além de alguns exemplares conterem fissuras ao longo da amostra (Figura 67).

É importante observar que as sondagens rotativas realizadas na área de estudo não identificaram (classificaram) a presença das rochas ígneas diorito, apenas encontraram as matrizes de basalto e riolito.

Para a obtenção da resistência à compressão das amostras (corpos de prova), cada elemento foi submetido a uma carga crescente e velocidade constante, até a sua ruptura. A resistência à compressão da rocha (σ_{CR}) é dada, então, pela razão entre o carregamento aplicado (P_A) e a área do corpo de prova (A_{CP}).

¹⁶ Apesar da grande extensão da área em estudo, os ensaios à compressão foram realizados apenas em uma pequena região em que houve o interesse/necessidade de verificação da resistência à compressão da rocha.

$$\sigma_{CR} = \frac{P_A}{A_{CP}} \quad (4.1)$$

Figura 67 – Material rochoso – Coloração das amostras.



Fonte: Relatório Interno.

A Tabela 19 apresenta a resistência à compressão obtida para as amostras analisadas, além dos valores de diâmetro, altura e carga aplicada a cada corpo de prova. De acordo com o relatório interno, os testemunhos foram corrigidos pela Tabela 1 da NBR 7680:2007 (ABNT, 2007). Pode ser verificado que os valores de resistência à compressão variaram entre 37,6 MPa e 111,5 MPa.

Tabela 19 – Ensaios de compressão simples em rochas.

Id	Amostra	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Carga (kgf)	Resistência (MPa)
1	SPRA 25**	41,1	63,6	6.481	47,1
2	SPRA 129	41,5	72,6	10.80	78,2
3	SPRA 231	41,7	61,3	7.915	55,6
4	SPRA 285**	41,6	84,7	5.959	43,8
5	SPRA 290	41,6	76,0	15.333	111,5
6	SPRA 293*	39,1	77,2	6.593	54,9
7	SPRA 294*	40,4	53,7	8.584	62,9
8	SPRA 295*	41,3	86,3	5.037	37,6
9	SPRA 169	42,6	71,2	13.480	92,3
10	SPRA 183	42,1	81,7	16.648	105,0

* As amostras 6, 7 e 8 puderam ser identificadas como riolito, conforme sondagens indicativas, apesar da identificação das mesmas no relatório de ensaio como diorito.

** Não foram localizadas as sondagens referentes às amostras 1 e 4.

Fonte: Relatório de ensaios à compressão (Interno)

4.8 PROVAS DE CARGA ESTÁTICA EM ESTACAS REALIZADAS APÓS A TERRAPLENAGEM

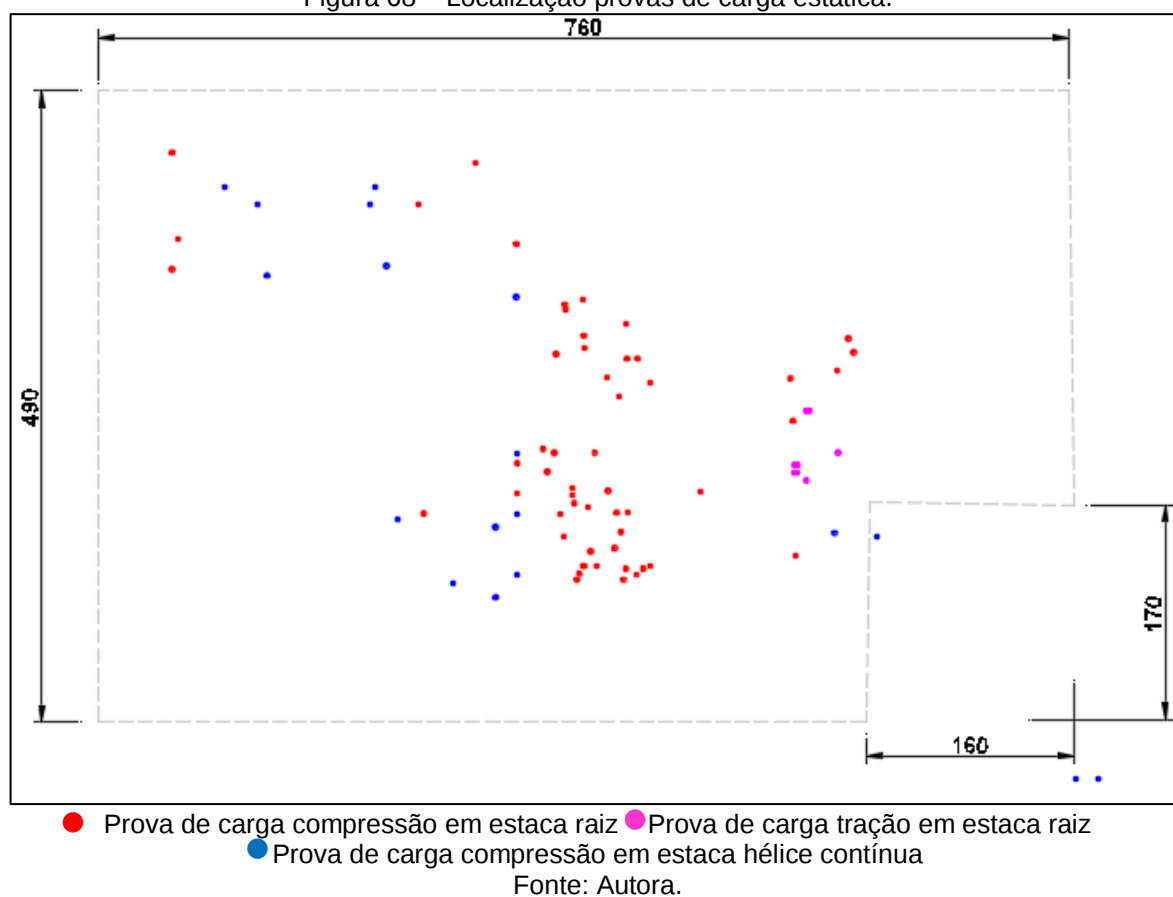
As sondagens apresentadas serviram de referência para o projeto de mais de 40 mil m de estacas, dos tipos hélice contínua e raiz. Para validar o estaqueamento executado, foram executadas provas de carga estática à compressão nas estacas.

Após a execução do estaqueamento e conforme prescrições da NBR 6122 (ABNT, 2010), houve a execução de provas de carga estática à compressão em estacas, com o objetivo de validar o fator de segurança (FS) igual a 2,0. As provas de carga executadas foram do tipo lento, com 10 fases de carga e 5 fases de descarga e com instrumentação apenas no topo da estaca. Cada fase de carga correspondeu a 20% da carga de projeto.

Para este estudo, serão analisados o comportamento das curvas carga-deslocamento de 71 (setenta e uma) provas de carga estática em estacas, sendo 18 (dezoito) provas de carga a compressão em estacas do tipo hélice contínua, 53 (cinquenta e três) provas de carga estática a compressão em estacas do tipo raiz. Há, ainda, 8 (oito) provas de carga estática à tração realizadas nas estacas na área de estudo. Apesar de seguirem representadas em relação à locação da execução, estas provas de carga à tração não fizeram parte do presente trabalho. Das 53 provas de carga em estacas raiz, apenas 8 (oito) são referentes à provas de carga em estacas executadas totalmente em solo.

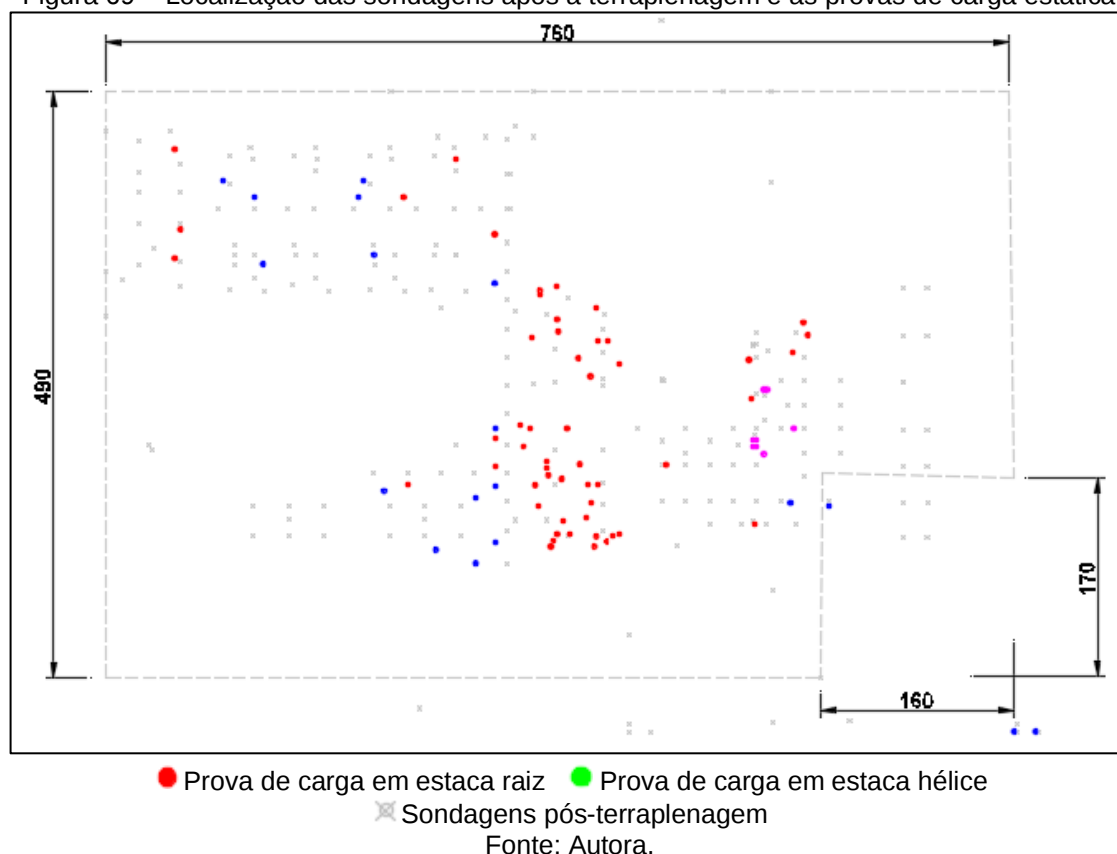
A localização das provas de carga estática realizadas nas estacas do tipo hélice contínua e do tipo raiz na área de estudo encontram-se indicadas na Figura 68.

Figura 68 – Localização provas de carga estática.



As provas de carga, em relação às sondagens executadas após a terraplenagem da região (e que foram utilizadas para a previsão da capacidade de carga das estacas), são apresentadas na Figura 69.

Figura 69 – Localização das sondagens após a terraplenagem e as provas de carga estática



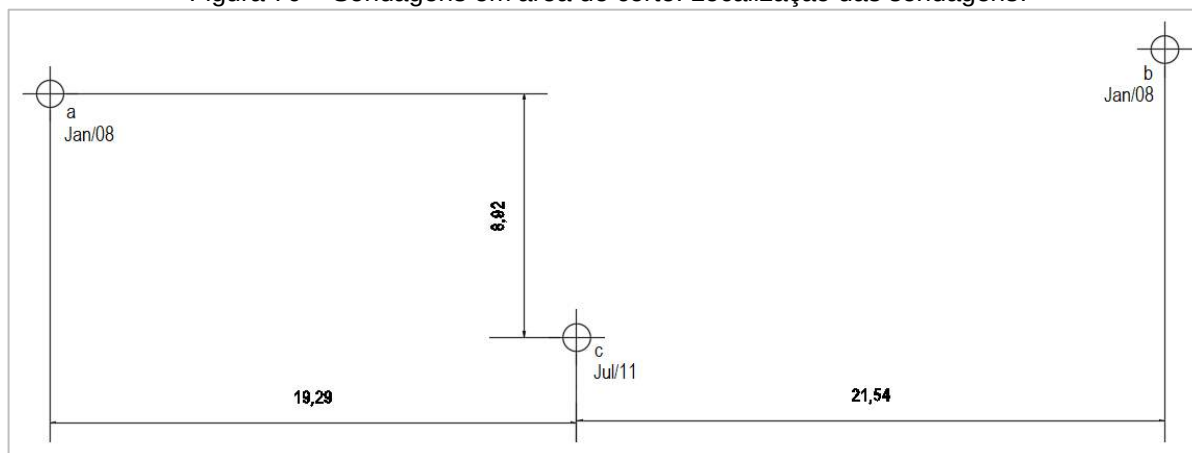
4.9 REGIÕES DE CORTE E ATERRO

Os itens a seguir apresentarão um breve comparativo entre sondagens a percussão realizadas em áreas que foram, posteriormente, cortadas ou aterradas.

4.9.1 Sondagens em área de corte

A Figura 70 apresenta o posicionamento, em planta, entre 03 (três) sondagens realizadas em momentos distintos do empreendimento. Duas sondagens (“a” e “b”) foram executadas em janeiro/2008, sobre o terreno natural. A terceira sondagem (“c”) foi realizada sobre o terreno terraplenado, em julho/2011, entre as duas primeiras sondagens apresentadas.

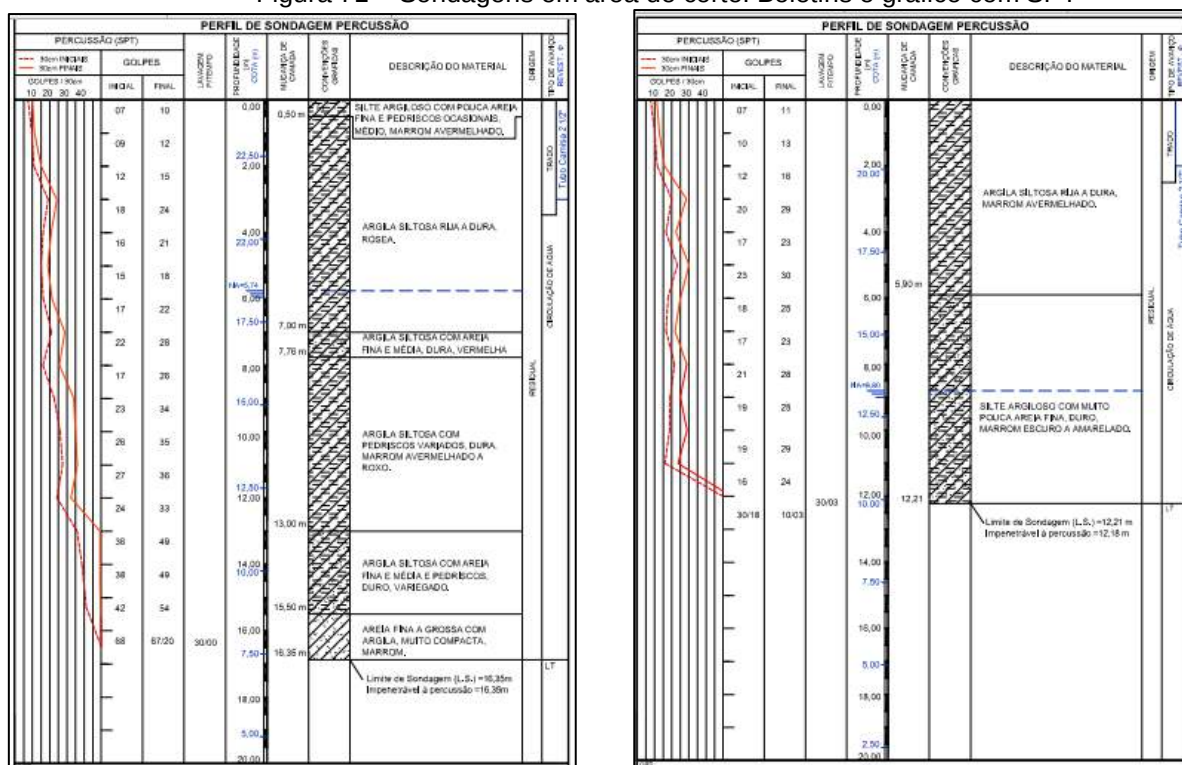
Figura 70 – Sondagens em área de corte: Localização das sondagens.

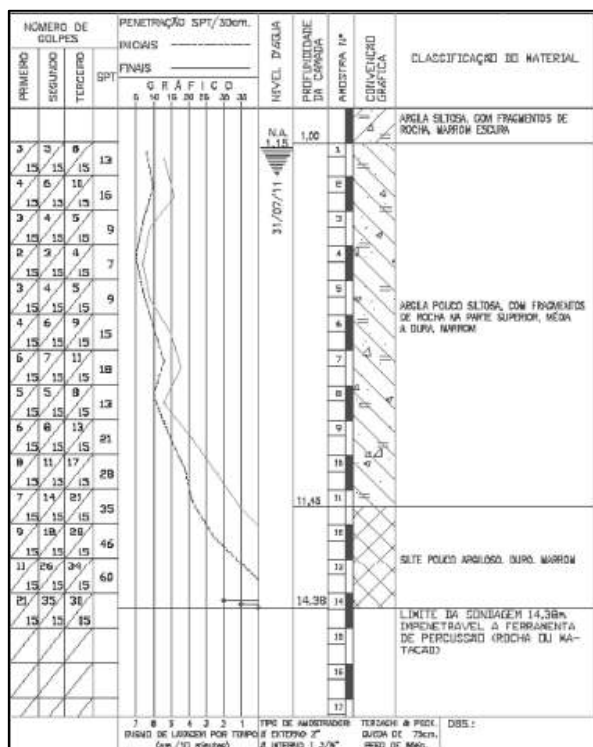


Fonte: Autora.

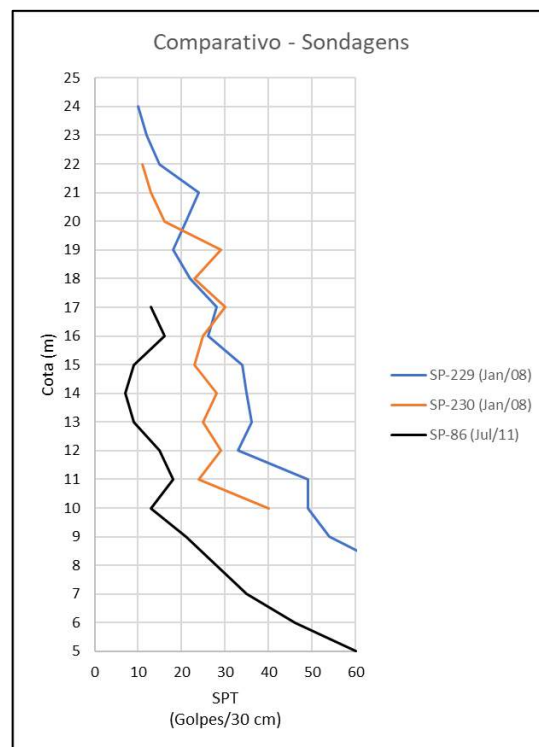
Os boletins das sondagens realizadas em janeiro/2008, da sondagem realizada em julho/2011 e um gráfico apresentando os valores de SPT para as 3 (três) sondagens realizadas são apresentados na Figura 71.

Figura 71 – Sondagens em área de corte: Boletins e gráfico com SPT





(c) Sondagem “c” – Julho/2011
Cota da boca: 17,80 m



(d) Gráfico SPT

Fonte: Autora / Relatórios Internos.

A sondagem “a” (Figura 71-a) teve a cota da boca do furo na elevação 24,195 m e nível d’água encontrado na elevação 18,455 m (5,74 m da elevação inicial da sondagem). A sondagem “b” (Figura 71-b) teve a cota da boca do furo na elevação 22,103 m e nível d’água encontrado na elevação 13,303 m (8,80 m da elevação inicial da sondagem). Estas duas sondagens estão distantes entre si em aproximadamente 40,0 m e foram realizadas no período de janeiro/2008.

A Figura 71-c apresenta o boletim da sondagem “c”, realizada após a terraplenagem, situada praticamente entre as sondagens apresentadas na Figura 71-a e Figura 71-b (e conforme localização apontada na Figura 70). Esta sondagem foi realizada em julho/2011, ainda no período de chuvas da região (ver Figura 72, que apresenta o gráfico climatológico de Ipojuca/PE, com dados dos últimos 30 anos), com cota da boca do furo foi em 17,80 m e o nível d’água obtido a 1,15 m do início da sondagem. Os dados referentes às sondagens encontram-se resumidos na Tabela 20.

Tabela 20 – Sondagens em área de corte: Resumo de dados

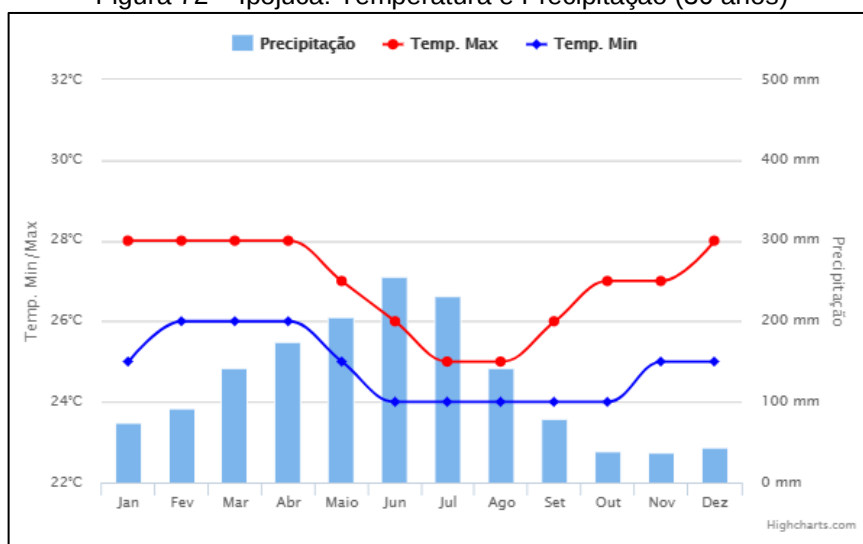
Sond.	Execução	El da boca do furo (m)	El do impenetrável ao trépano (m)	Elevação do nível d'água (m)	Distância* Leste/Oeste em planta (m)	Distância* Norte/Sul em planta (m)
"a"	Janeiro/2008	24,195	16,36	18,455	0	0
"b"	Janeiro/2008	22,103	12,21	13,303	40,83	0**
"c"	Julho/2011	17,80	14,38	16,65	19,29	8,92

* Distâncias relativas, tomadas em relação à sondagem "a".

** Valor desconsiderado.

Fonte: Autora.

Figura 72 – Ipojuca: Temperatura e Precipitação (30 anos)

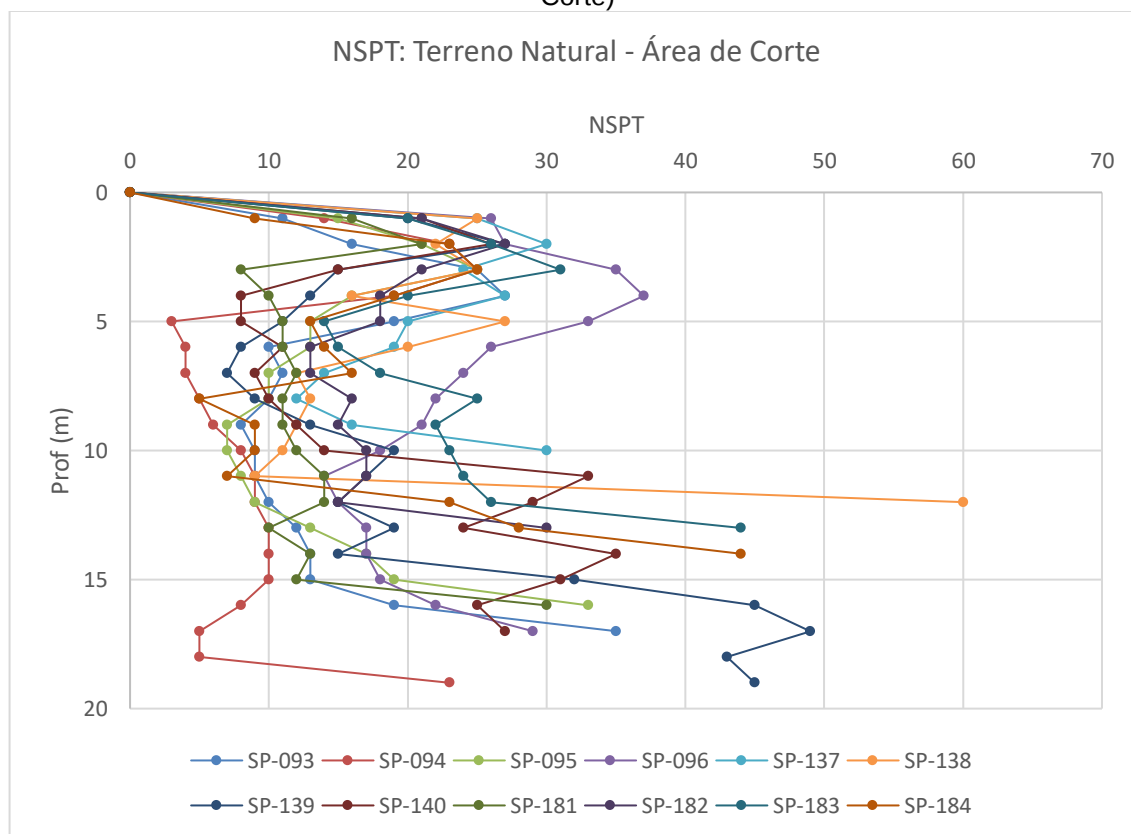
Fonte: www.climaempo.com.br¹⁷ (acesso em 07/04/2018)

A análise da Figura 71-d permite inferir que as sondagens ("a" e "b") executadas antes da terraplenagem tiveram um comportamento bastante parecido em relação ao N_{SPT} obtido, com uma pequena inversão no comportamento entre as sondagens entre o trecho de profundidade 16,0 m a 20,0 m. Em relação à sondagem SP-86 realizada em julho/2011 (em terreno terraplenado), houve um alívio de tensões após a retirada do maciço quando se considera para esta análise apenas os valores do N_{SPT} obtidos para esta sondagem em comparação com o N_{SPT} das outras duas sondagens.

A Figura 73 apresenta a variação do NSPT para um grupo de sondagens (12 sondagens), medidos a partir da cota da boca do furo da sondagem (topo do terreno natural). A cota da boca do furo variou entre a elevação 20,96 m à elevação 28,895.

¹⁷ <https://www.climatempo.com.br/climatologia/2017/ipojuca-pe>

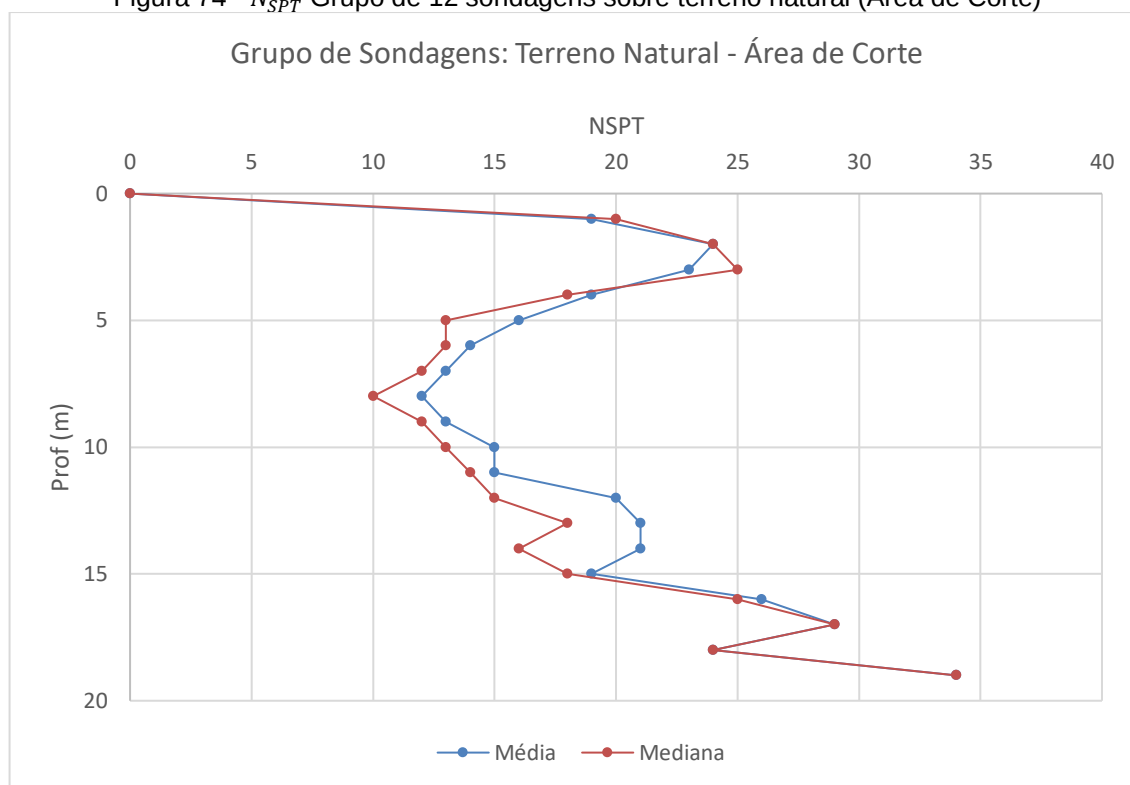
Figura 73 – Análise do N_{SPT} de grupo de 12 sondagens realizada sobre o terreno natural (Área de Corte)



Fonte: Autora.

Pode-se verificar, a partir do gráfico gerado, a presença de camada intermediária de solo com N_{SPT} abaixo de 10 golpes/35 cm, entre a profundidade ensaiada de 5 a 10 m. A sondagem SP-094 apresentou, especialmente, entre a profundidade ensaiada de 5 a 10 m, N_{SPT} abaixo de 5. Já a sondagem SP-096, apresentou único N_{SPT} em torno de 4,0 m e profundidade, com decréscimo deste valor nos próximos 5 metros do ensaio. A partir de 10m de profundidade, o N_{SPT} desta sondagem volta a crescer com a profundidade.

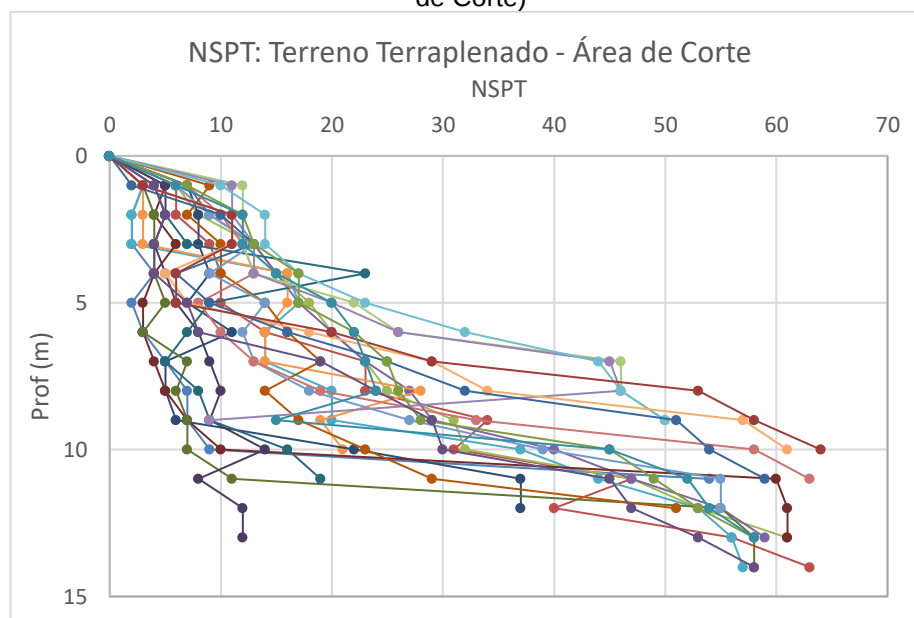
O gráfico contendo os valores médios e medianos do N_{SPT} do grupo de sondagens contidos na Figura 73 é apresentado na Figura 74.

Figura 74 - N_{SPT} Grupo de 12 sondagens sobre terreno natural (Área de Corte)

Para a região das 12 sondagens em estudo, observa-se que os 4 primeiros metros do terreno natural é composto por material relativamente duro, com N_{SPT} entre 20 e 25 golpes. A partir dos 4 primeiros metros até 12,0 m (aproximadamente), verifica-se a redução do N_{SPT} , para valores máximos de 15 golpes. A partir de 12,0 m de investigação (a partir do topo do terreno), o N_{SPT} volta a crescer, mas ficando no limite de 35 golpes.

O gráfico de evolução do N_{SPT} , também a partir da cota da boca do furo (nível do terreno), para 24 sondagens realizadas sobre o terreno terraplenado e na mesma região limitada pelas 12 sondagens realizadas em terreno natural (Figura 73 e Figura 74) segue apresentado na Figura 75.

Figura 75 - Análise do N_{SPT} de grupo de 24 sondagens realizada sobre o terreno terraplenado (Área de Corte)



Fonte: Autora.

Observa-se comportamento semelhante para todas as sondagens, com N_{SPT} entre 10 a 12 golpes até os 5 primeiros metros de profundidade, sendo este valor crescente a partir daí. Como condições anômalas, observa-se a presença de solo mole (menos de 5 golpes) ocorrido em 5 das 24 sondagens e a presença de pico de N_{SPT} na profundidade 4m para uma das sondagens (SP-55 – Figura 76).

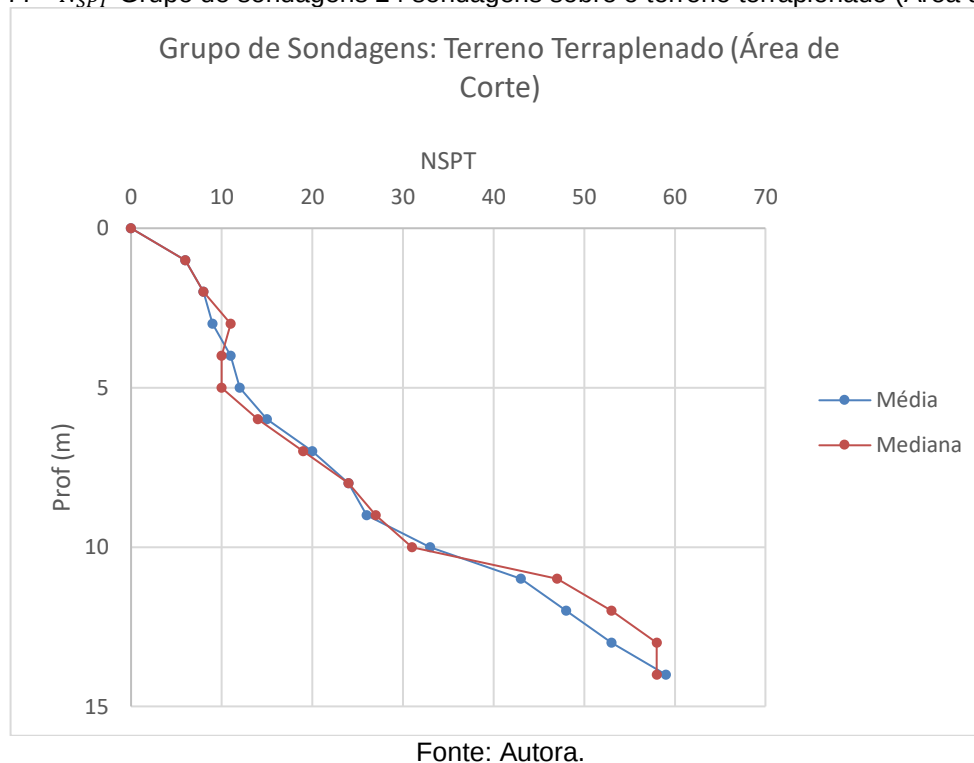
Figura 76 – Recorte boletim de sondagem SP-55 (Área de corte)

NÚMERO DE GOLPES				PENETRAÇÃO SPT/30cm.		NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DA CÂMARA	ANISOTROPIA	CONVENIÊNCIA GRÁFICA	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	INTERPRETAÇÃO GEOLOGICA
PRIMEIRO	SEGUNDO	TERCEIRO	SPT	INICIAIS	FINAIS						
					GRÁFICO						
					5 10 15 20 25 30 35						
1	2	2	4			N.A.	1,00			SILT POUCO ARGILOSO, NAUROS	
15	15	15	45				1,80			SILT POUCO ARGILOSO, COM PEDREGULHOS FINOS, MOLE, VAREZADO	
2	2	3	7								
15	15	15	45				3,00			ARGILA POUCO SILTOSA, COM PEDREGULHOS FINOS, MOLE A MÉDIA, VAREZADO	
2	3	4	9				4,80			SILT POUCO ARGILOSO, COM PEDREGULHOS FINOS, DURO, VAREZADO	
15	15	15	45				5,95			ARGILA POUCO SILTOSA, COM PEDREGULHOS FINOS, MÉDIA, NAUROS ESCURO	
3	4	5	12								
15	15	15	45								
2	3	4	9								
15	15	15	45								
2	2	3	7								
15	15	15	45								
3	4	4	11								
15	15	15	45								
3	4	5	12								
15	15	15	45								
3	7	9	19				11,08			SILT ARENOSO, COM PEDREGULHOS FINOS, MEDIANAMENTE COMPACTO, VAREZADO	
15	15	15	45				11,71			LIMITE DA SONDAÇÃO 11,71M. IMPENETRÁVEL A FERRAMENTA DE PERCUSSÃO (ROCHA OU MATACÃO)	

Fonte: Autora.

Os valores médios e medianos, para o grupo das 24 sondagens sobre o terreno terraplenado, são apresentados na Figura 77.

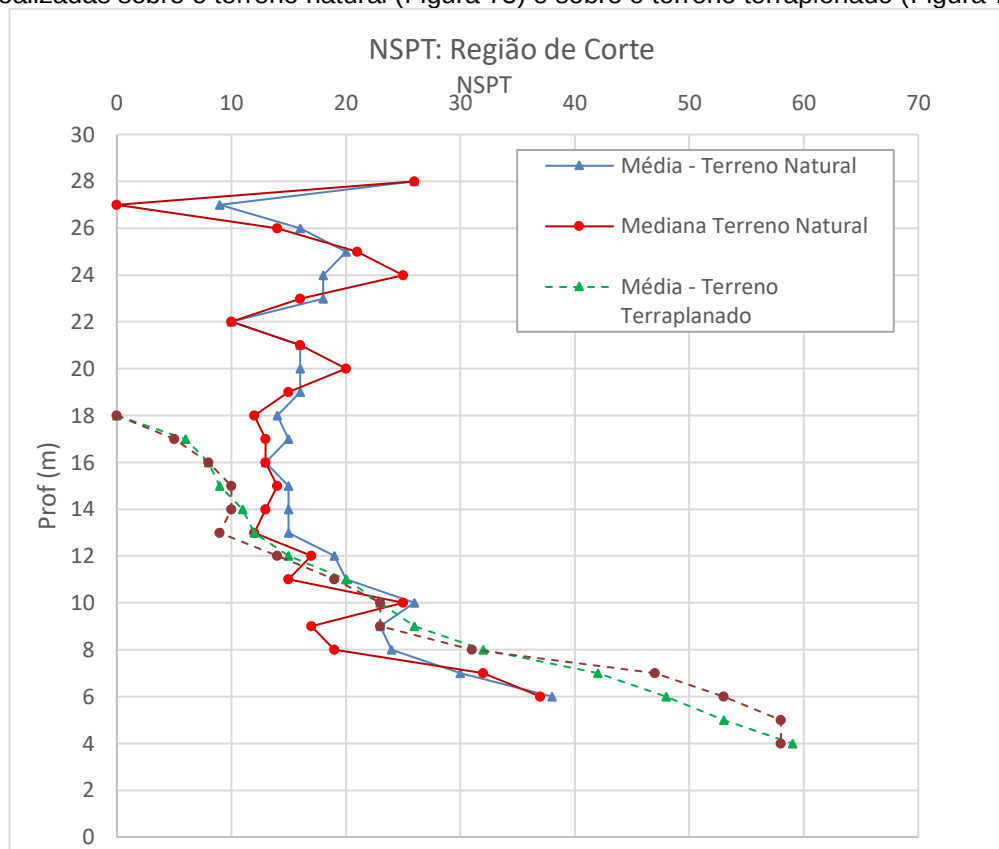
Figura 77 - N_{SPT} Grupo de sondagens 24 sondagens sobre o terreno terraplenado (Área de Corte)



Com o agrupamento das sondagens, o trecho de solo mole até a profundidade de 10 m, ocorrido para algumas sondagens (conforme pode ser visualizado na Figura 76), não é representado no gráfico que contém os dados médios e medianos do N_{SPT} , dada a pouca representatividade (quantidade) de amostras em que houve esta ocorrência.

A Figura 78 apresenta o comparativo da evolução do N_{SPT} com a profundidade, para o grupo das sondagens (12) realizadas sobre o terreno natural e no grupo de sondagens (24) realizadas sobre o terreno já terraplenado. Esta comparação foi realizada a partir do N_{SPT} obtido para cada elevação (e não mais a partir da cota da boca do furo da sondagem). O eixo das abscissas apresenta a evolução do NSPT, enquanto o eixo das ordenadas apresenta a elevação do terreno (em m). O terreno terraplenado apresentou como topo a elevação em torno de EL. + 18,0 m.

Figura 78 - N_{SPT} comparativo entre a média e mediana do N_{SPT} para os grupos e sondagens realizadas sobre o terreno natural (Figura 73) e sobre o terreno terraplenado (Figura 77).



Fonte: Autora.

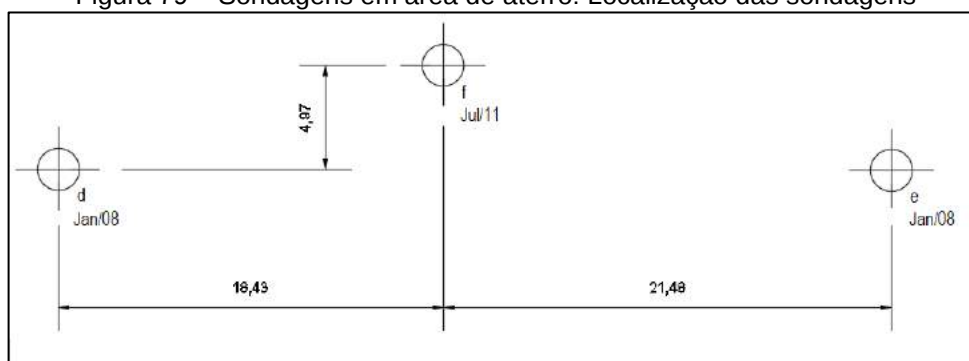
A partir da realização do corte, pode-se aferir um alívio de tensões, representada pela redução do NSPT (médio e mediado), de 15 golpes entre a elevação EL. +18 a +12 para valores próximos a 10 golpes, e variações pouco menores até a El. + 10 m

4.9.2 Sondagens em área de aterro

A Figura 79 apresenta a localização de três sondagens realizadas em área aterrada. As sondagens “d” e “e” foram realizadas em janeiro/2008 (antes da terraplenagem) e a sondagem “f” foi realizada em julho/2011.

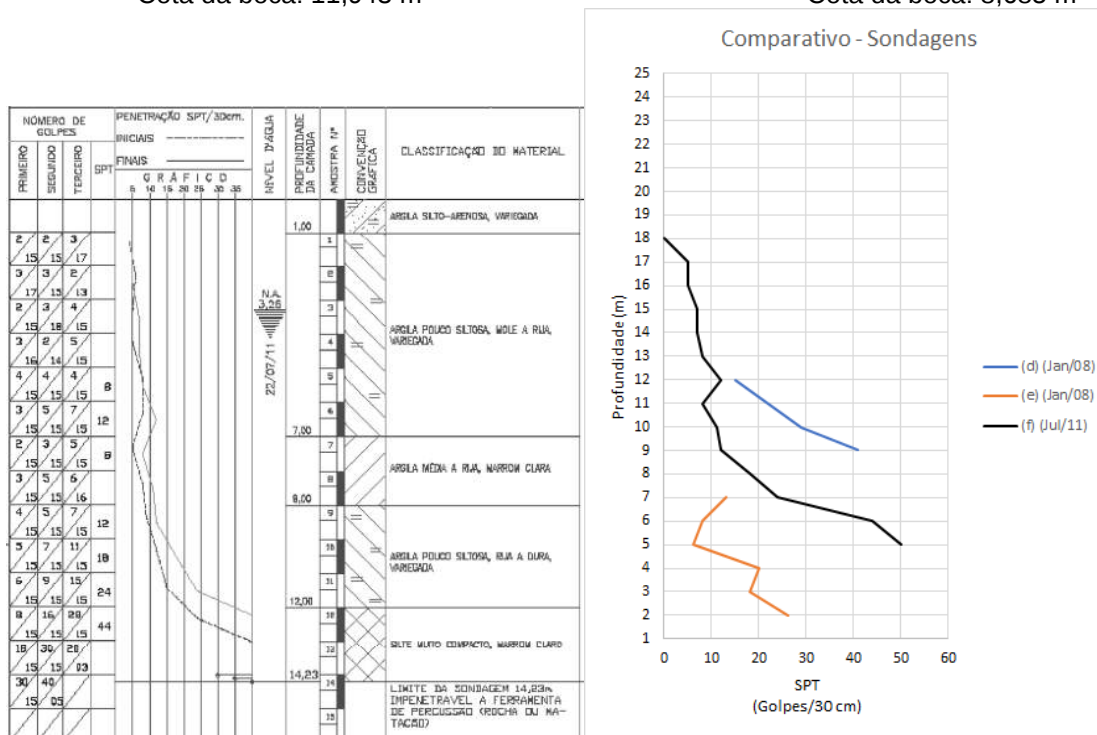
Os boletins das sondagens “c”, “d” e “e” com as informações de N_{SPT} , nível d’água e caracterização do maciço são apresentados na Figura 80. A Figura 80-d apresenta o gráfico comparativo entre o N_{SPT} das três sondagens mencionadas.

Figura 79 – Sondagens em área de aterro: Localização das sondagens



Fonte: Autora.

Figura 80 – Sondagens em área de aterro: Boletins e gráfico com SPT

Cota da boca: 17,80 m
Fonte: Autora.

A partir da análise do gráfico comparativo entre os valores de SPT obtidos para as três sondagens apontadas (Figura 80-d), pode-se verificar que, em relação à sondagem “d”, o aterro realizado não apontou acréscimo de tensões, ao contrário, a sondagem “f” apontou para um alívio de tensões, apesar do aterro realizado na região (dada a distância existente entre as sondagens, a diferença ocorrida no N_{SPT} pode ser referente à condição natural do terreno e não devido à terraplenagem ocorrida). Já em relação à sondagem “e”, houve um pequeno acréscimo de tensões, representado pelo aumento do valor do N_{SPT} . Contudo, devido à obtenção da camada impenetrável ao trépano às baixas profundidades a partir do início das sondagens, os dados não são suficientes para uma análise mais precisa.

A sondagem “f” foi realizada em terreno terraplenado entre as sondagens “d” e “e”. Após a terraplenagem do terreno, a região da sondagem “f” recebeu uma camada média de 7,36 m de aterro. Os dados referentes às sondagens encontram-se resumidos na Tabela 21.

Tabela 21 – Sondagens em área de aterro: Resumo de dados.

Sond.	Execução	El da boca do furo (m)	El do impenetrável ao trépano (m)	Elevação do nível d'água (m)	Distância* Leste/Oeste em planta (m)	Distância* Norte/Sul em planta (m)
“d”	Janeiro/2008	11,943	7,943	10,343	0	0
“e”	Janeiro/2008	8,685	1,155	7,875	39,89	0
“f”	Julho/2011	17,80	3,57	14,54	18,43	4,97

* Distâncias relativas, tomadas em relação à sondagem “d”.

** Valor desconsiderado.

Fonte: Autora.

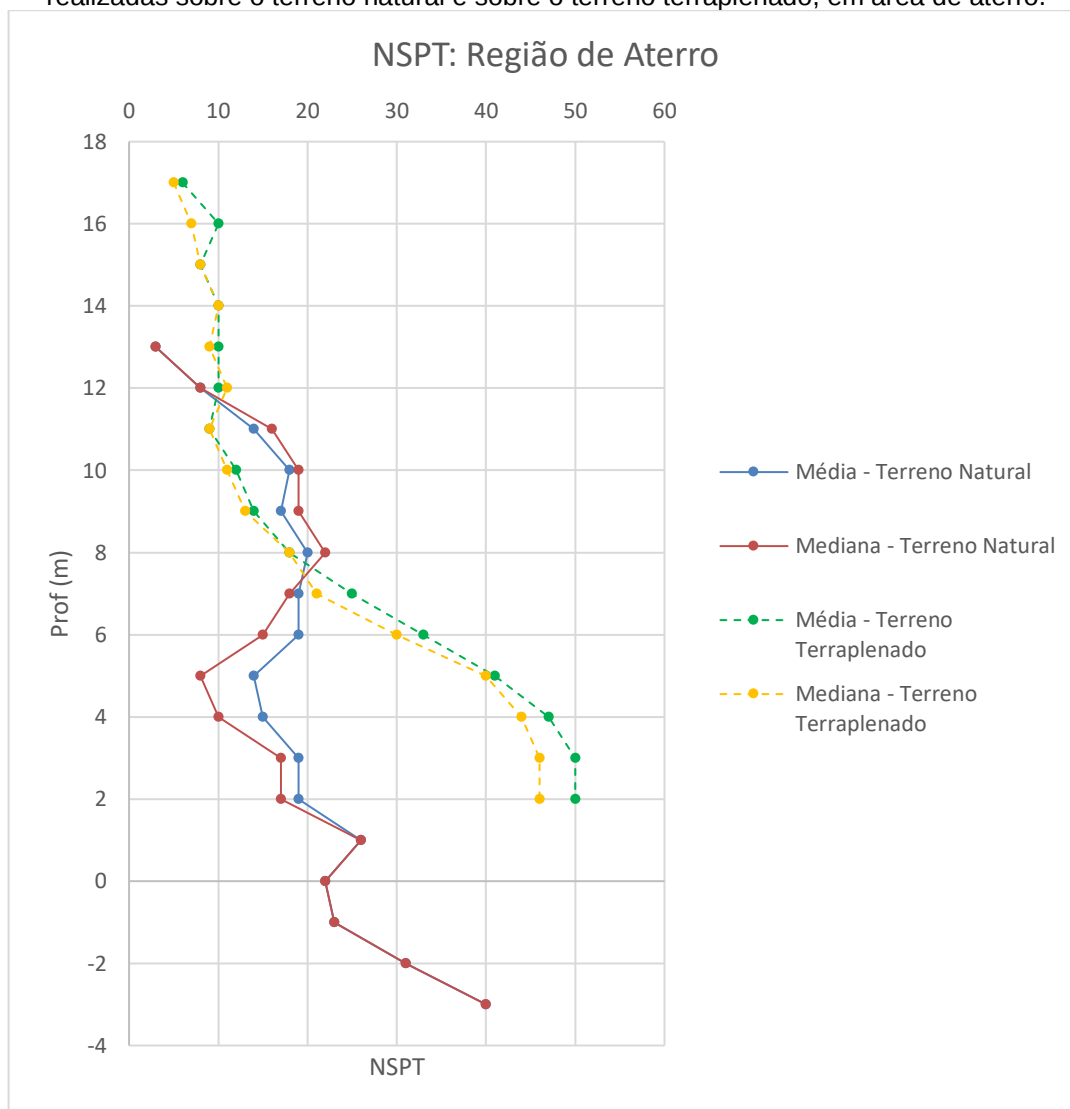
Ampliando as amostras, foram comparados os N_{SPT} (médios e medianos) do grupo formado por 12 sondagens realizadas sobre o terreno natural e do grupo formado por 12 sondagens realizadas sobre o terreno terraplenado, em área em que houve realização de aterro para obtenção da elevação de referência (área aterrada). O resultado do comparativo realizado para a condição indicada é apresentado Figura 81.

Em relação ao terreno terraplenado, observa-se N_{SPT} médio entre 8 e 10 golpes até a El. + 12m. A partir da elevação EL. +10, observa-se o acréscimo de tensões

representado pelo maior N_{SPT} médio/mediano em relação aos valores obtidos pela investigação do terreno natural.

O trecho final do gráfico (Figura 81) já não fornece bons comparativos, uma vez que a proximidade com a superfície do maciço rochoso elevou os NSPT das amostras (e, como há mais amostras em relação ao terreno terraplenado, a média e mediana ficam prejudicados por conta destes valores extremos).

Figura 81 – N_{SPT} comparativo entre a média e mediana do N_{SPT} para os grupos e sondagens realizadas sobre o terreno natural e sobre o terreno terraplenado, em área de aterro.



Fonte: Autora.

4.10 CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA DO MACIÇO ROCHOSO

As classificações geomecânicas são sistemas desenvolvidos com base em determinadas características de maciços rochosos, de modo a definir diferentes

classes de maciço para subsidiar decisões de engenharia (Serra Junior e Ojima, 1998). Contudo, a adequabilidade de um método de classificação depende da precisão com que um critério pode ser aplicado para definir os limites das diversas categorias presentes (Pincus, 1987, apud Serra Junior e Ojima, 1998).

Deere (1964) pontuou que é o caráter do maciço rochoso como um todo e não apenas o caráter de uma amostra intacta que possui importância na Engenharia das Rochas. Contudo, apesar da suma importância, as descrições das rochas nos registros existentes consistem apenas do nome geológico da rocha, ocasionalmente complementado por algum termo descritivo vago de dureza.

Para classificação pelos sistemas RMR (*Rock Mass Rating*) e Q, por exemplo, são necessárias informações como:

- **Sistema RMR**

- Resistência à compressão simples (índice de compressão puntiforme)
- RQD
- Espaçamento das descontinuidades
- Padrão das descontinuidades
- Ação da água subterrânea
- Orientação relativa das descontinuidades/escavação.

- **Sistema Q**

- RQD
- Índice de influência do número de famílias das descontinuidades (J)
- Índice de influência da rugosidade das paredes das descontinuidades (J_r)
- Índice de influência da alteração das paredes das descontinuidades (J_a)
- Índice de influência da ação subterrânea (J_v)
- Índice de influência do estado de tensões no maciço no entorno da cavidade (SRF , do inglês *Stress Reduction Factor*).

Neste estudo, as informações existentes sobre os maciços rochosos foram as apresentadas nas sondagens rotativas e de ensaios à compressão realizados em 10 amostras coletadas em uma área específica contida na região de estudo (e, assim, não representativa). A maior parte destas sondagens estavam sem o registro fotográfico dos testemunhos. Desta forma, não foi possível a aplicação dos sistemas de classificação geomecânica apresentados.

Ferreira, (2017) aplicou a classificação geomecânica RMR, versão 1989, na área da Petroquímica Suape, próximo à região que contempla a área deste estudo. O estudo foi realizado com base no programa de investigações geotécnicas realizada

por Coutinho (2008). Como resultado, o maciço rochoso, composto por matriz de riolito, material intermediário entre o riolito e o traquito e por basalto, foi classificado como classes III (regular) e IV (pobre), com $22 \leq RMR \leq 56$.

Devido à proximidade da região em estudo com a região estudada por Ferreira, (2017), pode-se supor que os maciços tem as mesmas características, conforme evidenciado pelas sondagens rotativas realizadas na área de estudo que apresentaram rocha matriz riolito e basalto, extremamente fraturada

Para a área em estudo, as sondagens mistas e/ou rotativas realizadas no terreno natural foram apresentadas na Figura 53, com a caracterização das rochas testemunhos das sondagens apresentadas na Tabela 17. As sondagens mistas e/ou rotativas realizadas sobre o terreno terraplenado foram apresentadas na

Figura 62, com detalhes da caracterização na Tabela 18. A superfície impenetrável ao trépano montada a partir dos dados das sondagens à percussão foi apresentada na Figura 49, enquanto os cortes com a inclusão das informações do maciço rochoso, que confirmam a elevação do topo do maciço rochoso, foram apresentados nos cortes contidos no Apêndice 1.

4.11 RESUMO DE DADOS

A Tabela 22 apresenta um resumo de todos os ensaios que serão utilizados neste estudo.

Tabela 22 – Quadro resumo: Quantidade de investigações e ensaios

Tipo	Pré-Terraplenagem	Pós-Terraplenagem	Total
Sondagem com SPT	264	156	420
Sondagem com SPT e torque	-	32	32
Sondagem mista e/ou rotativa	21	24	45
Ensaio de compressão simples em rocha	-	10	10
Prova de carga estática à compressão – estaca hélice contínua	-	18	18
Prova de carga estática à compressão – estaca raiz	-	53	53

Prova de carga estática à tração – estaca raiz	-	8	8
--	---	---	---

Fonte: Autora.

4.12 COMENTÁRIOS GERAIS

Pode-se considerar que houve uma expressiva campanha de sondagens na região. Contudo, alguns aspectos devem ser considerados:

- i. Algumas sondagens apresentadas neste estudo foram realizadas com o objetivo do estudo do região para realização da terraplenagem. Dentre estas sondagens, algumas foram interrompidas em cotas superiores à cota de implantação do empreendimento e, com isso, não forneceram informações para o dimensionamento das estacas
- ii. Houve a realização de poucas sondagens rotativas, considerando-se o porte do empreendimento (grandes edificações e cargas elevadas) e o encontro de camada impenetrável ao trépano em camadas relativamente superficiais
- iii. Devido ao grande número de pontos a serem investigados, as sondagens foram realizadas por empresas distintas. Então, há uma grande diversidade na forma de apresentação dos resultados, principalmente em relação à classificação dos maciços (material, compactidade e coloração), pois os relatórios de sondagens não seguem um padrão único (a forma de apresentação dos dados varia de acordo com a empresa e com a especialização do profissional envolvido)
- iv. Os métodos de previsão da capacidade de carga de estacas com base nos resultados das sondagens à percussão com SPT são bastante influenciados pela classificação do material. Assim, há a obtenção de resultados distintos de capacidade de carga para um material simplesmente classificado como argila, ou como argila siltosa, ou argila silto arenosa, por exemplo.
- v. As sondagens e as provas de carga utilizadas neste estudo foram realizadas com fins técnicos (obras) e não para fins acadêmicos, isto é, a finalidade das provas de carga foram a verificação da conformidade do projeto. Assim, além de não haver instrumentação em profundidade para melhor permitir a avaliação do comportamento solo-estaca, também não

houve a manutenção adequada dos relatórios de sondagens e das provas de cargas: percebe-se muitos relatórios armazenados com baixa qualidade e, assim, com informações ilegíveis, além da dificuldade em vincular a prova de carga aos dados originais da estaca ensaiada, o que prejudicou a utilização destes dados nos estudos.

- vi. Em 115 das 264 sondagens à percussão com SPT realizadas sobre o terreno natural (antes da realização da terraplenagem, realizadas entre julho/07 a outubro/08), o lençol freático não foi encontrado até a finalização da sondagem (as sondagens foram paralisadas após a obtenção do impenetrável ao trépano)
- vii. Em 50 das 203 sondagens à percussão com SPT realizadas sobre o terreno terraplenado, realizadas entre abril/09 e agosto/11, o lençol freático não foi encontrado até a finalização da sondagem (as sondagens foram paralisadas após a obtenção do impenetrável ao trépano). Para as sondagens em que se encontrou o lençol freático, pode-se aferir a profundidade média do lençol na El. + 14,5 m.
- viii. A análise das sondagens sem a presença do lençol freático configura a análise de acordo com a teoria dos solos não saturados. Uma vez que não foi o foco deste estudo, o efeito da sucção na análise da capacidade das estacas não foi considerado (solos quando sujeitos a variações no grau de saturação podem expandir, colapsar ou ter a sua resistência diminuída).
- ix. Durante a execução das fundações do empreendimento foi constatada a presença de solo expansivo em algumas regiões da área de estudo. Para conter seus impactos, algumas medidas foram tomadas:
 - a. Substituição de solo superficial por solo cimento, para regiões com fundações superficiais
 - b. Desprezo de camadas superficiais no dimensionamento da capacidade de carga de estacas hélice contínua.

Contudo, a existência do solo expansivo e seus efeitos sobre as fundações (estacas) não foram considerados nesta pesquisa.

5 RESULTADOS – ANÁLISE GEOESTATÍSTICA

Este capítulo apresentará os resultados das análises geoestatística realizadas a partir dos dados das sondagens executadas antes da realização da terraplenagem e, assim, que caracterizaram a região natural. Serão realizadas três análises, cujo resultado é fornecido em formato de mapas.

A primeira análise será para a previsão da superfície impenetrável ao trépano, a partir das informações contidas nas sondagens à percussão. As análises foram realizadas no ArcGIS e no SGeMS. Para esta análise, a entrada de dados consiste nas coordenadas (2D) e a variável de interesse (resultado) é a superfície impenetrável ao trépano (elevação). Estas análises foram realizadas com 264 (duzentos e sessenta e quatro) sondagens no ArcGIS e por 140 (cento e quarenta) sondagens no SGeMS.

A segunda análise realizada foi para a previsão da superfície representada pelo topo do maciço rochoso. A análise por krigagem ordinária foi realizada com 20 (vinte) sondagens rotativas. A entrada de dados consistiu nas coordenadas (leste e norte) e na elevação (topo do maciço rochoso, variável de interesse).

A terceira análise realizada foi para a previsão de uma região entre superfícies que continha a condição de $20 \leq N_{SPT} \leq 25$. Dentre as 264 sondagens à percussão da análise anterior, foram excluídas as sondagens “curtas” (isto é, em que o impenetrável ao trépano foi obtido antes de 3,0 m da execução da sondagem), além de considerar-se apenas o N_{SPT} a partir da elevação EL.+15 (3,0 m a baixo da superfície de referência). A entrada de dados, assim, consistiu nas coordenadas (2D) e a variável de interesse foi a elevação (dado de saída no mapa). Esta análise foi realizada com 159 sondagens à percussão. Será apresentado o resultado da análise com a ferramenta krigagem ordinária.

5.1 PREVISÃO DO IMPENETRÁVEL – SGeMS

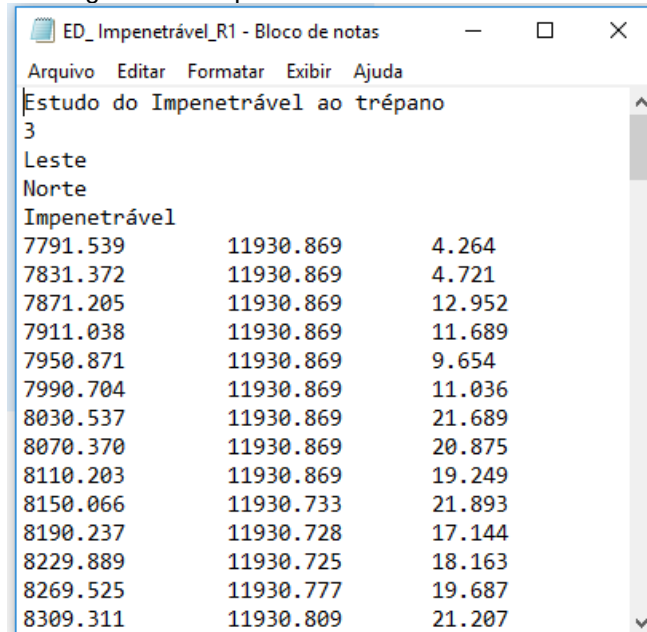
Os itens abaixo apresentam os resultados das análises geoestatística realizadas a partir da utilização do software SGeMS.

5.1.1 Entrada de Dados

A entrada de dados da análise para predição da elevação impenetrável ao trépano no SGeMS consta das coordenadas leste e norte, sendo a camada impenetrável ao trépano nomeada simplesmente como “Impenetrável” e é a variável de interesse nesta análise.

A Figura 82 apresenta o formulário (em formato *.txt) utilizado para entrada de dados desta análise. A primeira linha tem caráter informativo e foi utilizada para identificação do estudo. A segunda linha é a indicação da quantidade de colunas de dados que serão utilizadas, cujos títulos devem ser incluídos na sequência.

Figura 82 – Impenetrável – Entrada de Dados



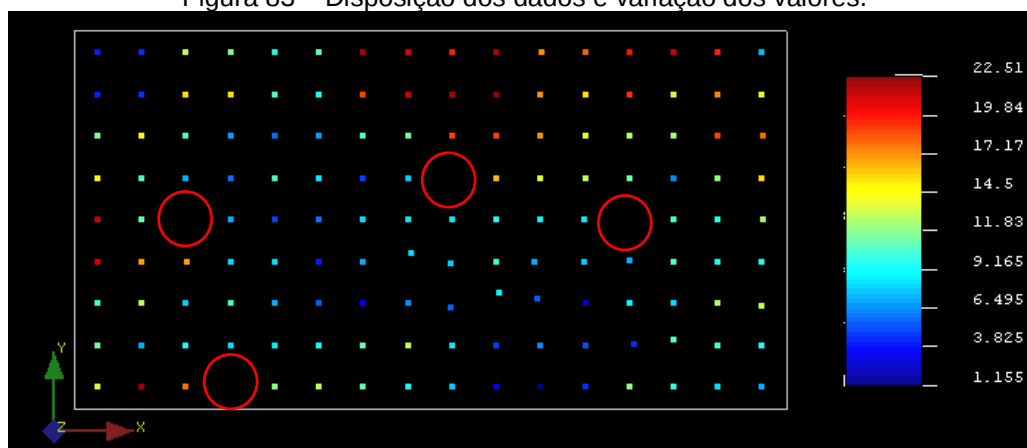
Leste	Norte	Impenetrável
7791.539	11930.869	4.264
7831.372	11930.869	4.721
7871.205	11930.869	12.952
7911.038	11930.869	11.689
7950.871	11930.869	9.654
7990.704	11930.869	11.036
8030.537	11930.869	21.689
8070.370	11930.869	20.875
8110.203	11930.869	19.249
8150.066	11930.733	21.893
8190.237	11930.728	17.144
8229.889	11930.725	18.163
8269.525	11930.777	19.687
8309.311	11930.809	21.207

Fonte: Autora

A Figura 83 apresenta a disposição dos dados, após inclusão no SGeMS. A variação dos valores (elevação do impenetrável) foi apresentada em uma faixa contínua de variação de valores, conforme escala lateral de cores. Os círculos destacados na Figura 83 demarcam a região das sondagens excluídas das análises, para verificação da variabilidade das informações na região.

O SGeMS apresenta os resultados a partir de *grids* definidos pelo usuário. Os resultados desta análise serão apresentados em dois *grids*. O primeiro *grid* é constituído por 32 células na direção leste/oeste e 17 células na direção norte/sul, com 20m de dimensão em cada sentido. O segundo *grid* é constituído por 64 células na direção leste / oeste e 34 células na direção norte / sul, com 10,0 m de comprimento em cada direção (dimensão).

Figura 83 – Disposição dos dados e variação dos valores.



Fonte: Autora / SGeMS

Os *grids* são representados no SGeMS apenas por seus retângulos externos. Por terem mesmo tamanho, os *grids* desta análise encontram-se sobrepostos e são representados pelo retângulo visível na Figura 83.

5.1.2 Histograma e Variograma

A construção do histograma constou das 140 sondagens, distribuídas em 20 classes. O histograma resultante segue apresentado na Figura 84, em que o eixo das abscissas indica a classe (em metros) e o eixo das ordenadas apresenta a frequência dos dados (em percentual).

O SGeMS também fornece o resumo das informações estatísticas, à saber: número de dados, média, variância, valores mínimos e máximos, além dos quartis inferior, médio e superior.

Para os dados analisados, obteve-se como dados estatísticos básicos:

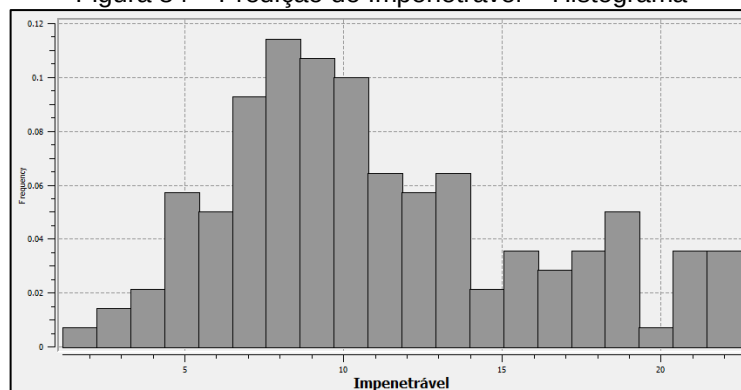
Número de dados:	140	Mínimo:	1.155
Média:	11.187	Máximo:	22.514
Variância:	24.793	Quartil superior:	13.948
		Mediana:	10.206
		Quartil inferior:	7.628

O variograma é a ferramenta utilizada para descrever a diferença esperada de valor entre pares de amostras, a partir de uma orientação definida. Apesar das diversas orientações possíveis para a construção dos variogramas, neste estudo foram consideradas três direções principais:

- i. Direção 0,0: Representa a direção norte / sul

- ii. Direção 90,0: Representa a direção leste / oeste
- iii. Direção 0,0, com tolerância angular de 90°: Omni-direcional.

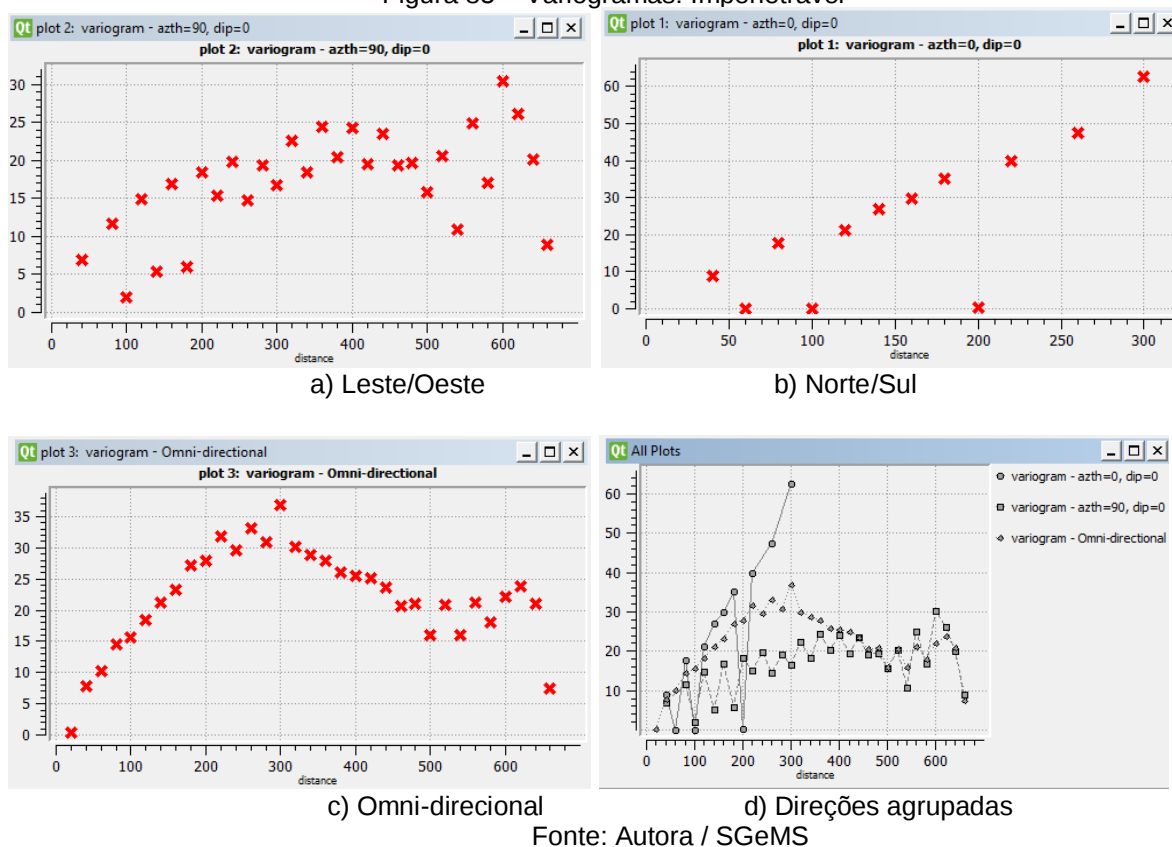
Figura 84 – Predição do Impenetrável – Histograma



Fonte: Autora / SGeMS

Os variogramas gerados pelo SGeMS são apresentados na Figura 85. Para a confecção destes variogramas, considerou-se a largura máxima de 40,0 m, com passos de 20,0 m e tolerância de 10,0 m (metade do passo). A tolerância angular considerada foi de 30°.

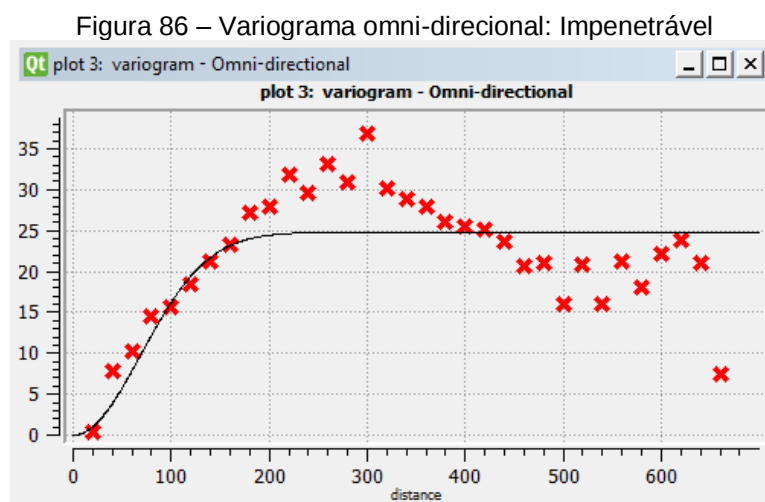
Figura 85 – Variogramas: Impenetrável



Fonte: Autora / SGeMS

A direção norte sul (azth=0 e dip=0, Figura 85-b) apresentou maior variabilidade que a direção leste / oeste (azth=90 e dip=0, Figura 85-a) e, assim, pode-se caracterizar o fenômeno em estudo (a elevação do impenetrável), como um fenômeno espacial anisotrópico.

A partir da variância, o variograma foi ajustado aos dados. A Figura 86 apresenta o variograma omni-direcional com ajuste gaussiano e alcance (patamar) definido a partir da variância (24,793).



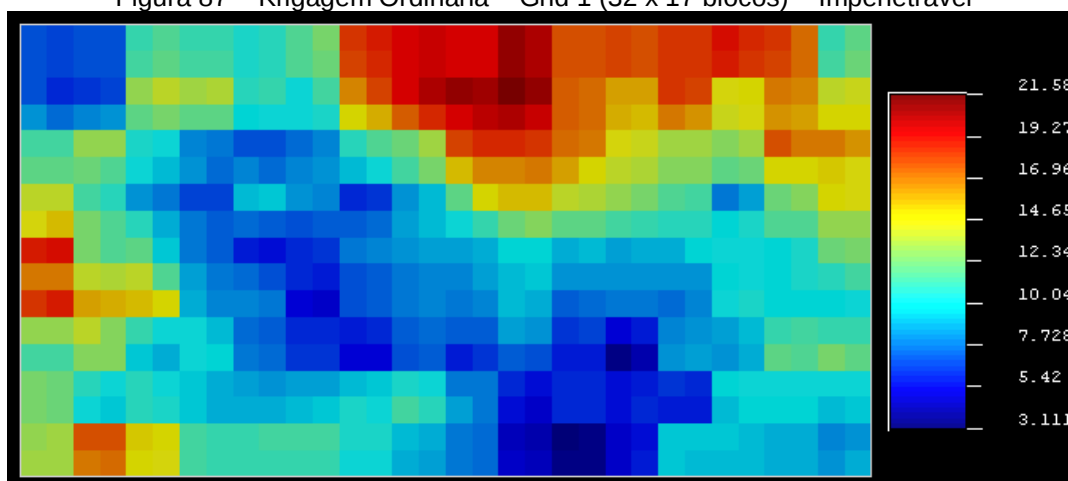
Fonte: Autora / SGeMS

A análise dos variogramas gerados permitiu aferir a existência de certa dependência espacial da variável “impenetrável” e, assim, a krigagem pode ser realizada com a geração de bons resultados.

5.1.3 Krigagem Ordinária

O mapa que representa o resultado da krigagem ordinária realizada com os 140 pontos de sondagens para o grid composto por 32 blocos na direção leste/oeste (eixo das abscissas) e 17 blocos na direção norte/sul (eixo das ordenadas), com 20,0 m de comprimento em cada direção, é apresentado na Figura 87.

Figura 87 – Krigagem Ordinária – Grid 1 (32 x 17 blocos) – Impenetrável

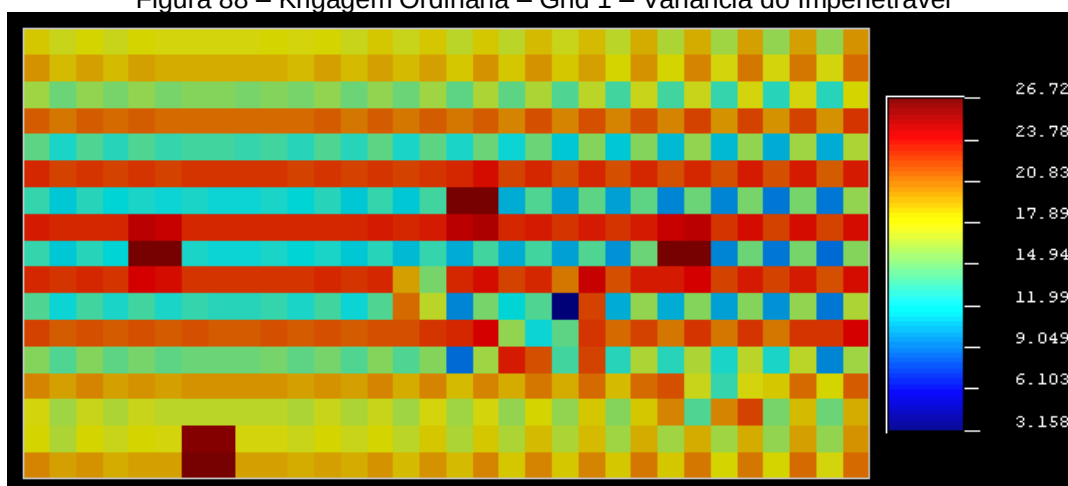


Fonte: Autora / SGeMS

Os valores (conforme escala de cores apresentada na parte lateral do mapa) é calculado para cada bloco. A variação da elevação impenetrável ao trépano ficou entre 3.111 m e 21,58 m. Observa-se que a krigagem não manteve os dados originais fixos, o que pode ser verificado pela alteração dos valores mínimo e máximo, de 1,155 m e 22,514 para 3,111 e 21,58 m, respectivamente.

A variância dos resultados obtidos é apresentada, também, em forma de mapa, que segue representado na Figura 88. A variância dos dados é relativamente baixa nos locais em que há amostragem e alta nos pontos não amostrados. O maior valor de variância ocorreu na região em que houve a retirada de pontos amostrais.

Figura 88 – Krigagem Ordinária – Grid 1 – Variância do Impenetrável



Fonte: Autora / SGeMS

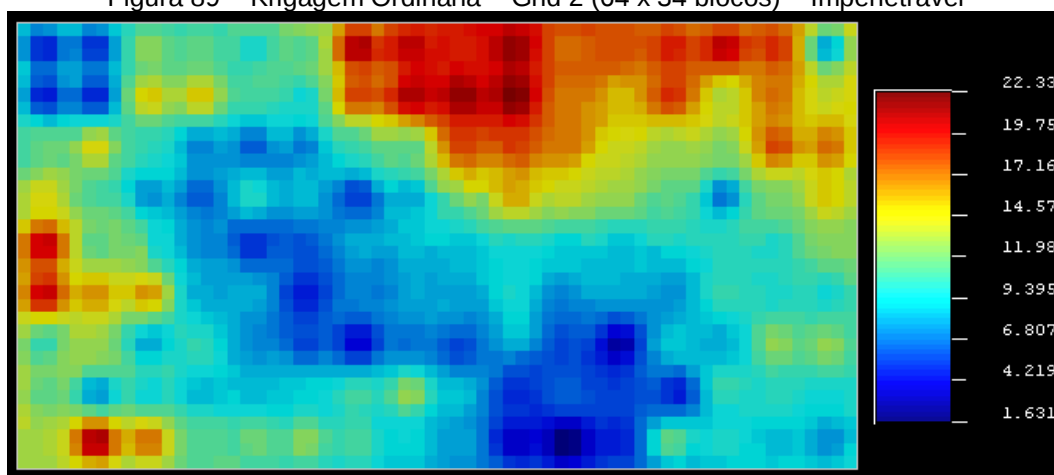
Alterando o grid para 64 blocos na direção leste/oeste (eixo das abscissas) e 34 blocos na direção norte/sul (eixo das ordenadas), com 10,0 m de comprimento em

cada direção, ou seja, quadruplicando a quantidade de blocos, tem-se o novo mapa de previsão da elevação do impenetrável (Figura 89).

Em relação ao grid anterior (Figura 87), pede-se perceber a melhor distribuição (ou previsão) dos valores obtidos, dado ao aumento do número de blocos.

Em relação aos valores mínimos e máximos, o ajuste de dados provocado pelo acréscimo de blocos trouxe uma maior aproximação destes valores aos valores reais das amostras: valores mínimos e máximos iguais a 1,631 m e 22,33 m, respectivamente, na nova configuração de grid, mais próximos dos valores mínimos e máximos reais (1,155 m e 22,514 m).

Figura 89 – Krigagem Ordinária – Grid 2 (64 x 34 blocos) – Impenetrável

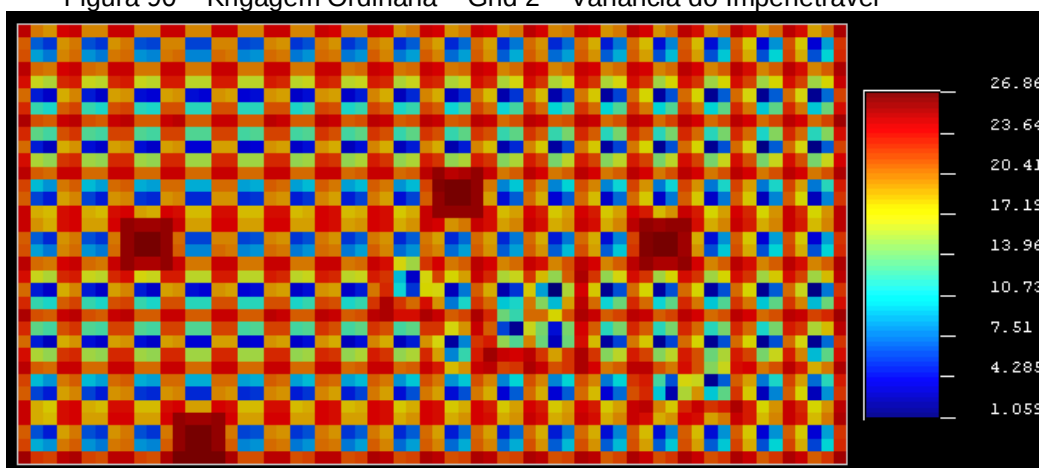


Fonte: Autora / SGeMS

O mapa da variância do impenetrável para este novo grid, por sua vez, é apresentado na Figura 90. Apesar da não distribuição uniforme da variação do impenetrável, verifica-se a menor variação nos locais em que houve ensaios, bem como a maior variação ocorreu nas regiões com menos sondagens (regiões onde houve a retirada da sondagem e nas regiões de borda).

Fazendo um comparativo dos resultados contidos na Figura 87 e na Figura 89 com o perfil impenetrável ao trépano gerado com ferramentas de desenho (Spline do AutoCad, Figura 49), pode-se aferir a proximidade dos resultados obtidos nas duas situações. As regiões com escala de cor laranja/vermelho da Figura 87 e da Figura 89 apontam para a obtenção de impenetrável à elevações em torno de 17,0 m e 22,0 m aproximadamente. Considerando que o platô do empreendimento (elevação de referência) é de El. + 17,80, as informações nestas áreas apresentam o impenetrável a baixas profundidades e/ou aflorados, conforme pode ser visualizado na Figura 49.

Figura 90 – Krigagem Ordinária – Grid 2 – Variância do Impenetrável



Fonte: Autora / SGeMS

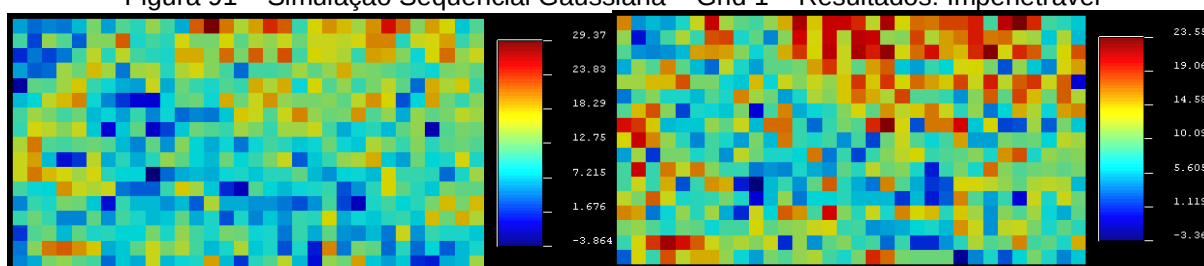
5.1.4 Simulação Sequencial Gaussiana (com Krigagem Ordinária)

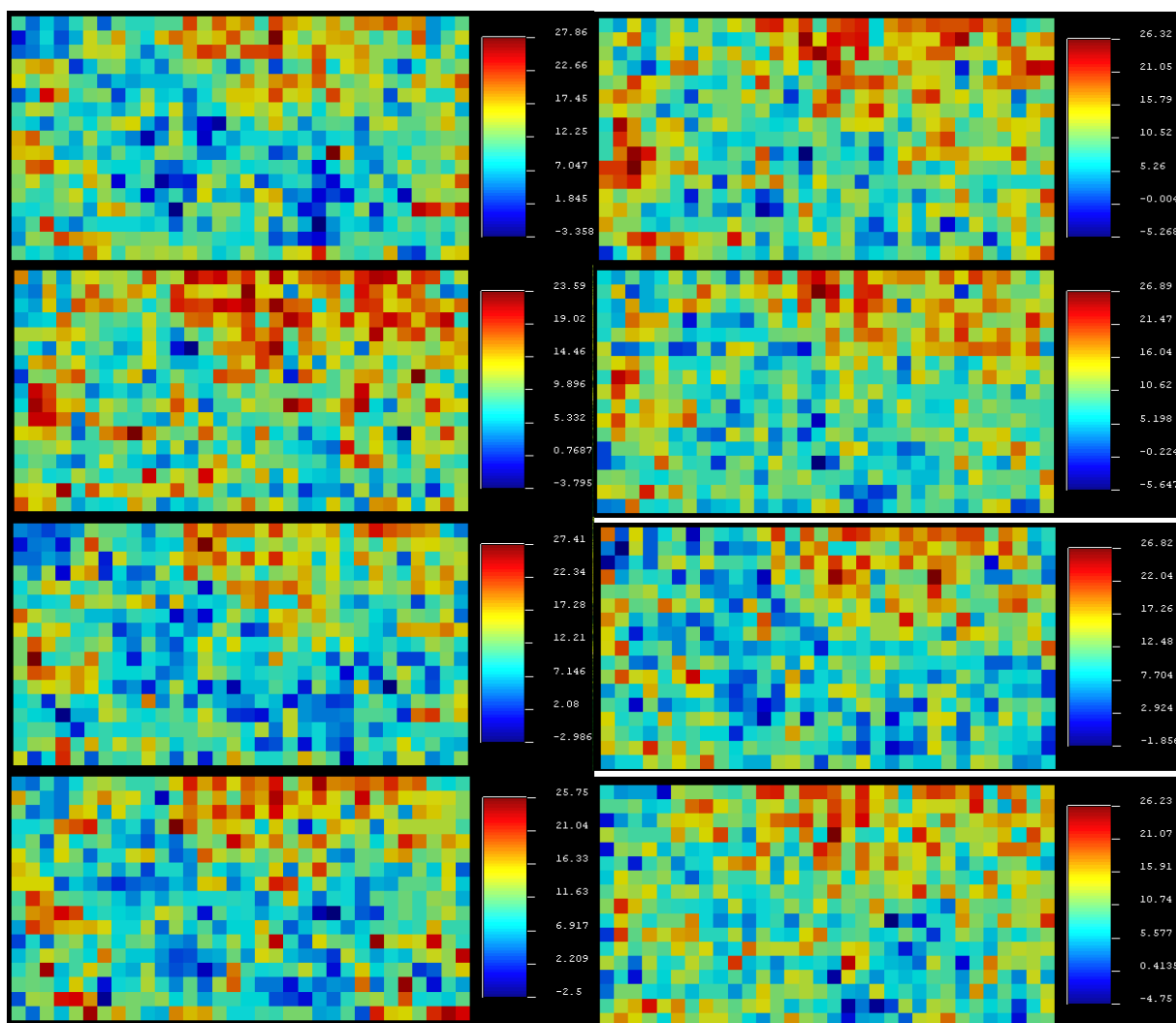
De forma complementar, foi realizado o processo de simulação sequencial gaussiana (com krigagem), com os dados das 140 sondagens, para o grid 1 (32 x 17 blocos, com 20 m x 20 m cada bloco), para as mesmas condições de pesquisa utilizadas com a aplicação da estimativa por krigagem ordinária.

Não se pretende neste trabalho, conforme indicado anteriormente, apresentar em detalhe a teoria matemática que envolve o processo de simulação sequencial gaussiana. Esta simulação foi realizada devido à facilidade de aplicação.

Por simplificação, foi adotado um pequeno número de simulações (10 simulações). Os mapas com o resultado das 10 simulações seguem apresentados na Figura 91.

Figura 91 – Simulação Sequencial Gaussiana – Grid 1 – Resultados: Impenetrável





Fonte: Autora / SGeMS

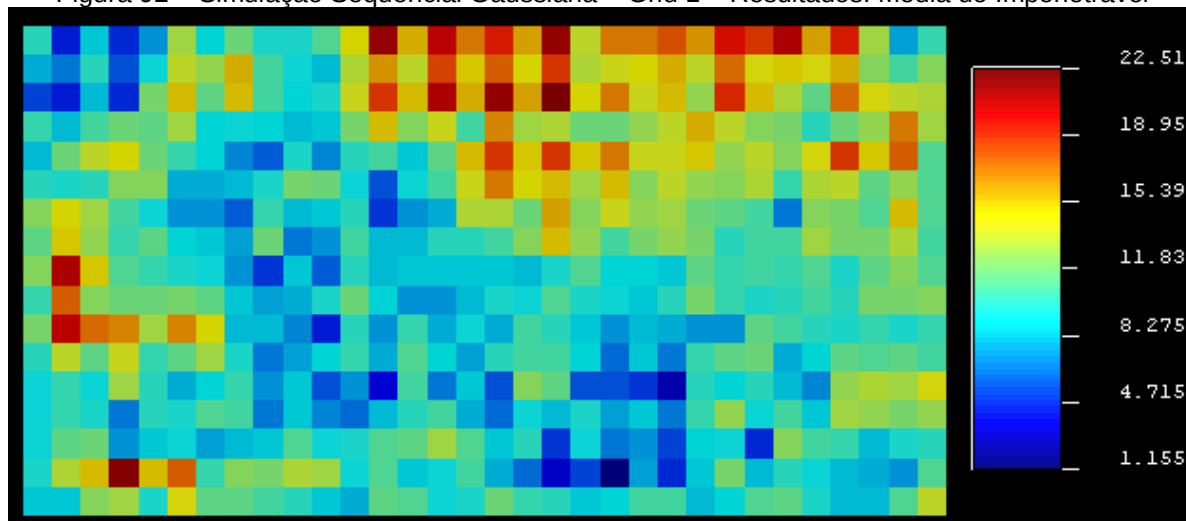
Os valores variaram bastante em relação a cada simulação, contudo, as regiões de máximo e mínimo continuaram próximas em cada simulação. Os valores máximos obtidos na simulação variaram entre 29,37 m a 23,55 m, enquanto que esta variação para os valores mínimos foi entre -5,647 m a -1,856 m.

Para facilitar as análises das diversas simulações ocorridas foi elaborado (também pelo software) o mapa que contém as informações médias, apresentado na Figura 92.

Uma vez que na simulação os valores das amostras (sondagens) permanecem fixos, pode ser verificado, com o auxílio da barra de cores da Figura 92, que os valores simulados permaneceram entre o range real de valores (1,155 m e 22,51 m). Em relação aos resultados obtidos pelo processo de estimativa por krigagem ordinária (Figura 87), percebe-se que as regiões com os máximos e mínimos foram próximas entre estes métodos, mas que, em relação à simulação, houve uma maior dispersão

dos valores obtidos, com menores valores dado à fixação dos pontos com informações e suavização dos resultados.

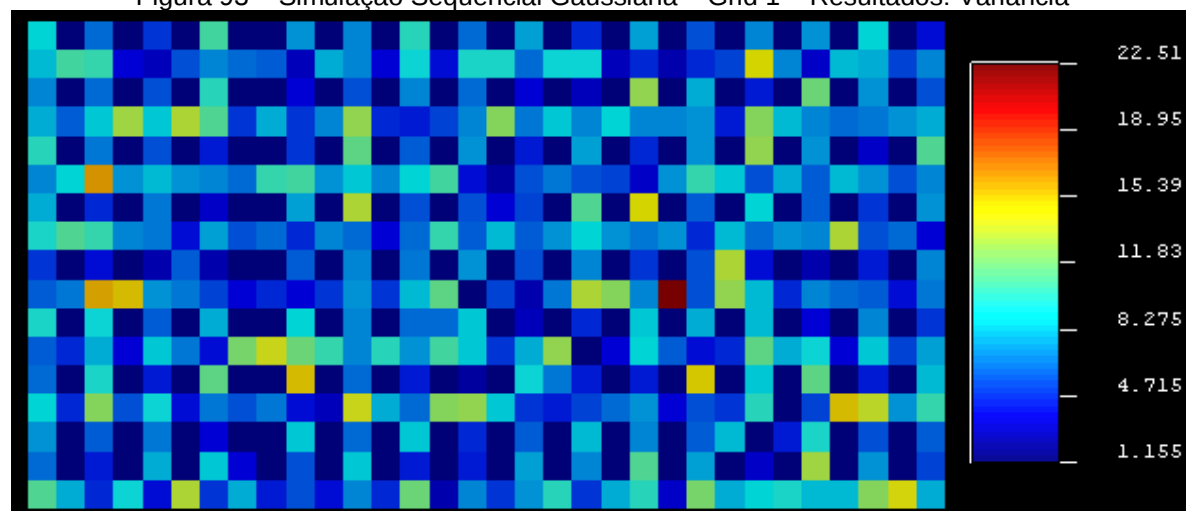
Figura 92 – Simulação Sequencial Gaussiana – Grid 1 – Resultados: Média do Impenetrável



Fonte: Autora / SGeMS

Outra análise dos resultados obtidos é em relação à variância dos dados. Quanto menor a variância, os dados se aproximaram entre as simulações. A Figura 93 apresenta o mapa com as variâncias obtidas das simulações realizadas. Como os dados dos pontos existentes foi fixado, percebe-se que a variação dos resultados simulados ocorreu em faixa reduzida de valores.

Figura 93 – Simulação Sequencial Gaussiana – Grid 1 – Resultados: Variância



Fonte: Autora / SGeMS

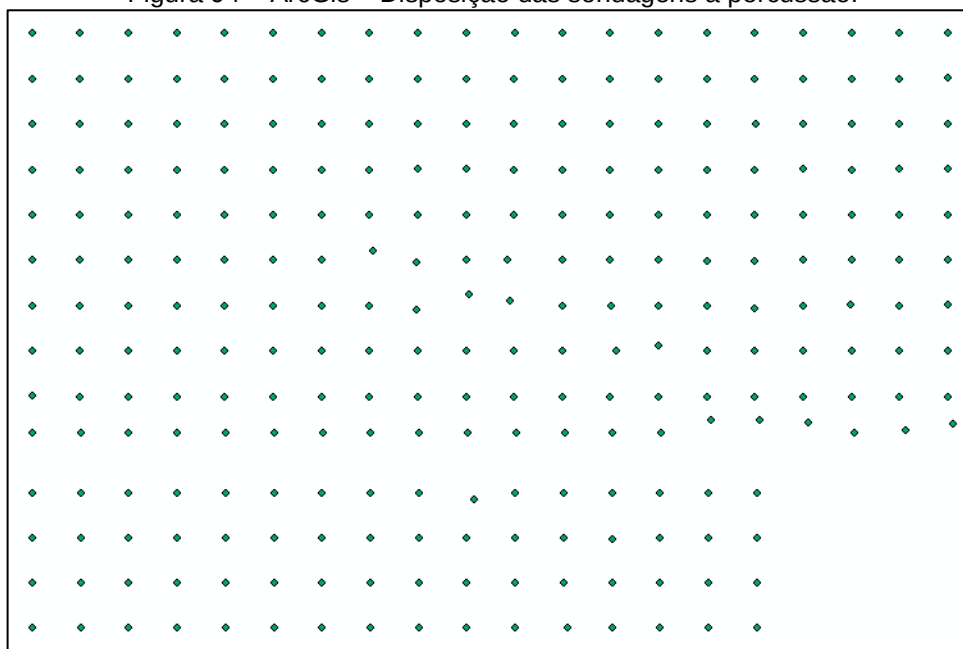
5.2 PREVISÃO DO IMPENETRÁVEL – ARCGIS

O ArcGIS é um software de uso comercial e, assim, com recursos mais sofisticados que o software SGeMS anteriormente apresentado. Por seu uso comercial e alto custo, não é um software comum nas empresas de engenharia de estruturas.

O estudo foi realizado com as coordenadas referenciadas: sistema de coordenadas projetados UTM, América do Sul, SAD_1969_UTM_Zone_25S.

A Figura 94 apresenta a disposição das sondagens (malha) extraída do ArcGIS, após o carregamento do arquivo com a entrada de dados. Nesta análise foram removidas as sondagens de repetição (3 sondagens realizadas a um distanciamento específico da primeira sondagem, de forma a confirmar a elevação superficial do impenetrável ao trépano).

Figura 94 – ArcGis – Disposição das sondagens à percussão.



Fonte: Autora/ArcGis.

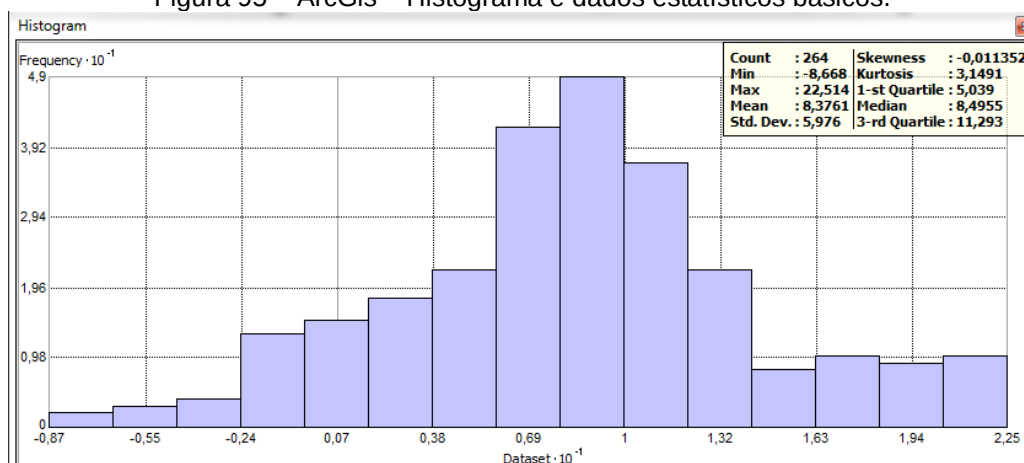
Diferente da análise realizada no SGeMS, a análise realizada no ArcGIS foi feita com uma quantidade maior de pontos (264 sondagens), representando toda a área de estudo. A entrada de dados do ArcGIS foi feita por meio de planilha em formato Excel. Ao contrário do SGeMS que tem os campos (colunas) definidos, a entrada de dados do ArcGIS permite múltiplas informações em uma mesma planilha.

Também de forma diferente do SGeMS, o ArcGIS não trabalha com grids. A região dos resultados foi delimitada pelas sondagens envolvidas. Contudo, pode-se gerar superfícies de interesse para realização das análises de forma simples (ao contrário do SGeMS).

5.2.1 Histograma e Variograma

As informações estatísticas básicas são fornecidas juntamente com o histograma e seguem apresentadas na Figura 95.

Figura 95 – ArcGis – Histograma e dados estatísticos básicos.

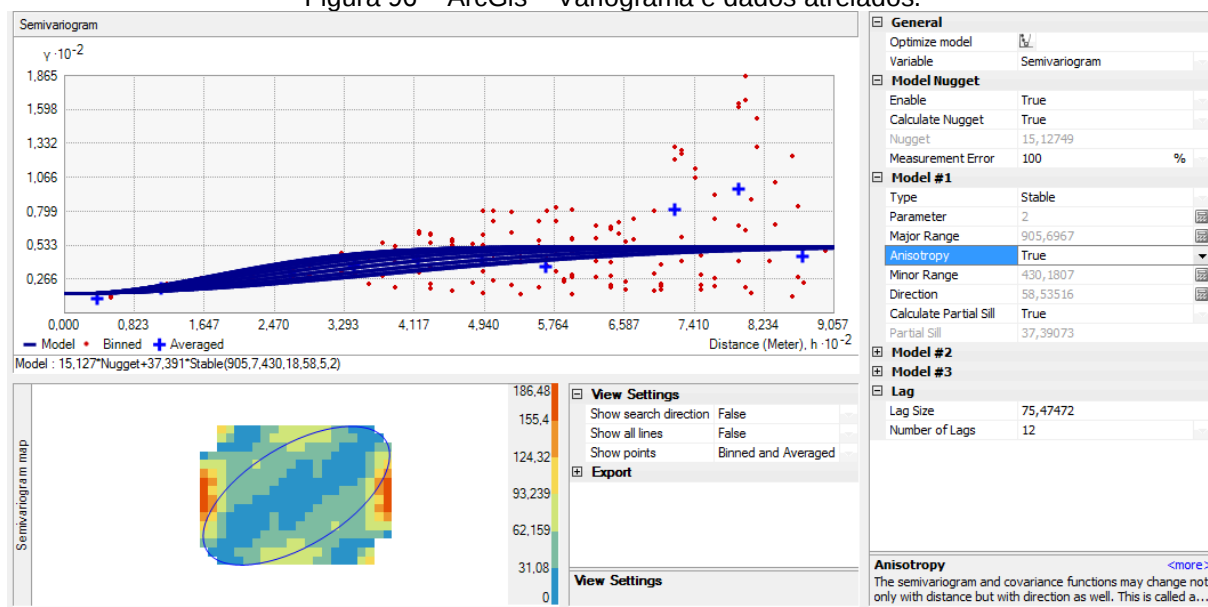


Fonte: Autora/ArcGis.

No caso em estudo (elevação da camada impenetrável ao trépano das sondagens à percussão), o ArcGIS optou-se pela utilização do variograma modelo estável (sugerido pelo ArcGIS), calculado com 12 passos e tamanho do passo aproximado em 75,0 m. O variograma gerado segue apresentado na Figura 96. Verifica-se existência de correlação espacial e presença de anisotropia no fenômeno em estudo.

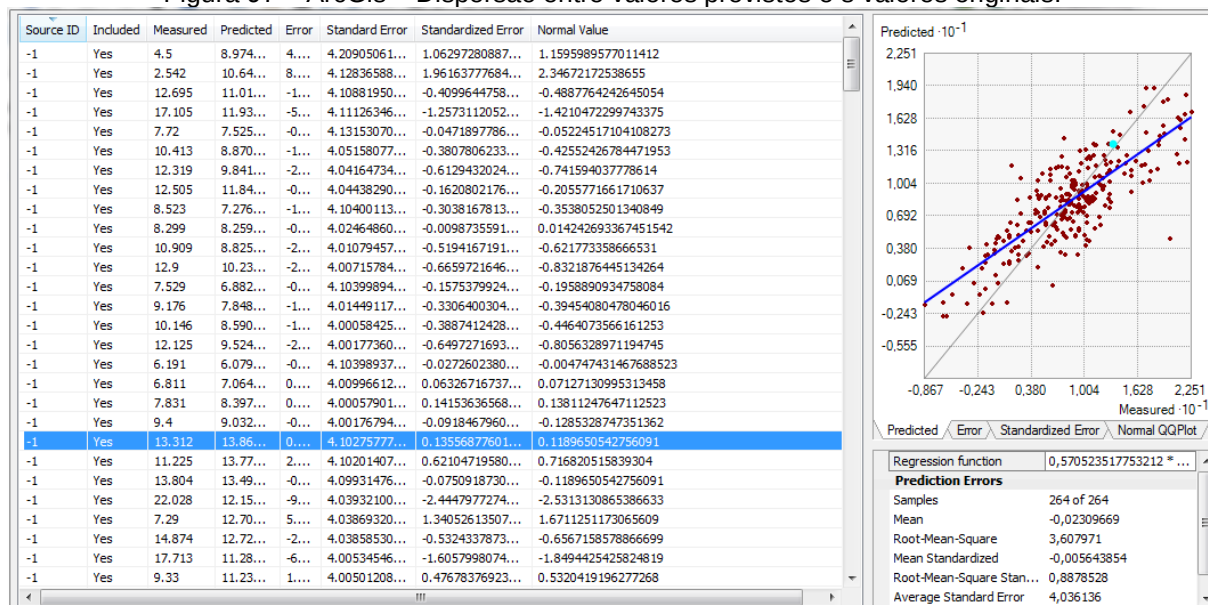
O desvio padrão da análise é calculado a partir de uma validação cruzada realizada pelo próprio software. Os pontos medidos são comparados com os valores previstos. O gráfico de dispersão entre os valores previstos e os valores originais (informações da sondagem) pode ser visualizado na Figura 97. A melhor qualidade dos resultados é indicada quando reta e correlação entre os pontos previstos aproxima-se da reta ideal (relação 1:1 entre o valor real e o valor previsto).

Figura 96 – ArcGIS – Variograma e dados atrelados.



Fonte: Autora/ArcGIS.

Figura 97 – ArcGIS – Dispersão entre valores previstos e s valores originais.

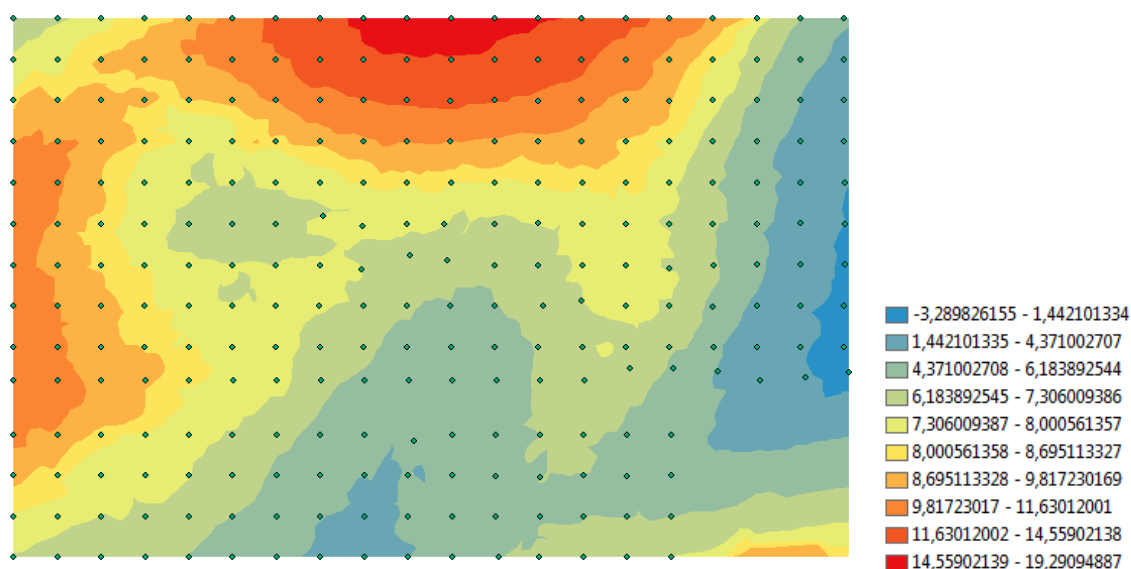


Fonte: Autora/ArcGIS (ArcMap).

5.2.2 Krigagem Ordinária

O resultado fornecido pelo ArcGIS para a krigagem realizada é em formato de mapa, contendo a escala de variação de valores da variável em estudo. O resultado na análise de krigagem ordinária é apresentado na Figura 98.

Figura 98 – ArcGis – Resultados: Previsão do impenetrável ao trépano a partir da krigagem ordinária.



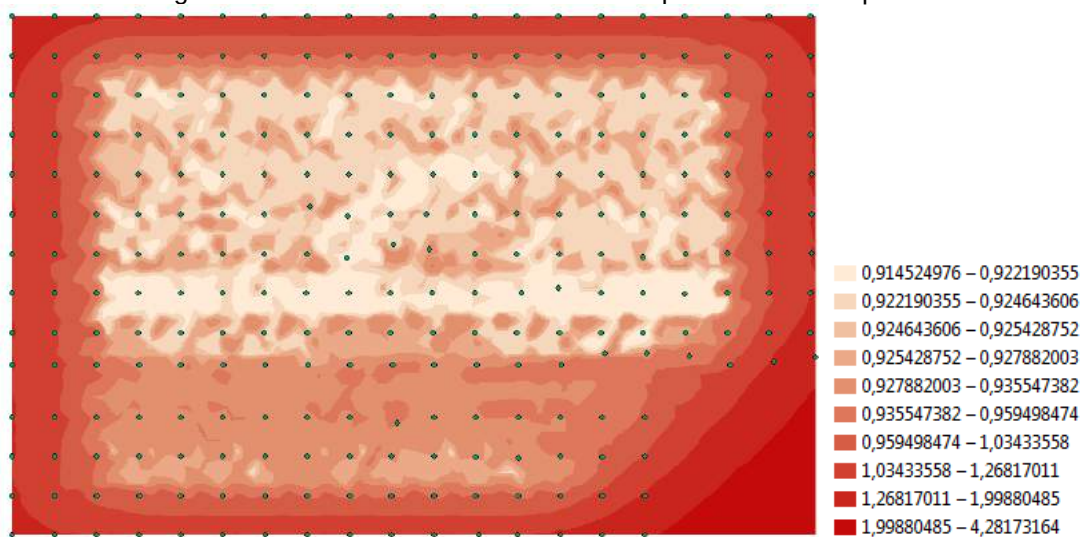
Fonte: Autora/ArcGis (ArcMap).

A superfície impenetrável ao trépano ocorreu entre as elevações EL. -3,30 e EL. + 19,30. Considerando a elevação de referência do empreendimento, EL. +18, observa-se a presença de regiões com impenetrável ao trépano relativamente superficiais, entre as elevações EL. 14,5 m a EL. +19,30 m. O mapa gerado permite visualizar a grande variabilidade existente em relação à superfície impenetrável ao trépano.

A análise do coeficiente de determinação (R^2) da correlação entre os valores previstos e os valores reais ($R^2 = 0,8878$) já é um indicativo da variabilidade dos resultados.

O erro associado à krigagem é apresentado no mapa da Figura 99. Pode-se aferir que os resultados na região interior à malha gerada possuem pequena variabilidade. A maior variabilidade da análise ocorreu na região mais externa, nas áreas de borda, devido à existência de menos pontos nas análises e na região representada pelo canto inferior direito da (Figura 99), devido, também, à presença de poucas amostras.

Figura 99 – Erro associado: Previsão do impenetrável ao trépano.

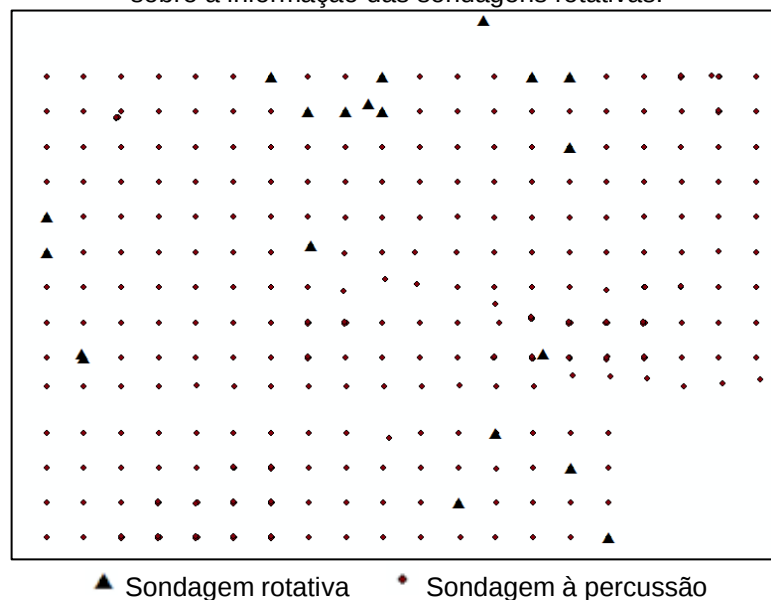


Fonte: Autora/ArcGis (ArcMap).

5.3 TOPO DA SUPERFÍCIE ROCHOSA

A Figura 100 apresenta a localização das 20 (vinte) sondagens rotativas (triângulos) em relação à malha de sondagens à percussão que delimitaram a área de estudo (sondagens à percussão não participaram da análise). Apesar de poucos pontos, realizou-se a krigagem ordinária de forma a obter a previsão da elevação do topo da superfície rochosa para as áreas não investigadas e, assim, poder comparar esta elevação com a superfície impenetrável ao trépano obtida.

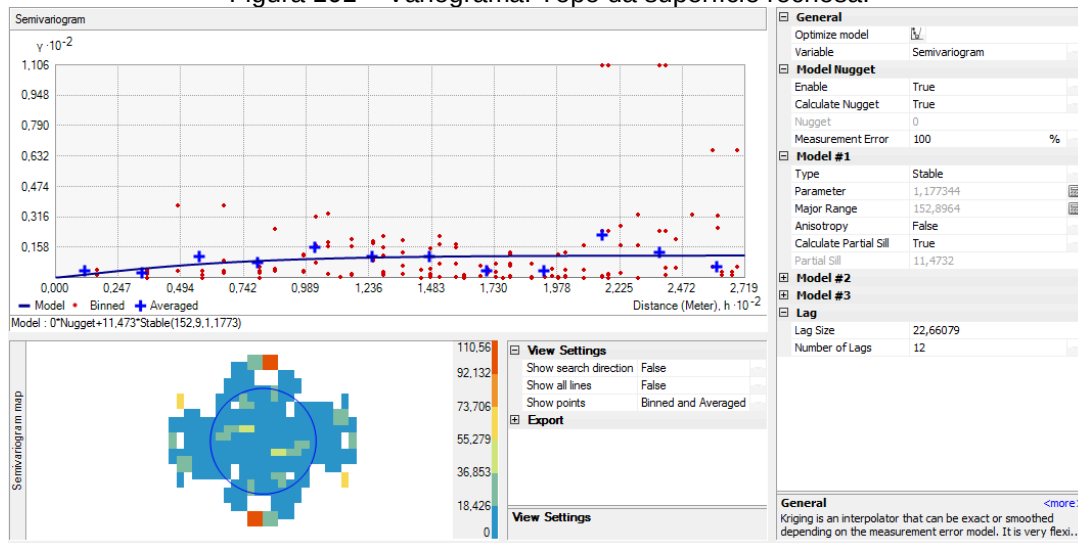
Figura 100 – ArcGis – Previsão da elevação da superfície rochosa, a partir da realização de krigagem sobre a informação das sondagens rotativas.



Fonte: Autora/ArcGis (ArcMap).

A Figura 101 apresenta o variograma, montado com 12 passos e tamanho aproximado do passo de 23 m. Não houve anisotropia para o evento em análise.

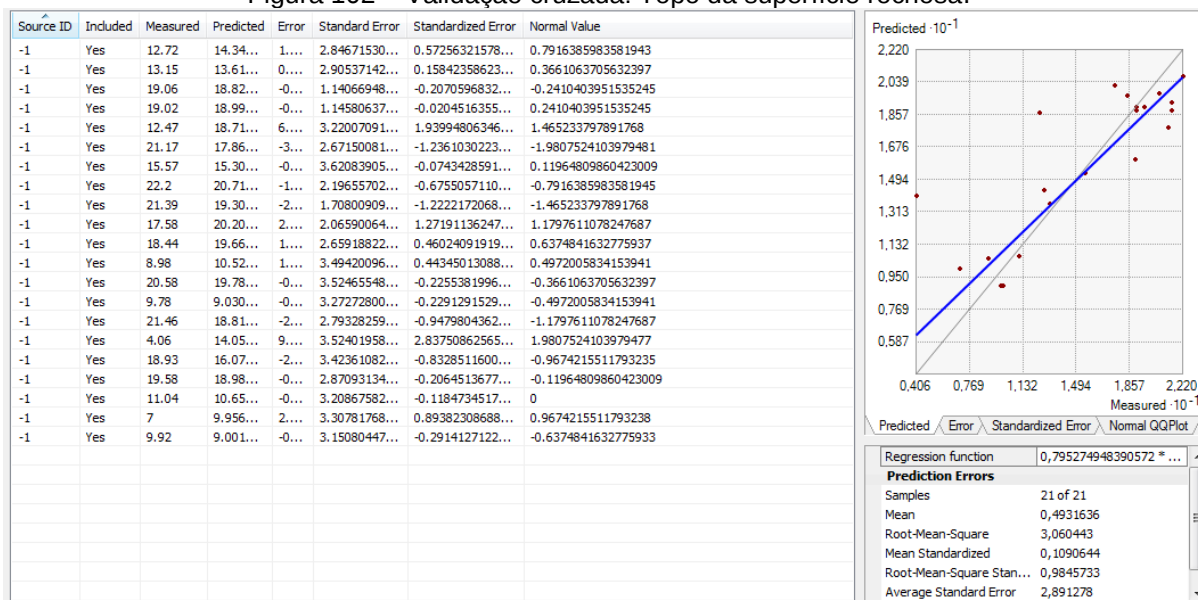
Figura 101 – Variograma: Topo da superfície rochosa.



Fonte: Autora/ArcGis (ArcMap).

A validação da análise é apresentada na Figura 102. Houve um bom coeficiente de determinação ($R^2 = 0,984$), o que pode ser verificado a partir da proximidade entre a reta ideal (relação 1:1 entre o valor real e o valor previsto) e a reta formada pelos pontos obtidos na análise.

Figura 102 – Validação cruzada: Topo da superfície rochosa.

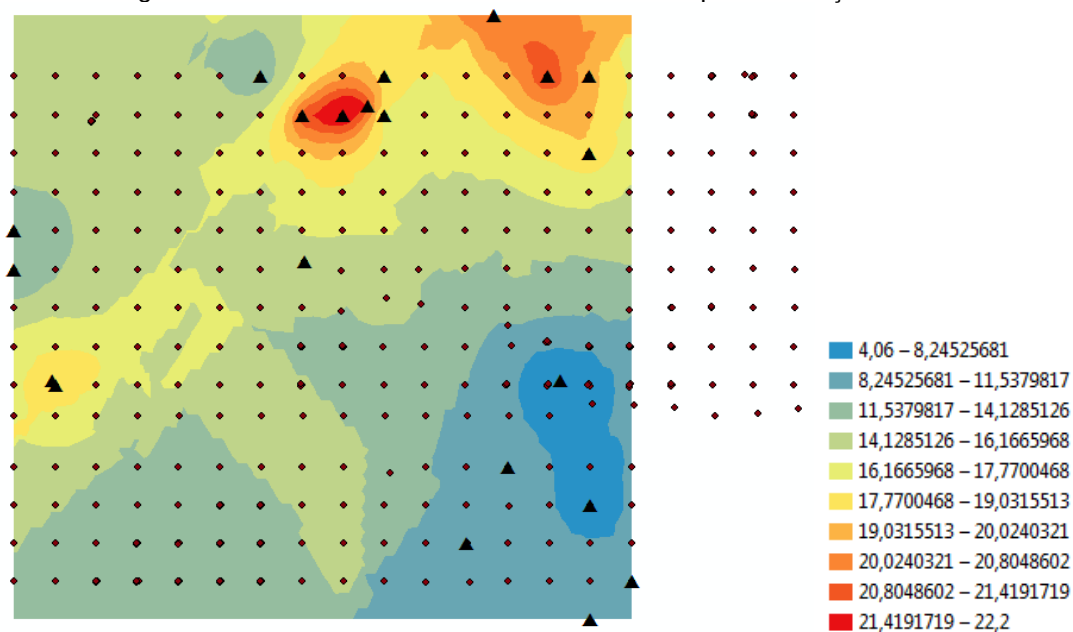


Fonte: Autora/ArcGis (ArcMap).

O resultado da análise é apresentado no mapa da Figura 103. O topo do maciço rochoso, a partir das informações utilizadas, variou entre a EL. 4,06 m e EL. +22,2 m.

Comparando este resultado com a superfície impenetrável ao trépano (apresentada na Figura 98), pode-se verificar que houve a confirmação da superfície impenetrável ao trépano como maciço rochoso, com pequenas variações. Neste ponto, cabe apontar que, para as situações em que a sondagem apontou rocha em elevações intercaladas por camadas de solo, considerou-se apenas a ocorrência inicial.

Figura 103 – ArcGis – Resultados: Previsão da topo do maciço rochoso.



Fonte: Autora/ArcGis (ArcMap).

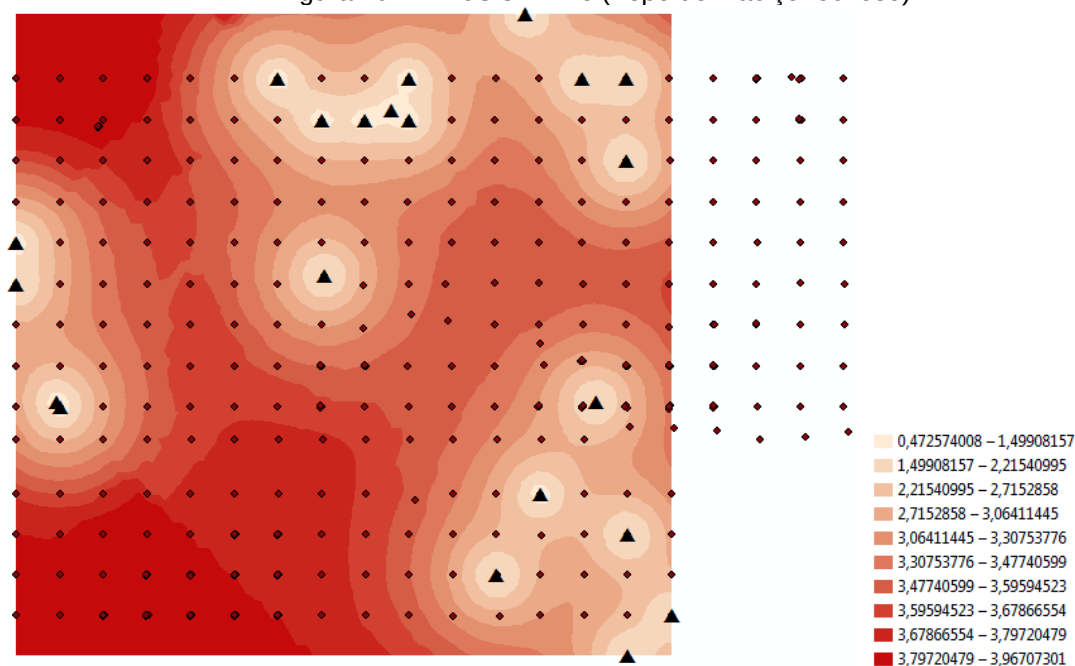
O valor de R^2 para esta análise foi maior que o R^2 obtido para a análise de previsão da superfície impenetrável ao trépano, o que indica que, entre os valores previstos e os reais medidos, a variabilidade foi pequena.

Contudo, devido à pequena quantidade de sondagens utilizadas para a realização das análises, muitas áreas apresentam grande variabilidade nos resultados, o que pode ser visto no mapa de erro gerado na análise (Figura 104).

Para essas regiões (grande variabilidade representada por maiores erros nas previsões, Figura 104), a realização de novas investigações torna-se fundamental, principalmente em regiões em que a camada de solo sobre o maciço rochoso não tiver capacidade suficiente para absorver as cargas das fundações em estacas. Esta situação levaria à necessidade de utilização de estacas tipo raiz com embutimento em

maciço rochoso e, com isso, o conhecimento das propriedades deste maciço torna-se imprescindível ao projeto (e avaliação) destas fundações.

Figura 104 – ArcGis – Erro (Topo do maciço rochoso).



Fonte: Autora/ArcGis (ArcMap).

5.4 PREVISÃO DO SPT – ArcGIS

Os itens abaixo apresentam o resultado das análises geoestatística realizadas a partir da utilização do software ArcGIS.

5.4.1 Entrada de Dados

Uma das análises possíveis e cuja solicitação é usual no dimensionamento de estacas é a busca por uma superfície com resistência específica que caracterizaria a cota de assentamento das estacas (por exemplo). Para representar esta situação, apresenta-se a realização de uma análise geoestatística, por krigagem ordinária, para a previsão da superfície com $N_{SPT} \geq 20$.

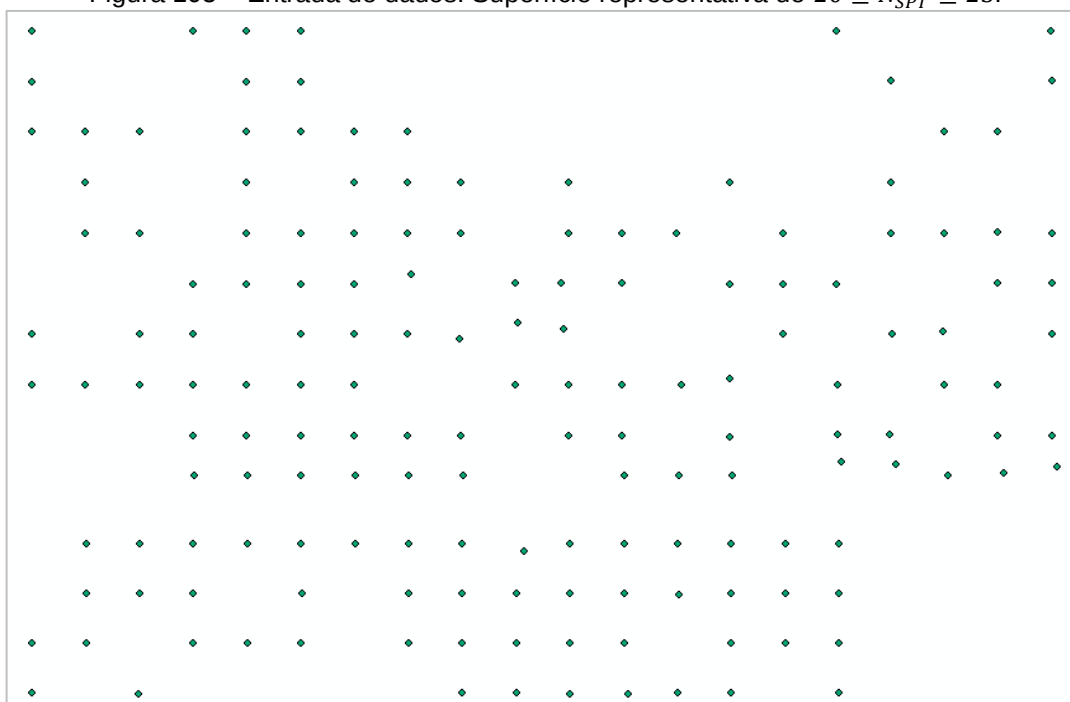
Os dados de entrada para esta análise foram as coordenadas em planta das sondagens (leste e norte), além da elevação (em metros) a partir da qual ocorre $N_{SPT} \geq 20$. Uma vez que a análise geoestatística foi realizada com base na malha regular e, assim, sobre o terreno natural (em momento anterior à realização da

terraplenagem da região), considerou-se os valores de $N_{SPT} \geq 20$ abaixo da El. + 15, sendo a elevação de referência do empreendimento a El. + 18 (aproximadamente).

É importante apontar aqui que a análise partiu da premissa de montar uma região entre superfícies em que ocorre $N_{SPT} \geq 20$, sendo considerada a elevação inicial em que esta situação ocorre, ou seja, a presença de solos com $N_{SPT} \leq 20$ abaixo da primeira elevação em que ocorre a situação $N_{SPT} \geq 20$ não foram levadas em consideração nesta análise. Devido ao impenetrável ao trépano ter ocorrido à elevações relativamente superficiais, a análise foi, também, restringida às sondagens que apresentaram $20 \leq N_{SPT} \leq 25$ (isto é, sondagens que apresentaram $N_{SPT} \geq 25$ logo nos primeiros metros de execução da sondagem não foram consideradas).

A entrada de dados, então, foi composta por 159 sondagens à percussão, além das 02 sondagens representativas do limite da área de estudo (de forma a representar a área de estudo, as sondagens representativas do limite de área foram mantidas, sem a definição da elevação, para os casos em que a situação de $20 \leq N_{SPT} \leq 25$ não foi atingida). A disposição das sondagens utilizadas na análise segue apresentada na Figura 105.

Figura 105 – Entrada de dados: Superfície representativa de $20 \leq N_{SPT} \leq 25$.



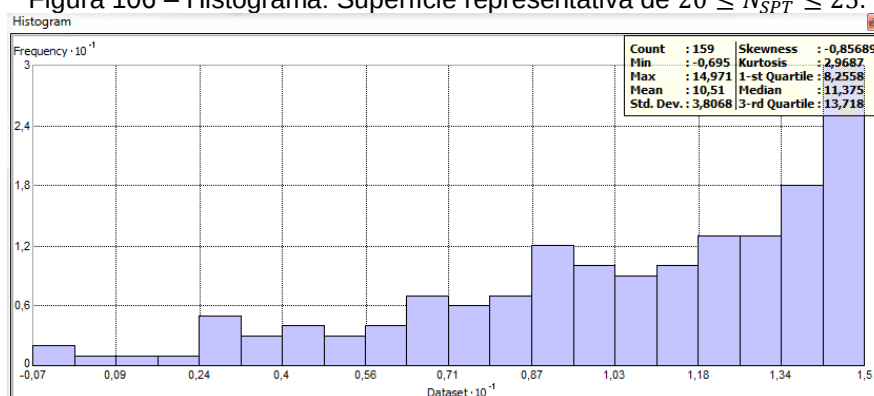
Fonte: Autora/ArcGis (ArcMap).

A saída de dados é, então, um mapa apresentando as elevações a partir da quais ocorre (ocorreria) a situação $N_{SPT} \geq 20$, prevista por krigagem ordinária a partir das amostras (sondagens) analisadas.

5.4.2 Histograma e Variograma

As informações estatísticas básicas são fornecidas juntamente com o histograma e seguem apresentadas na Figura 106.

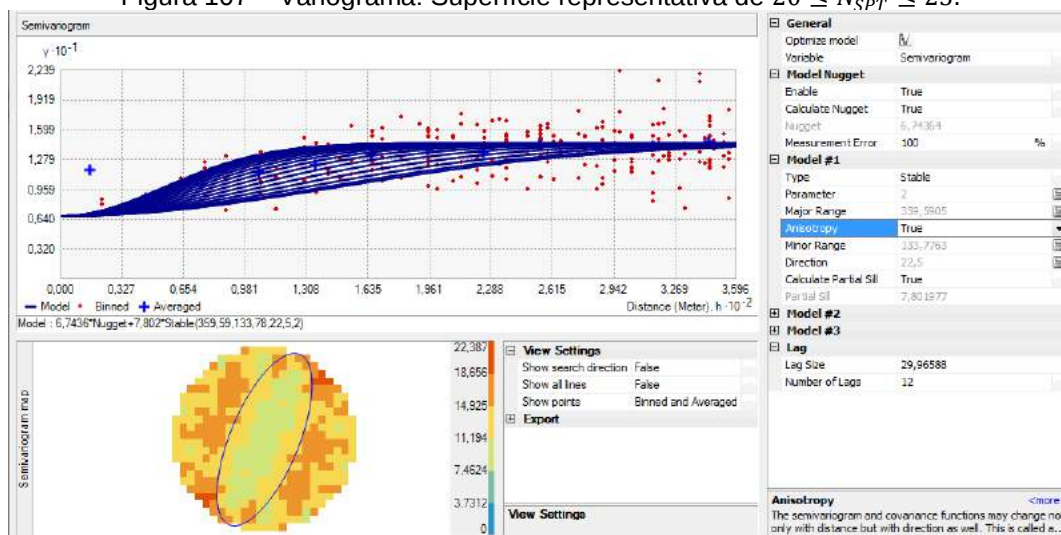
Figura 106 – Histograma: Superfície representativa de $20 \leq N_{SPT} \leq 25$.



Fonte: Autora/ArcGis (ArcMap).

A Figura 107 apresenta o variograma de referência, com a consideração de anisotropia.

Figura 107 – Variograma: Superfície representativa de $20 \leq N_{SPT} \leq 25$.



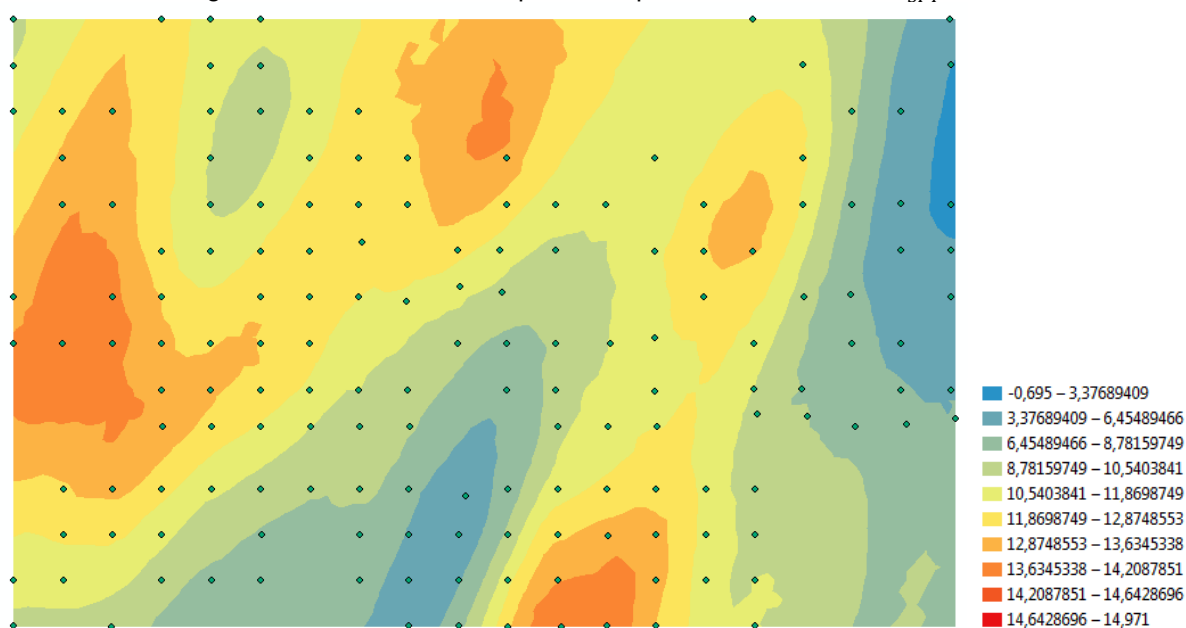
Fonte: Autora/ArcGis (ArcMap).

5.4.3 Resultados – Krigagem Ordinária

O resultado (mapa) da análise geoestatística por krigagem ordinária segue indicado na Figura 108. Neste mapa são apresentadas as elevações em que ocorre a condição $20 \leq N_{SPT} \leq 25$.

A condição esperada ($20 \leq N_{SPT} \leq 25$) ocorreu entre a elevação EL. -3,37 m à El. + 14,97. O mapa da Figura 109 apresenta o erro padrão gerado pelas previsões, calculado a partir da validação cruzada realizada pelo ArcGis (Figura 110).

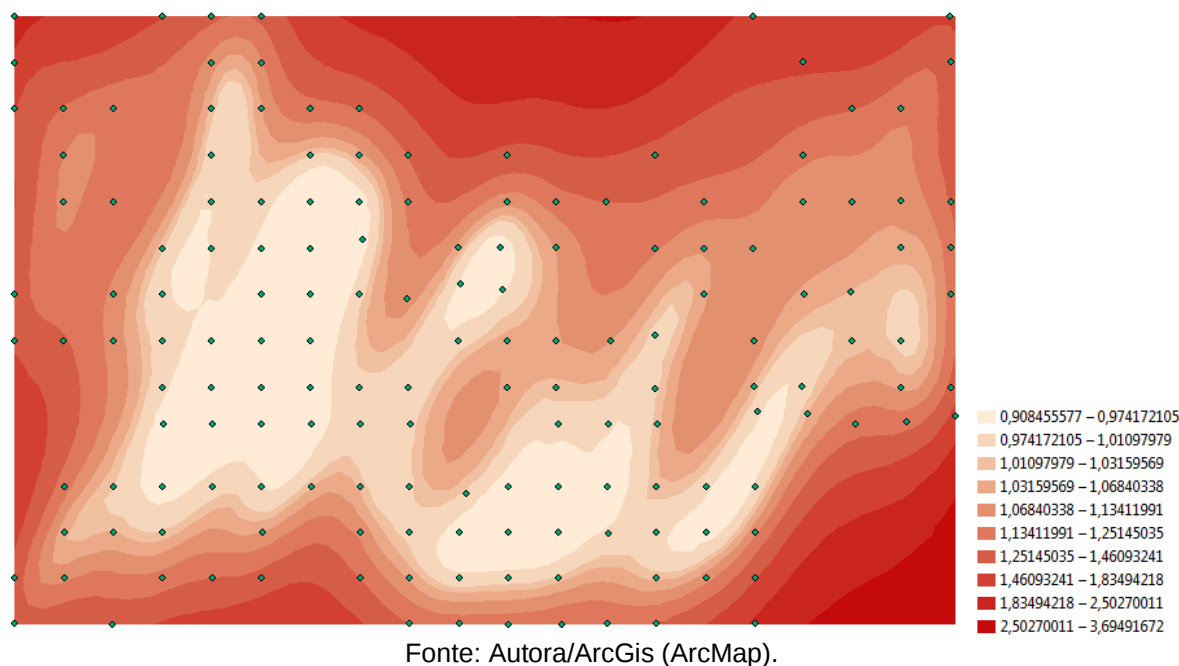
Figura 108 – Previsão da superfície representativa de $20 \leq N_{SPT} \leq 25$.



Fonte: Autora/ArcGis (ArcMap).

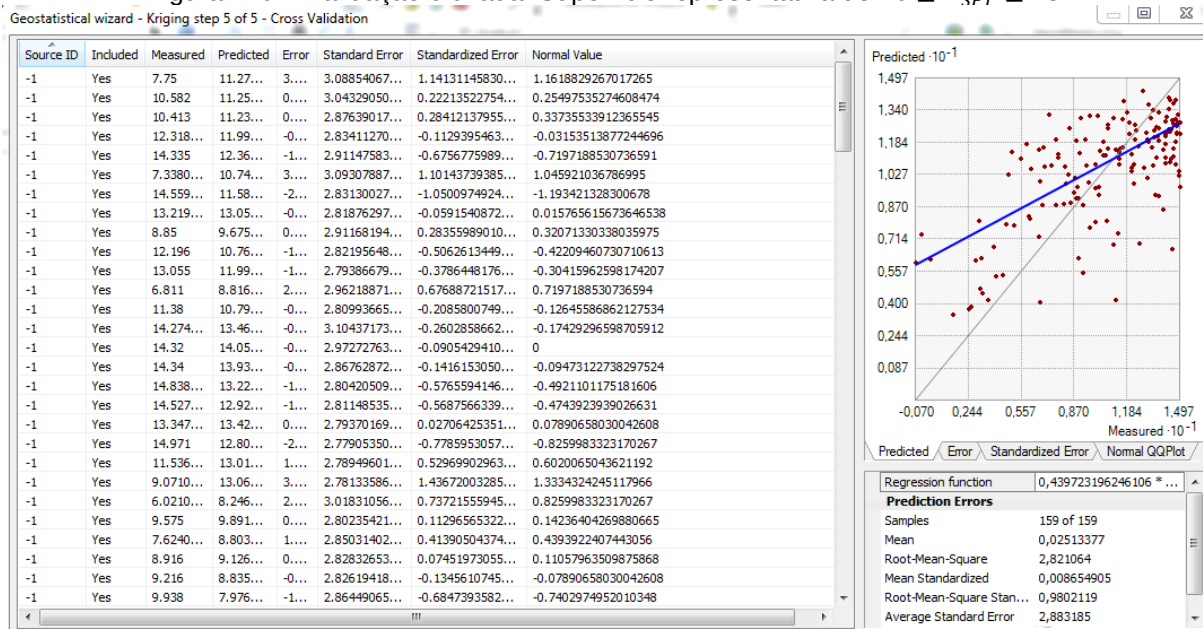
Em relação à indicação do erro padrão ocorrido, o mapa gerado (Figura 110) permite a identificação das regiões com maiores incertezas atreladas aos resultados. Para estas regiões, muitas vezes, ou há deficiência de amostras (caso em questão) ou há uma grande variabilidade nos dados das amostras. O erro padrão para a análise realizada ficou entre 0,97 m e 3,69 m, sendo a maior variação ocorrida na região superior que constou com poucos dados amostrais.

Figura 109 – Erro padrão: Superfície representativa de $20 \leq N_{SPT} \leq 25$.



A validação cruzada dos dados é apresentada na Figura 110. A partir do gráfico de dispersão contido na análise, pode-se verificar grande variabilidade entre os resultados apresentados. A análise torna-se melhor quando as retas apresentadas no gráfico de dispersão aproximam-se (reta ideal com relação 1:1 entre os valores medidos e os previstos e a reta que representa a correlação entre todos os pontos previstos).

Figura 110 – Validação cruzada: Superfície representativa de $20 \leq N_{SPT} \leq 25$.



Fonte: Autora/ArcGis (ArcMap).

5.5 SÍNTESE

Foram apresentadas as análises geoestatísticas para previsão da superfície impenetrável ao trépano e de uma superfície indicativa de uma condição específica ($20 \leq N_{SPT} \leq 25$, neste caso), com base nas informações contidas nas sondagens à percussão com SPT. Uma outra análise geoestatística foi realizada para a previsão da superfície representada pelo topo do maciço rochoso, a partir das informações contidas nas sondagens rotativas.

As análises geoestatísticas confirmaram a anisotropia entre as variáveis analisadas, em relação à análise do impenetrável ao trépano e à superfície com N_{SPT} específico. Para a análise envolvendo o topo do maciço rochoso, não houve a identificação da anisotropia. Contudo, considera-se a verificação da anisotropia também prejudicada pela pouca quantidade de pontos incluídas na análise (há grande região sem dados na área delimitada).

Os mapas gerados permitiram a identificação de valores em regiões não investigadas, além da indicação do erro existente na estimativa. A indicação das regiões com maiores erros de estimativa atrelados permite, também, decidir sobre a necessidade de amostras adicionais, de forma a minimizar o erro existente, a depender da necessidade e das estruturas a serem executadas naquela região.

Em relação às análises objetivando a obtenção da superfície impenetrável o trépano, foi verificada a influência da malha (definição do grid) nos resultados apresentados pelo SGeMs que retornou o mapa com elevações entre 3,11 m e 21,58 m para a malha 1 (32 x 17 blocos) e m e de 1,63 m e 22,33 m para a malha 2 (64 x 34 blocos), o que indica a sensibilidade dos resultados à malha adotada.

Em relação à malha 1, os valores mínimo e máximo por krigagem ordinária passaram de El.+ 1,155 m e El.+ 22,514 m para os valores medidos e para os valores previstos de El.+ 3,111 e El.+ 21,58 m, respectivamente. Em relação ao valor máximo, a diferença foi de 0,98 m, sendo a diferença para o valor mínimo de 1,96 m. O resultado da simulação sequencial gaussiana, a partir dos valores médios das 10 simulações realizadas, mantém fixos os valores mínimos e máximos das amostras, mas verifica-se o efeito da suavização nos valores apresentados.

Em relação às análises realizadas no ArcGIS, a previsão da camada impenetrável ao trépano resultou em valores entre a EL.- 3,28 m a El.+ 19,29 m,

enquanto que a previsão do topo do maciço rochoso ocorreu entre a El.+ 4,06 m à EL.+ 22,2 m. Devido à esta variação, a utilização destes dados requerem cautela. Contudo, na ausência de investigações complementares, as análises permitem a aferição dos valores que podem ser adotados nas análises de capacidade de carga, por exemplo, além de indicarem o erro atrelado.

As análises realizadas pelo ArcGIS são mais refinadas do que as apresentadas pelo SGeMS. Contudo, o primeiro software tem a vantagem de ter código aberto e, desta forma, está acessível a todos os profissionais.

A avaliação quanto ao grau de satisfação da análise resultante irá depender do tipo de estaca e da carga atuante, uma vez que o comprimento das estacas é condicionado, em projeto, a uma elevação específica (superfície de apoio).

6 RESULTADOS – CAPACIDADE DE CARGA

Neste capítulo serão apresentados os resultados das análises vinculadas à obtenção da capacidade de carga das estacas analisadas.

A capacidade de carga estimada para as estacas foi obtida a partir da aplicação dos métodos semi-empíricos, com base no SPT, de Décourt-Quaresma (1978), Aoki-Velloso (1975) modificado por Monteiro (1997) e Antunes e Cabral (1986), para as estacas do tipo hélice contínua.

A maior parte das estacas raiz deste estudo foram parcialmente embutidas em maciço rochoso, com predominância do comprimento em solo. Desta forma, analisou-se a contribuição da parcela devido ao atrito lateral em solo na capacidade de carga destas estacas. Assim, para a previsão da capacidade de carga das estacas do tipo raiz no trecho em solo foram utilizados o método de David Cabral (1986), além dos métodos de Aoki-Velloso (1975) modificado por Monteiro (1997) e de Décourt-Quaresma (1978, 1982). Para o trecho de estaca em maciço rochoso foi utilizada a equação generalizada (3.17) que tem como base o valor da compressão simples da rocha, com adoção dos coeficientes apresentados no referencial teórico. Esta previsão será realizada, também, com base no método proposto por Cabral e Antunes (2000).

A capacidade de carga das estacas foi também avaliada a partir das análises das curvas carga vs deslocamento no topo das estacas ensaiadas. As estacas ensaiadas foram analisadas com base nas proposições de Van der Venn (1953), Chin-Kondner (1970), Davisson (1972), Décourt (1996), Décourt (2008), Massad (1992), Massad e Lazzo (1998) e NBR 6122 (2010), quando aplicáveis.

Para verificação dos recalques nas estacas, aplicou-se a metodologia proposta por Cintra e Aoki (2010) às estacas tipo hélice contínua e a metodologia proposta por Poulos e Davis (1980) às estacas tipo raiz.

Os resultados serão apresentados de forma isolada para as estacas do tipo hélice contínua e para as estacas do tipo raiz.

6.1 ESTACAS TIPO HÉLICE CONTÍNUA

Os itens abaixo apresentarão os resultados das análises das estacas tipo hélice contínua.

6.1.1 Dados gerais

A Tabela 23 apresenta os dados geométricos das estacas (diâmetro e comprimento de projeto), as cargas de ensaio e os deslocamentos máximos e residuais da estacas sob a ação da carga aplicada, para as provas de carga estáticas realizadas nas estacas tipo hélice contínua. A carga máxima prevista de ensaio foi atingida em todos os ensaios.

Tabela 23 – Provas de carga estática à compressão em estacas tipo hélice contínua.

Nome	L (m)	Ø (m)	QE (kN)	δ _{máx} (mm)	δ _{res} (mm)	δ _{máx} /Ø
Id-01-H	10,07	0,50	740	2,65	1,72	0,53%
Id-02-H	9,34	0,40	840	5,04	3,77	1,26%
Id-03-H	7,00	0,60	1400	7,17	5,29	1,20%
Id-04-H	18,00	0,50	1000	1,36	0,32	0,27%
Id-05-H	4,00	0,50	700	0,92	0,56	0,18%
Id-06-H	4,00	0,50	700	8,36	6,62	1,67%
Id-07-H	13,00	0,50	1000	1,60	0,36	0,32%
Id-08-H	10,00	0,60	1400	9,25	7,13	1,54%
Id-09-H	10,00	0,60	1400	4,51	2,21	0,75%
Id-10-H	10,00	0,60	1400	20,32	17,02	3,39%
Id-11-H	10,40	0,60	1400	5,70	3,9	0,95%
Id-12-H	11,20	0,60	1400	2,62	1,07	0,44%
Id-13-H	11,20	0,60	1700	2,97	1,65	0,50%
Id-14-H	12,75	0,60	1400	3,99	2,32	0,67%
Id-15-H	9,00	0,50	1200	5,03	2,14	1,01%
Id-16-H	8,00	0,60	1500	4,77	3,21	0,80%
Id-17-H	9,00	0,50	1200	2,82	1,12	0,56%
Id-18-H	10,00	0,50	1400	17,77	15,97	3,55%

Ref – Referência dada à prova de carga, L – Comprimento executado, QE – Carga de ensaio, δ_{máx} – Deslocamento máximo atingido no ensaio e δ_{res} – Deslocamento residual da estaca ensaiada.

Fonte: Autora.

Para bons resultados de extrapolação da curva carga vs recalque, a relação δ_{máx}/Ø deve ser de, pelo menos 1%, conforme sugestão usual por alguns autores. Esta relação não foi obtida para a maior parte das provas de carga realizadas nas

estacas tipo hélice contínua (11 das 18 provas de carga tiveram relação $\delta_{\text{máx}}/\delta$ abaixo de 1%) pertencentes a este estudo. Apesar deste fato, o resultado das análises das curvas carga vs recalque será apresentado para todas as provas de carga, apresentando as variações e pontos de atenção, quando pertinentes.

6.1.2 Previsão da capacidade de carga

A previsão da capacidade de carga das estacas tipo hélice contínua foi obtida a partir da aplicação dos métodos semi-empíricos com base no SPT de Décourt-Quaresma (1978, 1996), Aoki-Velloso (1975) modificado por Monteiro (1997) e Antunes e Cabral (1986). Os cálculos foram realizados com auxílio de planilhas eletrônicas elaboradas para este fim. Os métodos utilizados serão representados por siglas: DQ – Décourt-Quaresma, AVM – Aoki-Velloso-Monteiro e AC – Antunes e Cabral.

6.1.2.1 Capacidade de carga total (QT)

Os resultados obtidos (capacidade de carga total, QT) para as estacas hélice contínua são apresentados na tabela abaixo (Tabela 24).

Tabela 24 – Estacas hélice contínua: Capacidade de carga estimada.

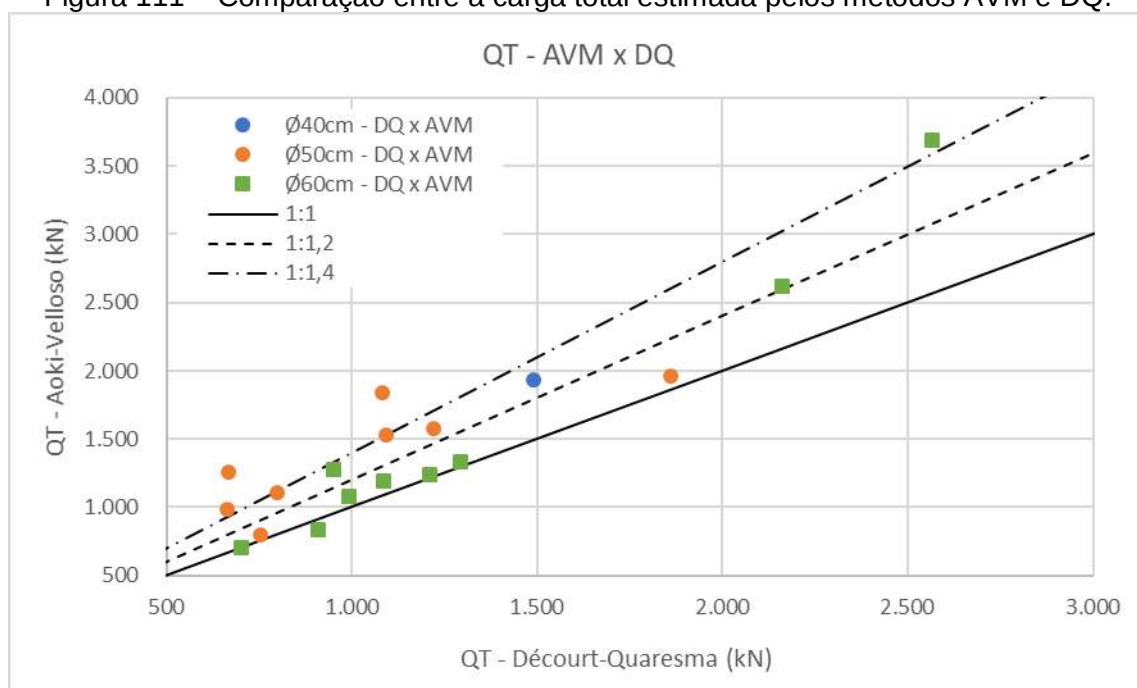
Ref.	QT-DQ (kN)	QT-AVM (kN)	QT-AC (kN)
Id-01-H	798,03	1.107,90	1.192,86
Id-02-H	1.491,26	1.935,89	1.851,44
Id-03-H	701,00	703,03	964,15
Id-04-H	1.860,11	1.964,49	1.937,11
Id-05-H	663,01	985,88	831,74
Id-06-H	666,28	1.259,05	1.021,02
Id-07-H	1.082,04	1.844,21	1.511,07
Id-08-H	1.292,45	1.336,22	1.911,34
Id-09-H	909,93	832,51	1.261,51
Id-10-H	951,21	1.278,52	900,68
Id-11-H	1.209,64	1.235,83	1.510,04
Id-12-H	1.086,74	1.196,33	1.454,71
Id-13-H	2.160,65	2.621,01	2.629,98
Id-14-H	2.565,46	3.691,63	2.737,07
Id-15-H	752,12	798,48	931,87
Id-16-H	991,91	1.083,04	1.159,25
Id-17-H	1.091,65	1.529,73	1.268,81
Id-18-H	1.219,28	1.579,78	1.421,57

QT = Capacidade de carga total.

AVM = Aoki-Velloso (1975) modificado por Monteiro (1976)
 DQ = Décourt-Quaresma (1978, 1996)
 AC = Antunes e Cabral (1986)
 Fonte: Autora.

A Figura 111 apresenta a dispersão entre os valores obtidos a partir da comparação da carga estimada pelo método de AVM e de DQ. Os valores obtidos pelo método de AVM foram significativamente maiores que pelo método de DQ, contudo poucos valores ultrapassaram o limite arbitrário de 40%.

Figura 111 – Comparação entre a carga total estimada pelos métodos AVM e DQ.

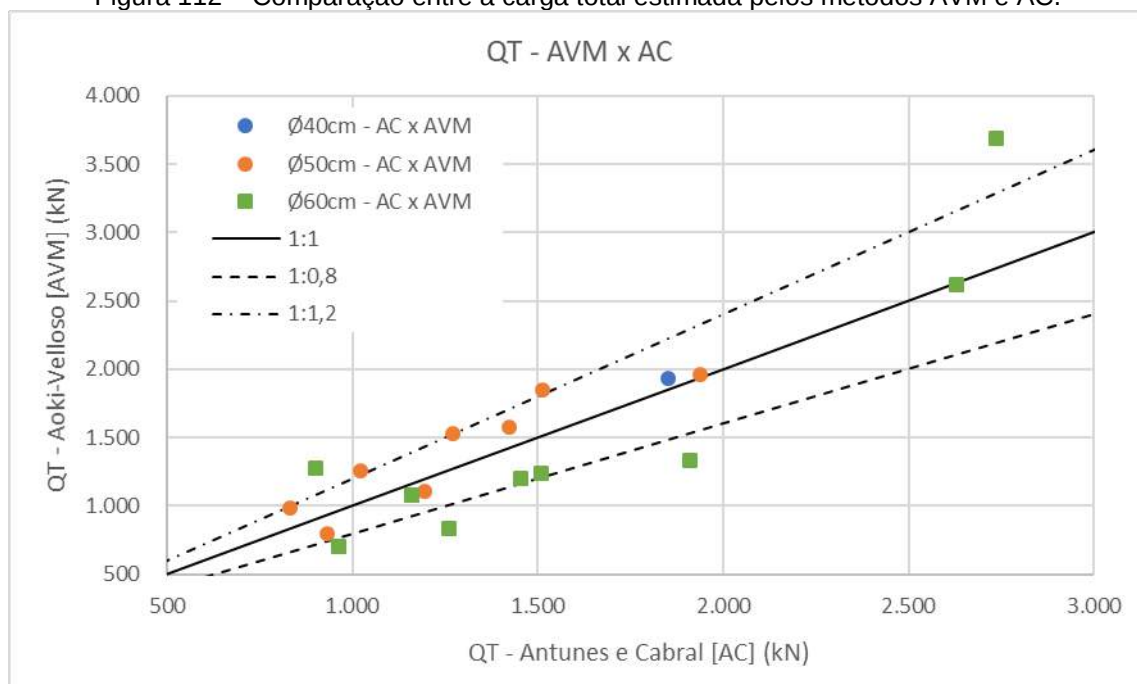


Fonte: Autora.

O mesmo gráfico de dispersão foi montado para comparar a carga total obtida por AVM e AC, Figura 112, bem como para comparar os resultados dos métodos de AC e DQ, Figura 113.

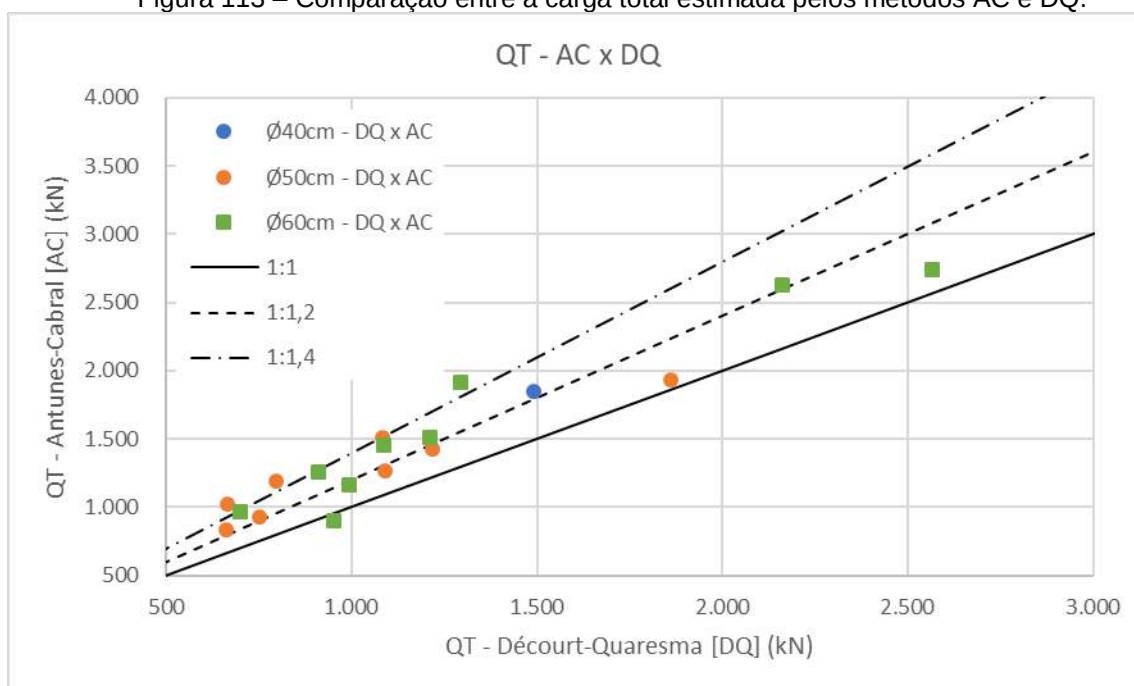
A comparação entre AVM e AC (Figura 112) resultou em valores menos dispersos, com variação de 20% entre os resultados, o que significa que estes dois métodos apresentaram resultados mais próximos do que os da primeira comparação realizada (AVM e DQ). Já a dispersão da comparação entre AC e DQ (Figura 113) foi semelhante à de AVM e DQ, com poucas estacas ultrapassando o limite arbitrário de 40%.

Figura 112 – Comparação entre a carga total estimada pelos métodos AVM e AC.



Fonte: Autora.

Figura 113 – Comparação entre a carga total estimada pelos métodos AC e DQ.



Fonte: Autora.

6.1.2.2 Capacidade de carga devido ao atrito lateral (QL)

A capacidade de carga devido ao atrito lateral (QL) obtida a partir da aplicação dos métodos semi-empíricos descritos segue apresentada na Tabela 25.

Tabela 25 – Estacas hélice contínua: Previsão da capacidade de carga devido ao atrito lateral (QL).

Ref.	QL-DQ (kN)	QL-AVM (kN)	QL-AC (kN)
Id-01-H	515,29	427,22	407,46
Id-02-H	999,28	842,61	720,47
Id-03-H	531,35	401,44	412,81
Id-04-H	1.388,87	1.126,74	1.151,71
Id-05-H	397,94	396,83	301,59
Id-06-H	324,63	310,03	235,62
Id-07-H	855,84	797,01	750,22
Id-08-H	936,19	702,87	780,37
Id-09-H	797,96	562,96	554,65
Id-10-H	679,78	554,70	405,88
Id-11-H	1.026,42	794,75	767,84
Id-12-H	842,45	608,23	606,48
Id-13-H	1.515,99	1.474,96	1.499,01
Id-14-H	1.717,23	1.806,67	1.606,10
Id-15-H	528,28	400,54	372,28
Id-16-H	669,58	510,01	487,73
Id-17-H	723,49	711,61	532,50
Id-18-H	777,49	696,20	636,17

QT = Capacidade de carga total.

AVM = Aoki-Velloso (1975) modificado por Monteiro (1976)

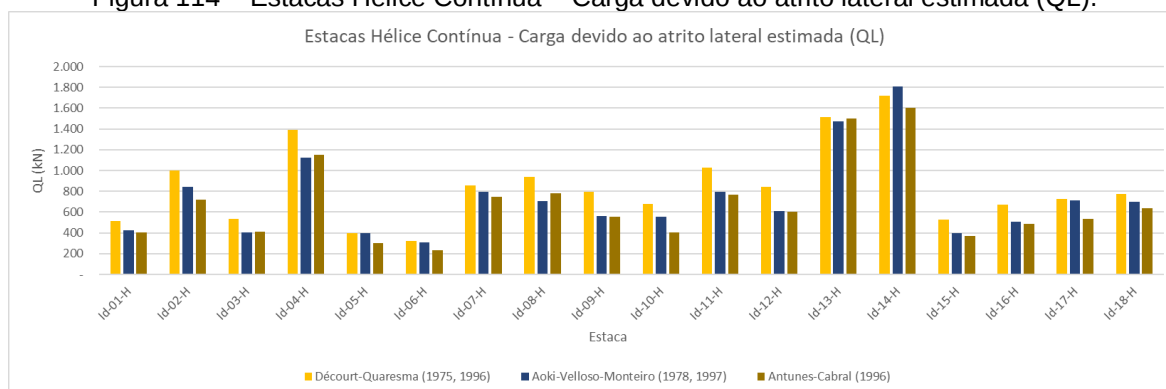
DQ = Décourt-Quaresma (1978, 1996)

Ac = Antunes Cabral (1986)

Fonte: Autora.

A Figura 114 apresenta o gráfico comparativo dos valores apresentados na Tabela 25. Verifica-se que o método de DQ apresentou valores menos conservadores que os outros dois métodos (em média, 19,3% superiores ao método de AVM e 30,4% superiores ao método de AC).

Figura 114 – Estacas Hélice Contínua – Carga devido ao atrito lateral estimada (QL).



Fonte: Autora.

6.1.3 Análises da curva carga vs recalque

Os dados referentes às provas de carga estáticas à compressão, realizadas nas estacas do tipo hélice contínua foram apresentados na Tabela 23. Foram 18 (dezoito) provas de carga, realizadas até o limite da carga de ensaio (QE). Esta tabela apresentou, também, os deslocamentos máximos e residuais obtidos para cada prova de carga, bem como a relação entre o deslocamento máximo e o diâmetro da estaca.

Conforme apresentado inicialmente, as provas de carga que serão analisadas neste trabalho fazem parte de um estaqueamento de obras de grande porte no município de Ipojuca, Estado de Pernambuco. Os ensaios, do tipo lento, foram realizados com o objetivo de validar o coeficiente de segurança das estacas e para cumprir as premissas contidas na norma de fundações (NBR 6122, (ABNT, 2010). Assim, as estacas ensaiadas não foram levadas à ruptura e, também, não possuem a carga de ruptura de forma nítida na curva carga vs recalque. De forma a conseguir o valor da carga de ruptura destas estacas (extrapolada ou convencionada), tornou-se necessário a utilização de métodos para análise da curva carga vs deslocamento obtida nos ensaios.

Os resultados da aplicação dos métodos de de Van der Veen (1953), Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976), Chin-Kondner (1970), Davisson (1972), Décourt (1996) e NBR 6122 (2010) serão utilizados para previsão da carga de ruptura, enquanto que os métodos de Décourt (2006), Massad (1992), Massad e Lazzo (1998) serão utilizados para previsão da carga devida ao atrito lateral, na ruptura.

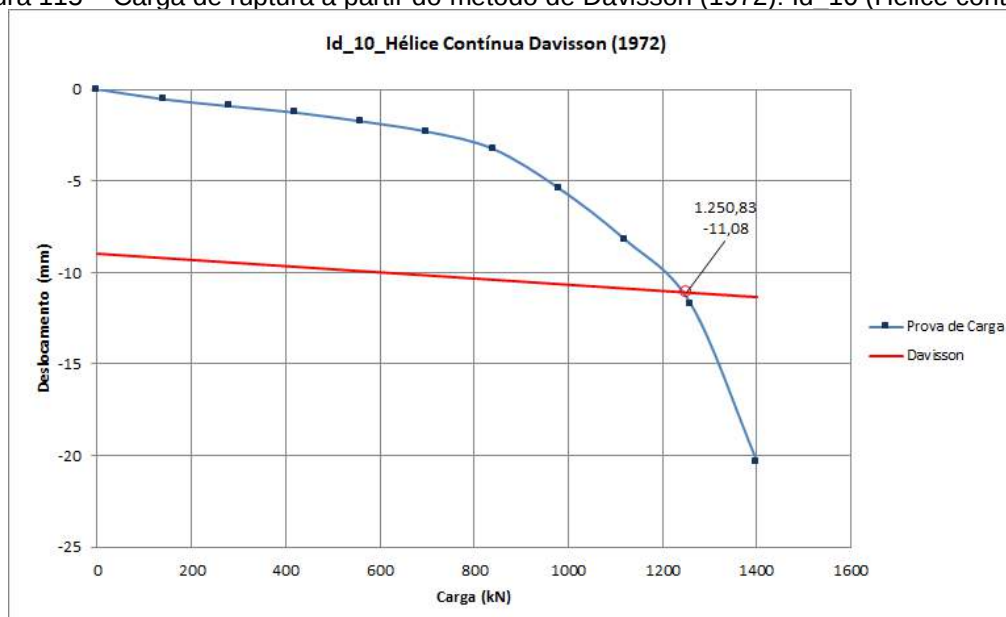
6.1.3.1 Davisson (1972) e NBR 6122 (2010)

O método proposto por Davisson (1972) e o método proposto pela norma de fundações brasileira (NBR 6122, ABNT, 2010) podem ser caracterizados como métodos em que há a ocorrência da ruptura convencional, isto é, determina-se um ponto como carga de ruptura ou limite.

Conforme apresentado nos capítulos teóricos, para a aplicação dos métodos de Davisson (1972) e da NBR (ABNT, 2010) é necessário que tenha havido o desenvolvimento de grandes deslocamentos no topo da estaca durante o desenvolvimento da prova de carga, o que não foi o caso das provas de carga das estacas tipo hélice contínuas em estudo.

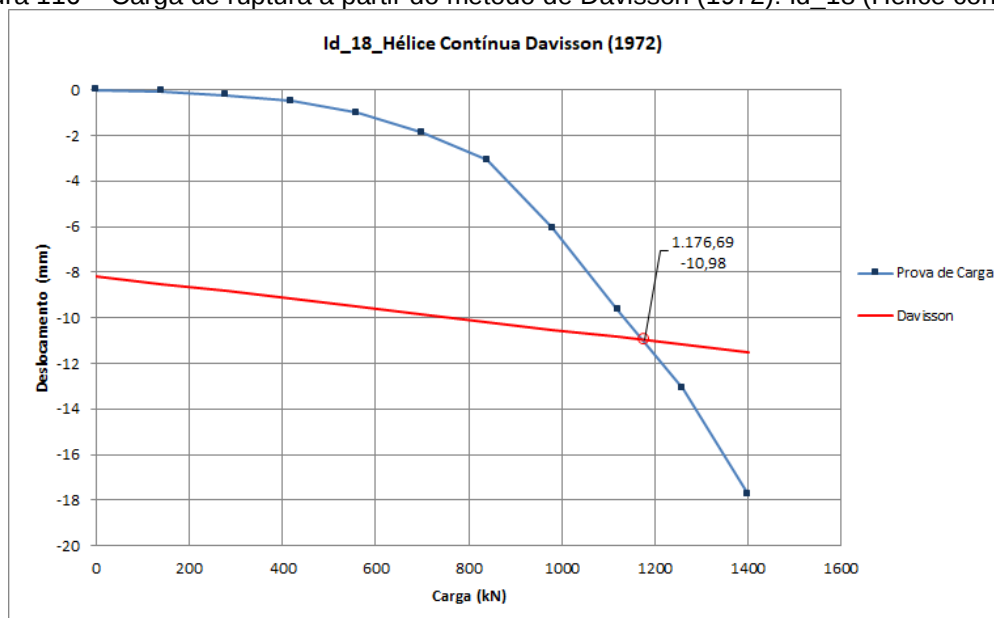
Para as provas de carga em estudo, em nenhuma situação foi possível a aplicação do método da NBR 6122 (ABNT, 2010). Já em relação ao método de Davisson (1972), apenas foi possível a aplicação deste método para as provas de carga Id-10-H e Id-18-H, cujas cargas extrapoladas em relação à curva carga vs deslocamento seguem apresentadas na Figura 115 e na Figura 116.

Figura 115 – Carga de ruptura a partir do método de Davisson (1972): Id 10 (Hélice contínua).



Fonte: Autora.

Figura 116 – Carga de ruptura a partir do método de Davisson (1972): Id_18 (Hélice contínua)



Fonte: Autora.

A carga de ruptura obtida para a prova de carga Id-10-H foi de 1.250,83 kN, (10,65% menor que a carga ensaiada de 1.400 kN) e deslocamento de 11,08 mm. A carga de ruptura obtida para a prova de carga Id-18-H foi de 1.176,69 kN (15,95% menor que a carga ensaiada de 1.400 kN), com deslocamento de 10,98 mm.

As cargas de ruptura para estas estacas mostraram-se bastante conservadoras, uma vez que as provas de carga foram executadas conforme previsão (as estacas suportaram toda a carga aplicada durante o ensaio), não apresentaram problemas executivos e os deslocamentos obtidos ficaram abaixo dos 10% do diâmetro da estaca (o que sinalizaria a ruptura convencionalizada).

A Tabela 26 apresenta um resumo dos dados das provas de carga Id-10-H e Id-18-H e as cargas e deslocamentos obtidos a partir da aplicação do método de Davisson (1972).

Tabela 26 – Davisson (1972): Estacas hélice contínua Id-10-H e Id-18-H

ID	QE (kN)	$\delta_{\text{máx}}$ (mm)	Qu (kN)	δ_{Qu} (mm)	$4 + \frac{\varnothing}{120}$ (mm)
Id-10-H	1.400,00	20,32	1.250,83	11,08	9,00
Id-18-H	1.400,00	17,77	1.176,69	10,98	8,17

(Ø = diâmetro da estaca)

Fonte: Autora.

Puxando a referência da relação $\delta_{\text{máx}}/\emptyset$ contida na Tabela 23, observa-se que as estacas Id-10-H e Id-18-H apresentaram esta relação superior a 3,0% (3,39% para a Id-10-H e 3,55 para a Id-18-H), o que reforça o fato de que este método só pode ser aplicado à provas de cargas em que houve deslocamentos significativos.

Alguns autores utilizam a carga de ruptura de Davisson (1972) e da NBR 6122 (ABNT, 2010) a partir da curva extrapolada por algum outro método (Van der Veen, 1953, por exemplo). Esta prática não será adotada neste estudo, uma vez que se trata de uma extrapolação sobre outra e, assim, o resultado obtido não seria confiável para o objetivo proposto.

6.1.3.2 Van der Veen (1953), Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976), Décourt (1996) e Chin-Kondner (1970)

Os resultados abaixo apresentados (Tabela 27) são referentes às cargas de ruptura extrapolada (Que) a partir da aplicação do método original proposto por Van der Veen (1953) e com a modificação proposta por Aoki (1976) e das cargas de ruptura convencionadas (Quc) do método da rigidez (Décourt, 1996) e do método de Chin-Kondner (1970). bem como o coeficiente de determinação (R^2) obtido para cada método, para as provas de carga em estacas tipo hélice contínua.

Tabela 27 – Hélice Contínua: Van der Veen (1953), Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976), Décourt (1996) e Chin-Kondner (1970).

Ref	Que-VV (kN)	R^2	Que-Ak (kN)	R^2	Quc-Dc (kN)	R^2	Quc-CK (kN)	R^2
Id-01-H	1.080,00	0,9909	834,00	0,9900	1.628,00	0,8793	1.302,00	0,9705
Id-02-H	944,00	0,9857	874,00	0,9934	1.170,00	0,9726	1.209,00	0,9918
Id-03-H	1.460,00	0,9967	1.480,00	0,9981	1.861,00	0,9933	1.682,00	0,9935
Id-04-H	1.410,00	0,9992	1.340,00	0,9978	2.093,00	0,9401	2.299,00	0,9736
Id-05-H	800,00	0,9947	770,00	0,9883	1.275,00	0,8147	1.367,00	0,9479
Id-06-H	740,00	0,9882	780,00	0,9902	854,00	0,9695	837,00	0,9920
Id-07-H	1.160,00	0,9976	1.180,00	0,9940	1.906,00	0,9064	1.521,00	0,9826
Id-08-H	1.420,00	0,9872	1.440,00	0,9906	1.566,00	0,9922	1.567,00	0,9983
Id-09-H	1.420,00	0,9993	1.420,00	0,9990	1.770,00	0,9454	1.748,00	0,9935
Id-10-H	1.420,00	0,9928	1.430,00	0,9919	1.662,00	0,9942	1.624,00	0,9985
Id-11-H	1.430,00	0,9930	1.440,00	0,9944	1.605,00	0,9980	1.632,00	0,9997
Id-12-H	1.600,00	0,9987	1.680,00	0,9996	2.273,00	0,9979	2.060,00	0,9929
Id-13-H	1.950,00	0,9953	1.860,00	0,9902	3.451,00	0,8059	3.386,00	0,9414

Id-14-H	1.620,00	0,9967	1.740,00	0,9982	2.324,00	0,9908	1.926,00	0,9820
Id-15-H	1.510,00	0,9989	1.630,00	0,9994	2.412,00	0,9916	2.181,00	0,9906
Id-16-H	1.690,00	0,9993	1.730,00	0,9993	2.430,00	0,9923	2.397,00	0,9975
Id-17-H	1.500,00	0,9988	1.600,00	0,9979	2.151,00	0,9737	2.228,00	0,9837
Id-18-H	1.460,00	0,9711	1.530,00	0,9780	1.781,00	0,9402	1.650,00	0,9863

Fonte: Autora.

A partir da análise do coeficiente de determinação (R^2), afere-se que, para as estacas em análise, o método de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976) apresentou maiores coeficientes de determinação (média de 0,9939 contra 0,9934 do método de Van der Veen original), apesar dos valores bem próximos. Os métodos propostos por Décourt (1996) e por Chin-Kondner (1970) apresentaram resultados menos confiáveis, com coeficientes de determinação variando entre 0,8059 e 0,9980 (com média de 0,9499) para Décourt (1996) e entre 0,9414 e 0,9997 (com média de 0,9842) para Chin-Kondner (1970).

Cintra *et al.* (2013) apresentaram uma metodologia para apurar se os resultados obtidos a partir da extrapolação por Van der Veen são válidos, uma vez que não há como ter certeza dos resultados para valores superiores à carga de ensaio. Desta forma, estes autores determinaram faixas de valores, conforme

Tabela 28 – Aceitação: Extrapolação por Van der Veen

$C_1 = \left(\frac{Q_{ue}}{Q_e} - 1 \right) * 100$	Extrapolação
$\leq 25\%$	Confiável
25% - 50%	Aceitável
50% - 75%	Tolerável
$\geq 75\%$	Inaceitável

Fonte: Cintra et al. (2013)

A Tabela 28 apresenta o resultado da análise da validade da extrapolação de Van der Veen (1953) e por Van der Veen modificado por Aoki (1976), com base na metodologia proposta por Cintra et al. (2013). Das 18 provas de carga, 03 ficaram na faixa aceitável (entre 25% a 50%) e as demais na faixa confiável, para as duas extrapolações aplicadas.

Tabela 29 – Critério de validade – Extrapolação por Van der Veen

Ref	QE (kN)	Van der Veen (1953)	Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976)
-----	---------	---------------------	--

		Qu-VV (kN)	C1	Extrapolação	Qu-Ak (kN)	C1	Extrapolação
Id-01-H	740,00	1.080,00	12,70%	Confiável	834,00	45,95%	Aceitável
Id-02-H	840,00	944,00	4,05%	Confiável	874,00	12,38%	Confiável
Id-03-H	1400,00	1.460,00	5,71%	Confiável	1.480,00	4,29%	Confiável
Id-04-H	1000,00	1.410,00	34,00%	Aceitável	1.340,00	41,00%	Aceitável
Id-05-H	700,00	800,00	10,00%	Confiável	770,00	14,29%	Confiável
Id-06-H	700,00	740,00	11,43%	Confiável	780,00	5,71%	Confiável
Id-07-H	1000,00	1.160,00	18,00%	Confiável	1.180,00	16,00%	Confiável
Id-08-H	1400,00	1.420,00	2,86%	Confiável	1.440,00	1,43%	Confiável
Id-09-H	1400,00	1.420,00	1,43%	Confiável	1.420,00	1,43%	Confiável
Id-10-H	1400,00	1.420,00	2,14%	Confiável	1.430,00	1,43%	Confiável
Id-11-H	1400,00	1.430,00	2,86%	Confiável	1.440,00	2,14%	Confiável
Id-12-H	1400,00	1.600,00	20,00%	Confiável	1.680,00	14,29%	Confiável
Id-13-H	1700,00	1.950,00	9,41%	Confiável	1.860,00	14,71%	Confiável
Id-14-H	1400,00	1.620,00	24,29%	Confiável	1.740,00	15,71%	Confiável
Id-15-H	1200,00	1.510,00	35,83%	Aceitável	1.630,00	25,83%	Aceitável
Id-16-H	1500,00	1.690,00	15,33%	Confiável	1.730,00	12,67%	Confiável
Id-17-H	1200,00	1.500,00	33,33%	Aceitável	1.600,00	25,00%	Confiável
Id-18-H	1400,00	1.460,00	9,29%	Confiável	1.530,00	4,29%	Confiável

Fonte: Autora.

Nota-se que, apesar da relação $\delta_{\text{máx}}/\emptyset$ obtida para algumas estacas haver sido inferior a 1%, os métodos de Van der Veen (1953) original e com a modificação proposta por Aoki (1976) apresentaram além dos bons coeficientes de determinação (R^2), aceitação a partir da metodologia de Cintra et al., 2013.

Apesar desta metodologia (Cintra et al., 2013) ser aplicada apenas à extrapolação por Van der Veen, aplicou-se a mesma classe às extrapolações por Décourt (1996) e Chin-Kondner (1970). O resultado da análise é apresentado na Tabela 30. Verifica-se que 7 extrapolações seriam inaceitáveis, 3 toleráveis, 4 aceitáveis e 4 confiáveis, para os dois métodos analisados.

Tabela 30 – Critério de validade – Extrapolação por Van der Veen aplicado à Décourt (1996) e Chin-Kondner (1970)

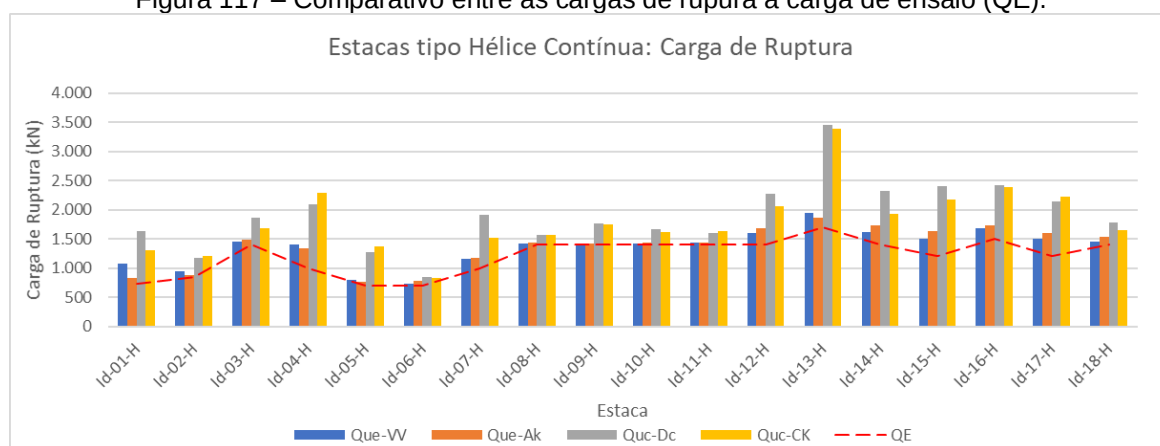
Ref	QE (kN)	Décourt (1996)			Chin-Kondner (1970)		
		Qu-Dc (kN)	C1	Extrapolação	Qu-CK (kN)	C1	Extrapolação
Id-01-H	740,00	1.628,00	120,00%	Inaceitável	1.302,00	75,95%	Inaceitável
Id-02-H	840,00	1.170,00	39,29%	Aceitável	1.209,00	43,93%	Aceitável
Id-03-H	1400,00	1.861,00	32,93%	Aceitável	1.682,00	20,14%	Confiável
Id-04-H	1000,00	2.093,00	109,30%	Inaceitável	2.299,00	129,90%	Inaceitável
Id-05-H	700,00	1.275,00	82,14%	Inaceitável	1.367,00	95,29%	Inaceitável

Id-06-H	700,00	854,00	22,00%	Confiável	837,00	19,57%	Confiável
Id-07-H	1000,00	1.906,00	90,60%	Inaceitável	1.521,00	52,10%	Tolerável
Id-08-H	1400,00	1.566,00	11,86%	Confiável	1.567,00	11,93%	Confiável
Id-09-H	1400,00	1.770,00	26,43%	Aceitável	1.748,00	24,86%	Confiável
Id-10-H	1400,00	1.662,00	18,71%	Confiável	1.624,00	16,00%	Confiável
Id-11-H	1400,00	1.605,00	14,64%	Confiável	1.632,00	16,57%	Confiável
Id-12-H	1400,00	2.273,00	62,36%	Tolerável	2.060,00	47,14%	Aceitável
Id-13-H	1700,00	3.451,00	103,00%	Inaceitável	3.386,00	99,18%	Inaceitável
Id-14-H	1400,00	2.324,00	66,00%	Tolerável	1.926,00	37,57%	Aceitável
Id-15-H	1200,00	2.412,00	101,00%	Inaceitável	2.181,00	81,75%	Inaceitável
Id-16-H	1500,00	2.430,00	62,00%	Tolerável	2.397,00	59,80%	Tolerável
Id-17-H	1200,00	2.151,00	79,25%	Inaceitável	2.228,00	85,67%	Inaceitável
Id-18-H	1400,00	1.781,00	27,21%	Aceitável	1.650,00	17,86%	Confiável

Fonte: Autora.

Contudo, apesar dos “resultados confiáveis” e de um bom valor de R^2 obtidos pela aplicação das extrapolações de Van der Veen e sua modificação por Aoki, observa-se que o deslocamento no topo das estacas tipo hélice contínua foram da ordem de poucos milímetros nas provas de carga e, com isso, não é viável assumir que a capacidade de carga destas estacas ensaiadas seria apenas da ordem de 15% superior às cargas aplicadas no ensaio, conforme definido por estas extrapolações (Figura 117).

Figura 117 – Comparativo entre as cargas de ruptura a carga de ensaio (QE).



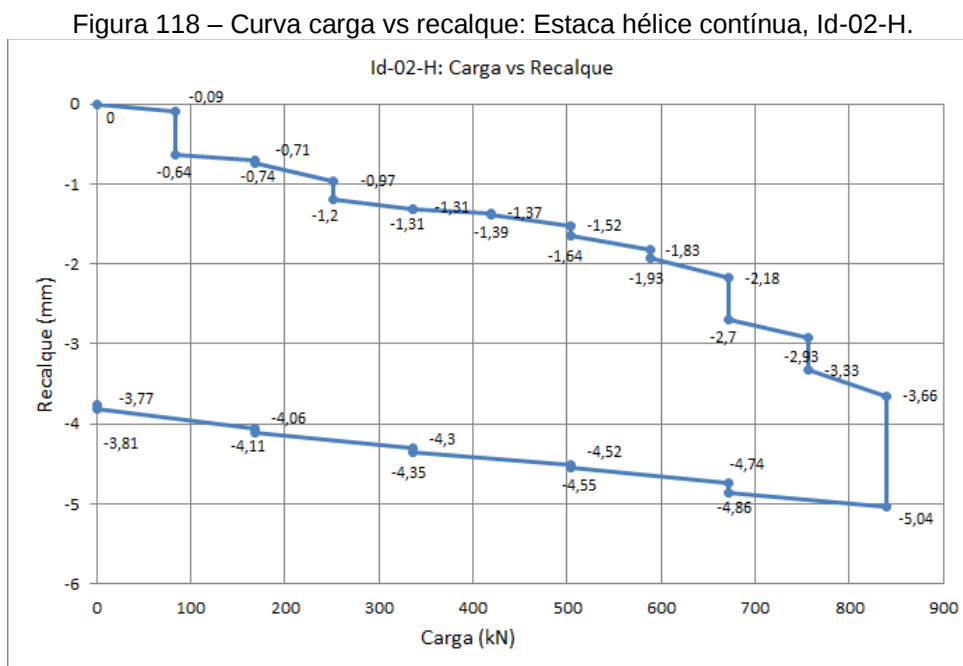
Fonte: Autora.

Os deslocamentos máximos obtidos para as cargas ensaiadas não foram elevados. Comparando estes deslocamentos com os deslocamentos propostos por Décourt (1996) para obtenção da ruptura convencional (a carga equivalente a uma deformação de 10% do diâmetro das estacas circulares escavadas em argila), verifica-

se que os deslocamentos obtidos não chegaram à 40% da deformação equivalente à ruptura convencional. Nenhuma das 18 provas de carga obteve um deslocamento referente à 10% do diâmetro da estaca (os deslocamentos obtidos não passaram de 5% do diâmetro das estacas ensaiadas).

Conforme informado na apresentação teórica, o método da rigidez tem a grande vantagem de permitir a estimativa das parcelas referentes ao atrito lateral (limite inferior) e à resistência de ponta.

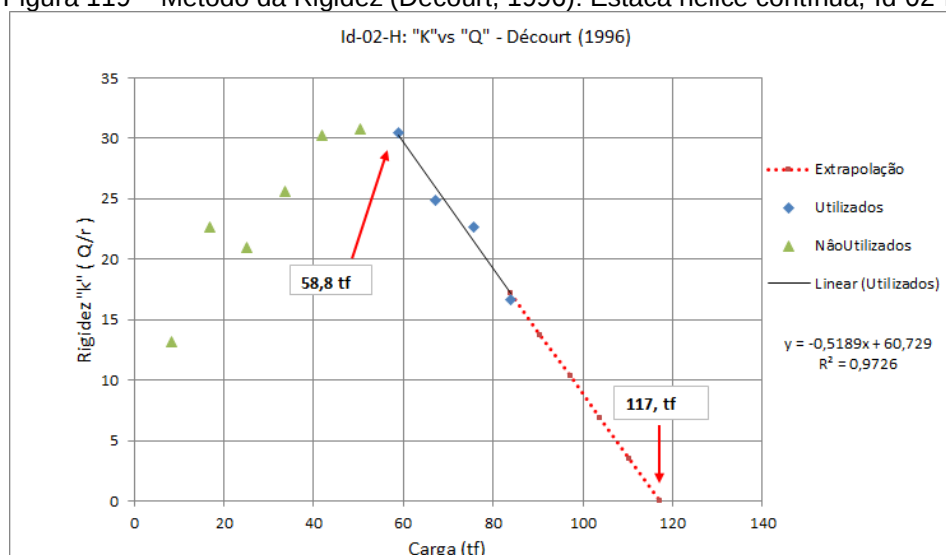
A Figura 118 apresenta a curva carga vs deslocamento obtida para a prova de carga estática da estaca tipo hélice contínua Id-02-H, referente a uma estaca de 9,34 m de comprimento útil, diâmetro de 400 mm, 840 kN de carga ensaiada e deslocamento máximo de 5,04 mm.



Fonte: Autora.

Ao aplicar-se o método da rigidez (Décourt, 1996) à prova de carga Id-02-H, obteve-se o gráfico a seguir (Figura 119, valores em tf). A partir da extrapolação do trecho em que os pontos se aproximam de uma reta, foi possível obter a carga de ruptura (Q_u), de 1.170 kN. A mobilização do atrito lateral (Q_s) foi de 588 kN, com o deslocamento correspondente de 1,93 mm (representada).

Figura 119 – Método da Rigidez (Décourt, 1996): Estaca hélice contínua, Id-02-H.

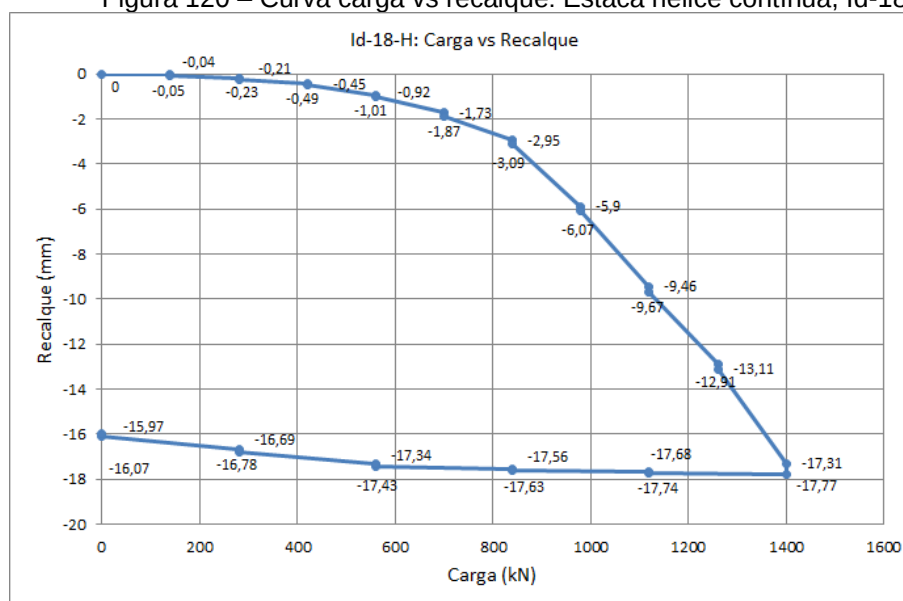


Fonte: Autora.

É importante frisar que, para a prova de carga Id-02-H, o coeficiente de determinação dos pontos participantes do trecho reto da rigidez apresentou um valor não satisfatório ($R^2=0,9726$), distante do valor de $R^2=0,99$ indicado pelo autor para a obtenção de resultados confiáveis.

A Figura 120 (com valores em tf) apresenta a curva carga vs deslocamento obtida para a prova de carga da estaca tipo hélice contínua, Id-18-H, referente a uma estaca de 10,0 m de comprimento útil, diâmetro de 500 mm, 1400 kN de carga ensaiada e deslocamento máximo de 17,77 mm.

Figura 120 – Curva carga vs recalque: Estaca hélice contínua, Id-18-H.

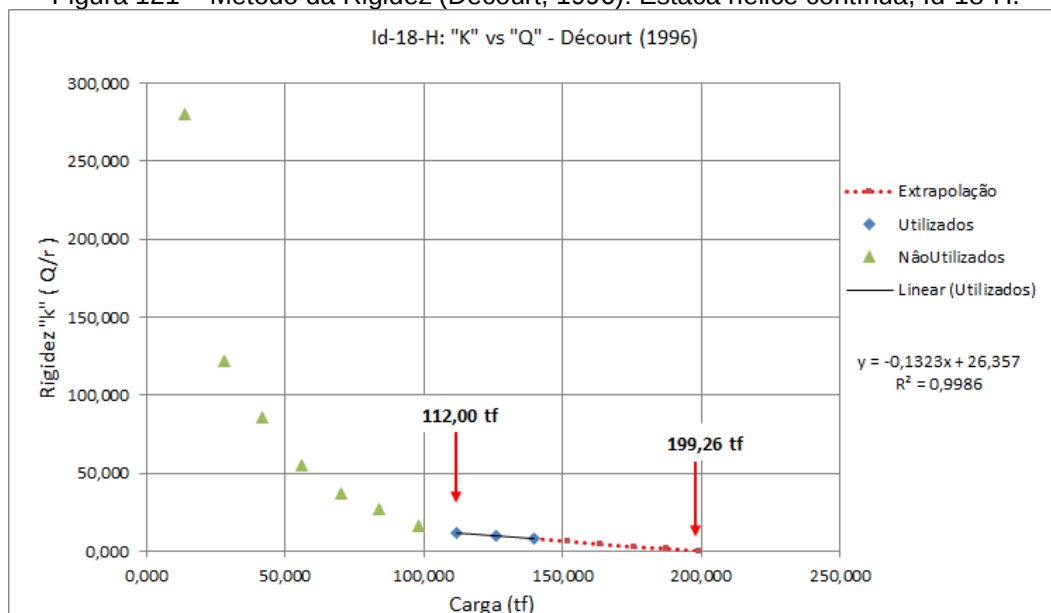


Fonte: Autora.

Em relação à prova de carga Id-02-H, a prova de carga Id-18-H apresentou um comportamento mais acentuado da curva carga vs recalque, com um deslocamento crescente de forma significativa a partir do 6º incremento de carga aplicada (dentre os 10 incrementos aplicados).

Para a aplicação do método da rigidez, a prova de carga Id-18-H apresentou um bom coeficiente de determinação R^2 para o trecho retilíneo composto pelos pontos referentes do 8º ao 10º incremento de carga, com valor de $R^2=0,9986$, o que gerou uma carga de ruptura extrapolada de $Q_u = 1.993 \text{ kN}$, a mobilização plena do atrito lateral em $Q_s = 1.120 \text{ kN}$ e correspondente deslocamento de 9,67 mm, conforme pode ser verificado na Figura 121 (com valores em tf). Inclusive, para esta estaca, a reta obtida foi sub-horizontal, conforme indica o autor.

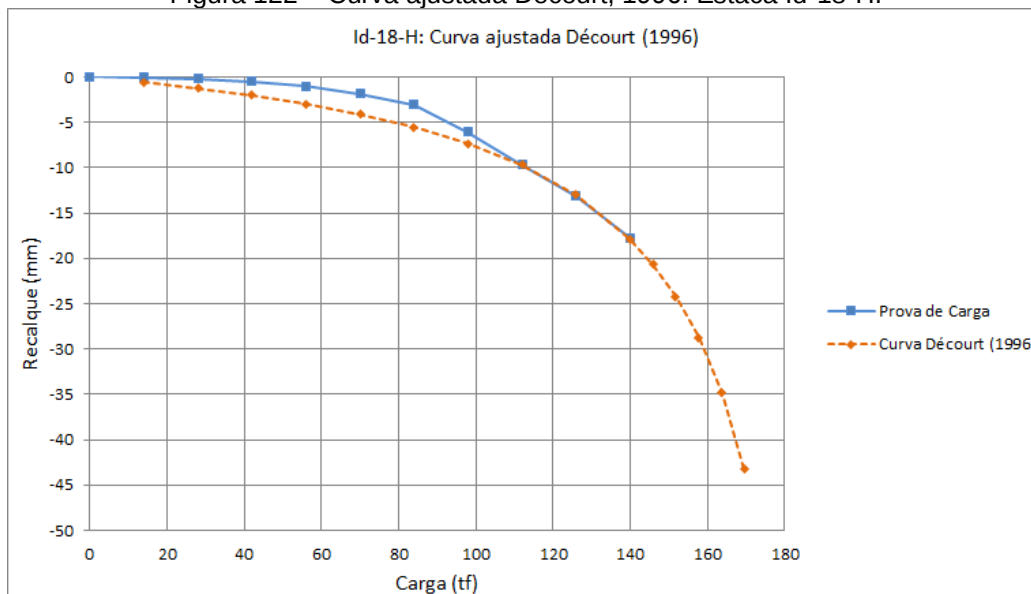
Figura 121 – Método da Rigidez (Décourt, 1996): Estaca hélice contínua, Id-18-H.



Fonte: Autora.

Apesar do bom coeficiente de determinação, pelo fato de poucos pontos participarem da composição da reta sub-horizontal e, assim, da extrapolação, a curva ajustada pelo método de Décourt (1996) não ficou bem ajustada aos pontos em análise, conforme pode ser verificado na Figura 122.

Figura 122 – Curva ajustada Décourt, 1996: Estaca Id-18-H.



Fonte: Autora.

A estimativa dos valores da carga de ruptura (Q_u) e da carga mobilizada pelo atrito lateral (Q_s) para as 18 (dezoito) provas de carga nas estacas tipo hélice contínua da região de estudo são apresentadas na Tabela 31, obtidas a partir da aplicação do método da rigidez (Décourt, 1996). Nesta tabela são apresentadas, ainda, a relação percentual entre a carga mobilizada pelo atrito lateral e a carga de ruptura.

O limite inferior da mobilização do atrito lateral (Q_s) foi representado pelo ponto que marca o início do trecho retilíneo do gráfico da rigidez, cujos pontos são utilizados para a obtenção da carga de ruptura.

Tabela 31 – Décourt (1996): Cargas de ruptura (Q_u) e mobilização do atrito lateral (Q_s) para as estacas tipo hélice contínua.

Ref	Ø (mm)	δ máx (mm)	Q _{uc} (kN) Decourt (1996)	Q _s (kN) Decourt (1996)	Q _s / Q _u
Id-01-H	500	- 2,65	1.628,23	370	22,72%
Id-02-H	400	- 5,04	1.170,40	588	50,24%
Id-03-H	600	- 7,17	1.860,65	960	51,59%
Id-04-H	500	- 1,36	2.092,57	700	33,45%
Id-05-H	500	- 0,92	1.274,97	420	32,94%
Id-06-H	500	- 8,36	854,35	350	40,97%
Id-07-H	500	- 1,60	1.905,76	600	31,48%
Id-08-H	600	- 9,25	1.566,35	700	44,69%
Id-09-H	600	- 4,51	1.770,33	840	47,45%
Id-10-H	600	- 20,32	1.662,35	980	58,95%

Id-11-H	600	- 5,70	1.605,31	280	17,44%
Id-12-H	600	- 2,62	2.272,52	840	36,96%
Id-13-H	600	- 2,97	3.451,41	850	24,63%
Id-14-H	600	- 3,99	2.324,16	840	36,14%
Id-15-H	500	- 5,03	2.411,98	720	29,85%
Id-16-H	600	- 4,77	2.429,74	750	30,87%
Id-17-H	500	- 2,82	2.151,06	720	33,47%
Id-18-H	500	- 17,77	1.781,16	980	55,02%

Fonte: Autora.

Dentre as 18 provas de carga, 04 (quatro) provas de carga apresentaram relação entre Qs e Qu próximas aos 50% (provas de carga 02, 03, 09, 10 e 18), com média de 37,7%. Sem a inclusão destas provas de carga, a média desta relação foi próxima à 30%.

6.1.3.3 Décourt (2008)

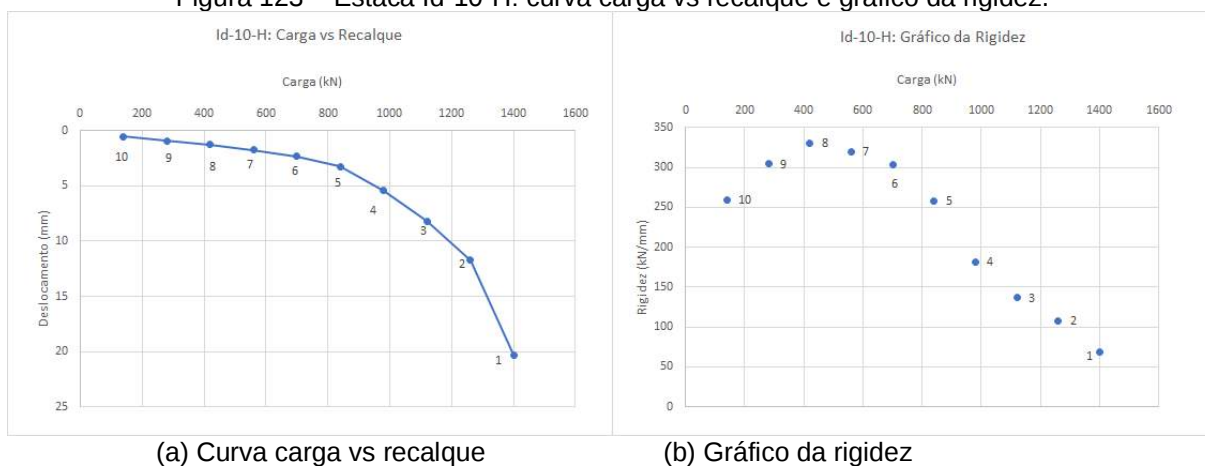
As provas de carga realizadas na área de estudo não foram levadas até a ruptura e nem desenvolveram grandes deslocamentos, o que seria necessário para a aplicação da atualização do método da rigidez de Décourt (2006), visto que este método utiliza o ponto correspondente à ruptura convencional (neste caso, a carga de ruptura para um deslocamento correspondente a 10% do diâmetro da estaca, para este autor) e um ponto de regressão para a obtenção do trecho referente ao início da mobilização da ponta.

Apesar de não haver grandes deslocamentos nas provas de carga realizadas, optou-se pela aplicação do método, mesmo com o ponto de ruptura convencional externo à curva carga vs recalque obtida no ensaio.

Como exemplificação da aplicação deste método, será utilizada a prova de carga identificada como Id-10-H.

A Figura 123(a) apresenta a curva carga vs recalque relativa ao carregamento, enquanto a Figura 123(b) apresenta o gráfico da rigidez, em relação à estaca Id-10-H, tipo hélice contínua, diâmetro de 600 mm, comprimento 10,0 m. A carga total do ensaio foi de 1.400 kN com um deslocamento máximo de 20,32 mm (Tabela 24).

Figura 123 – Estaca Id-10-H: curva carga vs recalque e gráfico da rigidez.



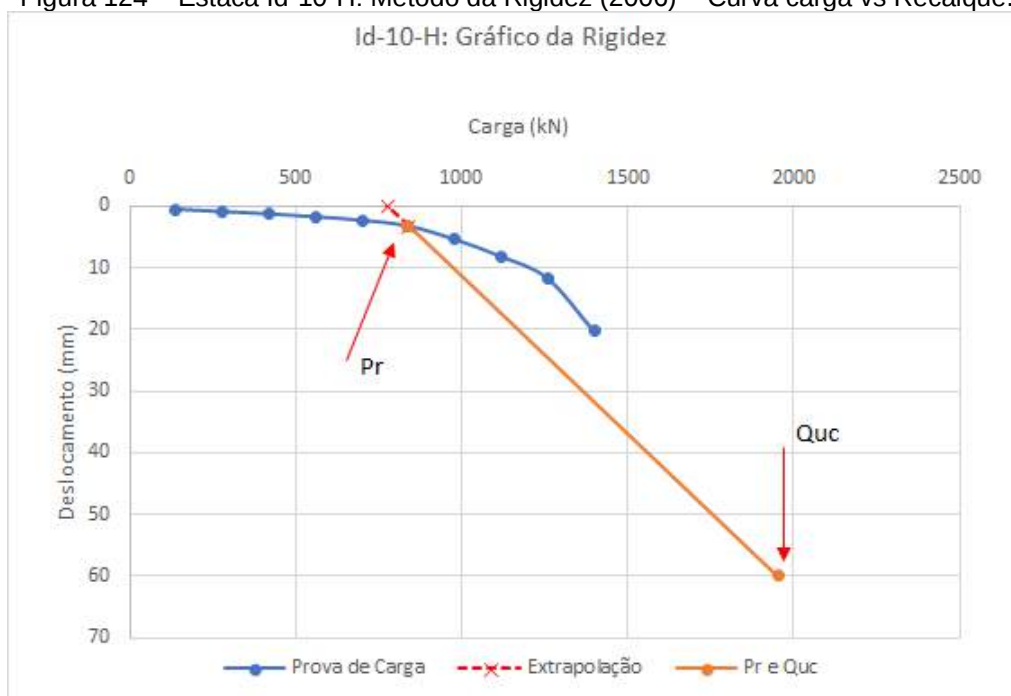
(a) Curva carga vs recalque

(b) Gráfico da rigidez

Fonte: Autora.

A Figura 124 (a) apresenta a curva carga vs recalque da prova de carga realizada para a estaca hélice contínua Id-10-H, o ponto referente à ruptura convencional (Q_{uc}) e o ponto de regressão escolhido (Pr , em que o domínio da ponta deixa de ser predominante). Conforme descrito anteriormente, o ponto referente à ruptura convencional não está contido na curva carga vs deslocamento da prova de carga.

Figura 124 – Estaca Id-10-H: Método da Rigidez (2006) – Curva carga vs Recalque.



(a) Ponto de ruptura convencional, ponto de regressão e extensão ao eixo das abscissas

(b) Limite superior do atrito lateral (Q_{sl})

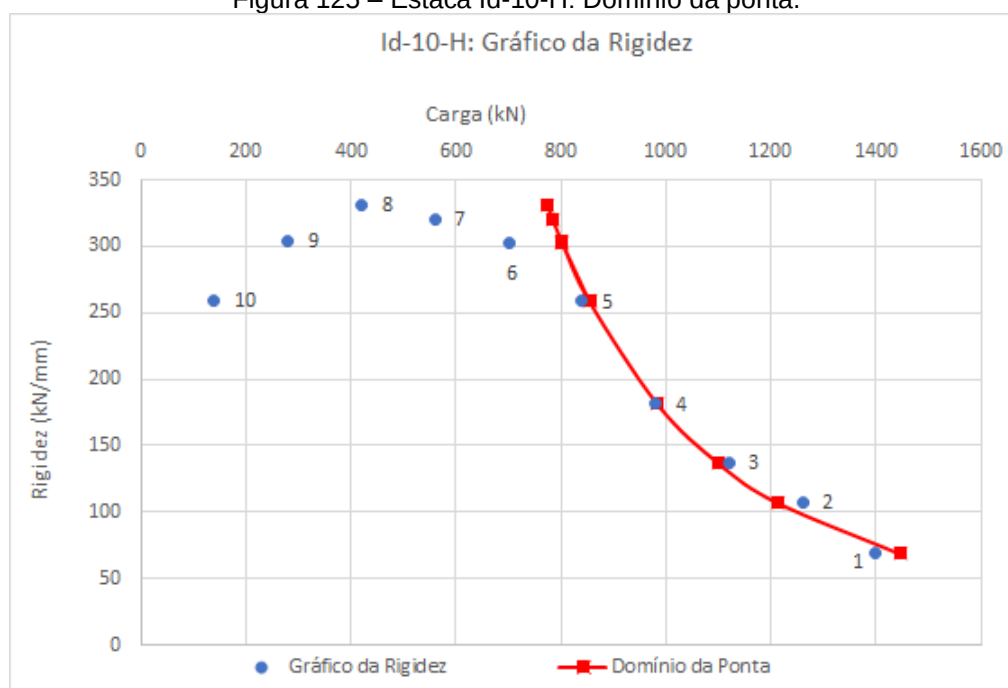
Fonte: Autora.

Conforme verificado na Figura 124 (b), a extensão da reta formada entre o ponto de regressão (Pr) e o ponto referente à ruptura convencional (Q_{uc}) determina o limite superior da mobilização do atrito lateral (Q_s). Para esta estaca, o limite superior do atrito lateral foi de $Q_s = 776,23 \text{ k}$, com um deslocamento de $2,822 \text{ mm}$ (o que correspondeu a aproximadamente $0,5 \%$ do diâmetro da estaca).

Os dados da prova de carga não permitiram determinar claramente domínios lateral e da ponta. Após a obtenção do ponto de regressão e da curva referente ao domínio da ponta, conforme pode ser verificado pela análise da Figura 125, o domínio referente ao atrito lateral seria determinado a partir dos pontos que não pertencem ao trecho da ponta.

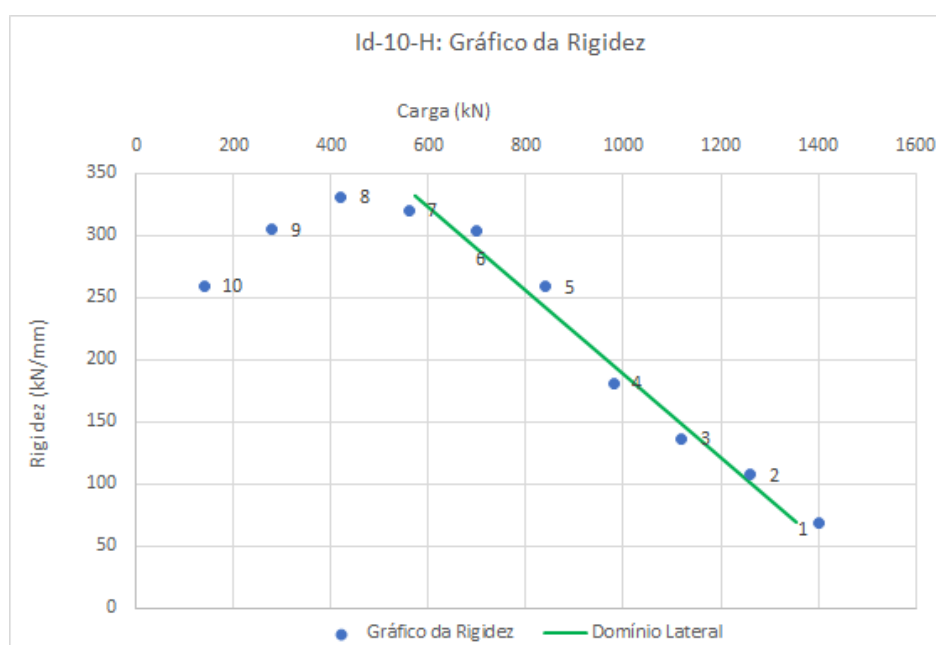
Devido à inclinação obtida a partir da utilização dos pontos não pertencentes ao domínio da ponta, a reta referente ao domínio do atrito lateral, para esta estaca seria, praticamente, horizontal, e, assim, os pontos pertencentes a ponta foram utilizados também para a indicação do domínio lateral (Figura 126).

Figura 125 – Estaca Id-10-H: Domínio da ponta.



Fonte: Autora.

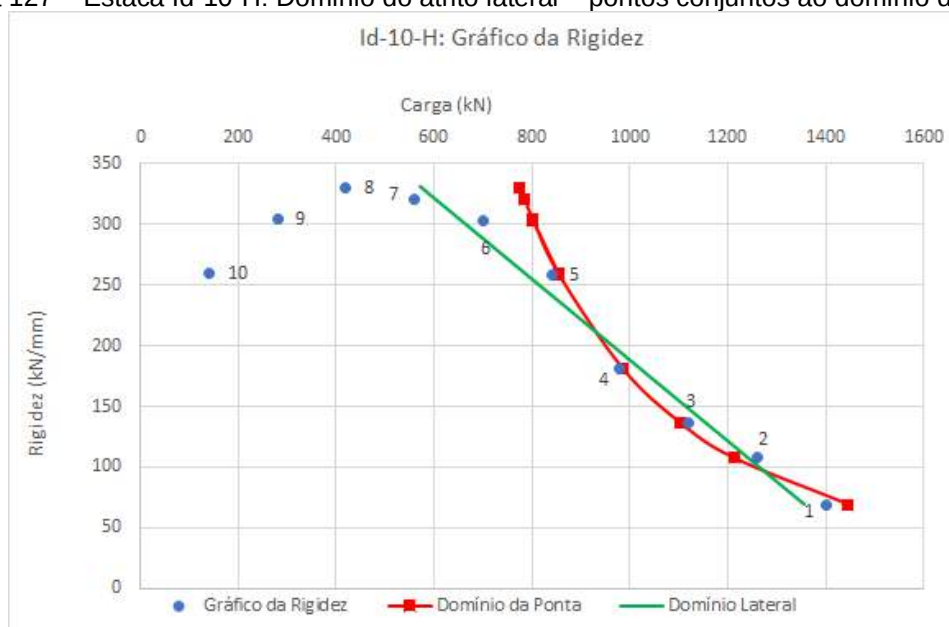
Figura 126 – Estaca Id-10-H: Domínio do atrito lateral.



Fonte: Autora.

A sobreposição dos dois domínios não permitiu a identificação clara da atuação de cada uma das parcelas (Figura 127).

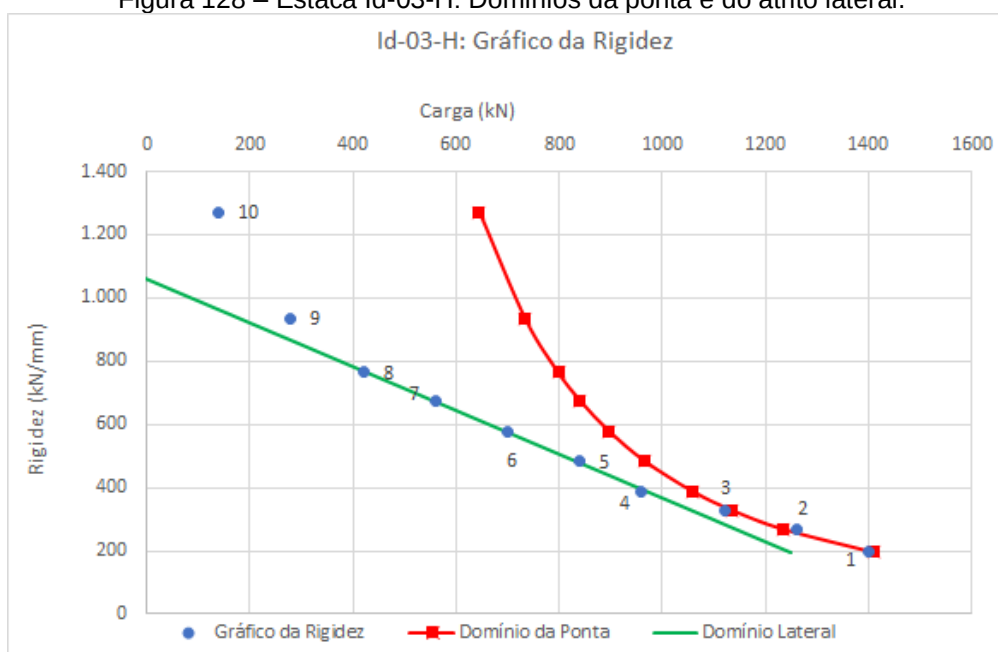
Figura 127 – Estaca Id-10-H: Domínio do atrito lateral – pontos conjuntos ao domínio da ponta.



Fonte: Autora.

Para a estaca Id-03-H (diâmetro de 600mm, comprimento de 7,0 m, carga ensaiada de 1.400 kN e deslocamento máximo obtido de 7,17 mm - Tabela 23), por sua vez, os domínios lateral e da ponta puderam ser identificados de forma clara, conforme pode ser verificado pela Figura 128. O domínio da ponta foi obtido a partir da utilização dos pontos 1 a 3, enquanto que o domínio do atrito lateral foi obtido a partir da utilização dos pontos 4 ao 9.

Figura 128 – Estaca Id-03-H: Domínios da ponta e do atrito lateral.



Fonte: Autora.

Os resultados da aplicação da versão atualizada do método da rigidez (Décourt, 2008) para as 18 (dezoito) provas de carga estática nas estacas tipo hélice contínua são apresentados na Tabela 32, conforme metodologia descrita acima para a estaca Id-10-H.

Tabela 32 – Décourt (2006): Resistência devido ao atrito lateral e à ponta

ID	Ø (mm)	δ _{máx} (mm)	Q _s (kN)	δQ _s (mm)	δQ _s /δ _{máx}
Id-01-H	500	2,65	523,57	1,37	51,7%
Id-02-H	400	5,04	432,19	1,43	28,3%
Id-03-H	600	7,17	1028,48	2,87	40,0%
Id-04-H	500	1,36	200,99	0,18	13,3%
Id-05-H	500	0,92	383,28	0,31	34,1%
Id-06-H	500	8,36	318,41	1,22	14,6%
Id-07-H	500	1,60	360,65	0,25	15,7%
Id-08-H	600	9,25	799,72	1,37	14,9%
Id-09-H	600	4,51	801,16	0,86	19,0%
Id-10-H	600	20,32	776,23	2,82	13,9%
Id-11-H	600	5,70	934,83	1,39	24,3%
Id-12-H	600	2,62	865,92	1,01	38,4%
Id-13-H	600	2,97	1067,09	1,19	39,9%
Id-14-H	600	3,99	826,49	1,43	36,0%
Id-15-H	500	5,03	632,89	1,73	34,4%
Id-16-H	600	4,77	634,95	0,98	20,5%
Id-17-H	500	2,82	466,54	0,64	22,6%
Id-18-H	500	17,77	773,13	2,51	14,1%

(Ø = diâmetro da estaca, QE = carga ensaiada, δ_{máx} = deslocamento máximo obtido no ensaio, QL = carga referente à mobilização do atrito lateral, δQL = deslocamento referente à mobilização do atrito lateral).

Fonte: Autora.

Os deslocamentos referentes à mobilização do atrito lateral (δQ_s) apresentados para o método de Décourt (2008) foram da ordem (média) de 26,4% dos deslocamentos máximos obtidos nas provas de carga, com relação δQ_s/Ø média de 0,24%.

Os deslocamentos obtidos no topo da estaca ensaiada foram menores que 5,0 mm, para a maior parte das estacas ensaiadas e, com isso, assume-se a não representatividade da aplicação do método da rigidez, uma vez que estes deslocamentos não são suficientes para definir o comportamento da ponta da estaca.

6.1.3.4 Massad (1992)

Assim como os métodos de Décourt (1996, 2008), os métodos propostos por Massad (1992) e Massad e Lazzo (1998) permitem a separação (identificação) da parcela de resistência devida ao atrito lateral da parcela de resistência devida à atuação da ponta. Conforme indicado no referencial teórico, estes métodos trabalham a partir da identificação de pontos notáveis na curva carga vs recalque, ou seja, há a comparação da curva carga vs recalque real com uma curva teórica, em que há a identificação dos trechos de desenvolvimento do atrito lateral (trecho 0-3), de saturação do atrito lateral (trecho 3-4), de desenvolvimento da resistência da ponta (trecho 4-5) e do trecho de ruptura (trecho 5-6).

Uma vez que as provas de carga do tipo hélice contínua apresentadas neste estudo não foram levadas à grandes deslocamentos, não é possível identificar nestas provas de carga o trecho referente à ruptura (isto é, o trecho 5-6) e, assim, a carga de ruptura para estes métodos não pode ser obtida.

Desta forma, os métodos propostos por Massad (1992, 1998) serão aplicados para identificação da parcela de resistência devida ao atrito lateral, obtida a partir da consideração da carga P_r obtida conforme sugerido pelo autor em outro trabalho (Massad, 1986), sendo que a carga P_r não representa, necessariamente, a carga de ruptura.

- **Valores teóricos**

A Tabela 33 apresenta os valores teóricos obtidos a partir da aplicação do método de Massad (1992). O valor de $f_{m\acute{a}x}$ (resistência unitária devida ao atrito lateral) foi obtido a partir do método original de Décourt-Quaresma (1978, 1982) e o módulo de elasticidade do concreto (secante) foi obtido, conforme indicado, a partir da aplicação da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Das estacas tipo hélice contínua analisadas, apenas seria possível a aplicação do método da parábola ou do método exponencial proposto por Massad (1992) para determinação da parcela relativa ao atrito lateral para a estaca Id-04-H, pois esta foi a única estaca em que o coeficiente “k” teórico obtido foi maior que 10 e, assim, esta foi

a única estaca que pode ser classificada como longa. O coeficiente “k” teórico das demais estacas as classificaria como estacas curtas ou rígidas, e assim, apenas seria possível a aplicação do método das duas retas (Massad e Lazzo, 1998).

Tabela 33 – Massad (1992) – Valores teóricos

Ref.	Ø (m)	f _{máx} (kN/m ²)	Y1* (mm)	Kr (kN/m)	Alr (kN)	K
Id-01-H	0,500	40,36	1,56	415.070,98	638,38	0,99
Id-02-H	0,400	55,06	1,59	286.407,86	646,30	1,42
Id-03-H	0,600	44,40	1,54	859.837,32	585,89	0,44
Id-04-H	0,500	74,55	0,80	232.209,15	2.107,90	11,29
Id-05-H	0,500	64,67	0,82	1.044.941,19	406,31	0,48
Id-06-H	0,500	62,67	1,59	1.044.941,19	393,75	0,24
Id-07-H	0,500	56,64	1,16	321.520,37	1.156,54	3,09
Id-08-H	0,600	55,15	1,35	601.886,13	1.039,58	1,28
Id-09-H	0,600	45,45	1,33	601.886,13	856,80	1,07
Id-10-H	0,600	36,06	1,48	601.886,13	679,77	0,76
Id-11-H	0,600	54,85	1,36	578.736,66	1.075,22	1,37
Id-12-H	0,600	40,30	1,35	537.398,33	850,86	1,17
Id-13-H	0,600	72,62	1,20	537.398,33	1.533,06	2,38
Id-14-H	0,600	74,13	1,28	472.067,55	1.781,51	2,95
Id-15-H	0,600	74,13	1,28	472.067,55	1.781,51	2,95
Id-16-H	0,600	40,97	1,18	752.357,66	617,74	0,70
Id-17-H	0,500	60,39	0,80	464.418,31	853,78	2,30
Id-18-H	0,500	50,00	0,85	417.976,48	785,35	2,22

(onde Ø é o diâmetro da estaca, f_{máx} é a resistência lateral unitária, y1 é o deslocamento referente ao atrito lateral e Alr é o atrito lateral na ruptura. K é o fator que indica a rigidez solo-estaca.)

* Deslocamentos obtidos conforme Massad (1991).

Fonte: Autora.

Os deslocamentos referentes à parcela do atrito lateral (y1) foram relativamente pequenos, confirmando o indicado pela prescrição do autor.

• Métodos da parábola e da exponencial

Apesar da classificação das estacas como curtas ou rígidas, tentou-se aplicar os métodos da parábola e da exponencial, como forma de identificar a parcela referente ao atrito lateral e compará-la com os valores teóricos obtidos, bem como de forma comparar os resultados obtidos com os valores obtidos a partir da aplicação do método das duas retas (Massad e Lazzo, 1998) e com os valores obtidos pelo método da rigidez em sua versão mais recente (Décourt, 2008).

A Tabela 34 apresenta os valores obtidos a partir da aplicação do método da parábola às provas de carga de estacas tipo hélice contínua em estudo. Observa-se que os valores obtidos entre os métodos aplicados não foram consistentes e, assim, bastante divergentes dos valores teóricos apresentados.

Tabela 34 – Massad (1992) – Método da parábola.

Id	$\mu \cdot y1$ mm	$\mu \cdot Alr$ kN	k
Id-01-H	0,608	300,31	1,190
Id-02-H	0,829	308,78	1,300
Id-03-H	-0,400	177,0	-0,514
Id-04-H	0,235	1.745,49	32,033
Id-05-H	0,098	299,86	2,925
Id-06-H	-0,585	29,01	-0,047
Id-07-H	0,102	1.057,55	32,384
Id-08-H	-1,179	202,25	-0,285
Id-09-H	-0,265	458,26	-2,870
Id-10-H	-1,922	945,80	-0,818
Id-11-H	-0,563	343,77	-1,056
Id-12-H	0,109	733,75	12,485
Id-13-H	0,324	1.063,25	6,101
Id-14-H	0,118	536,76	9,625
Id-15-H	0,474	322,43	1,464
Id-16-H	0,204	340,06	2,217
Id-17-H	0,279	582,65	4,493
Id-18-H	-2,501	134,50	-0,129

(onde $\mu \cdot y1$ é o deslocamento referente à mobilização lateral, $\mu \cdot Alr$ é o atrito lateral na ruptura e k é o coeficiente que mede a rigidez estaca-solo $\mu = 1$ – estacas escavadas em primeiro carregamento.)

Fonte: Autora.

Em comparação aos valores teóricos, os valores de resistência devido ao atrito lateral obtidos com a aplicação do método da parábola foram, em maioria, menores (em média, os valores pelo método da parábola foram 44% menores que os valores teóricos encontrados). Os deslocamentos foram também menores, contudo, em valores menos significativos.

Tabela 35 – Massad (1992) – Método exponencial

Id	$\mu \cdot y1$ (mm)	$\mu \cdot Alr$ (kN)	k	kr (kN/m)
Id-01-H	0,83	656,45	3,88	203.804,57
Id-02-H	-3,85	618,28	2,67	182.681,82
Id-03-H	2,75	1.008,87	9,59	212.185,07

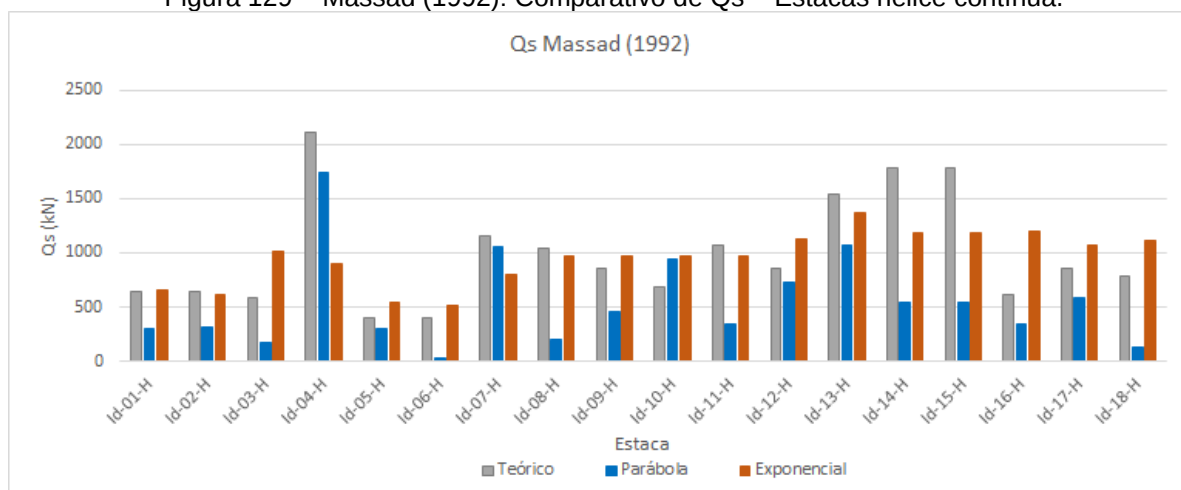
Id-04-H	-15,78	898,85	4,85	492.225,43
Id-05-H	-13,08	548,77	4,71	662.621,20
Id-06-H	0,93	518,76	17,52	75.222,07
Id-07-H	20,74	792,34	6,09	500.185,66
Id-08-H	-7,79	967,01	4,13	296.837,56
Id-09-H	0,85	963,12	18,67	402.842,00
Id-10-H	8,41	974,57	6,88	105.351,31
Id-11-H	0,26	965,13	47,98	296.397,79
Id-12-H	6,65	1.124,13	7,23	406.052,89
Id-13-H	-25,91	1.373,78	5,13	469.171,35
Id-14-H	3,24	1.181,68	8,98	240.325,98
Id-15-H	3,24	1.181,68	8,98	240.325,98
Id-16-H	7,84	1.193,06	6,97	249.826,93
Id-17-H	11,86	1.062,96	6,49	279.856,99
Id-18-H	-0,42	1.105,99	-20,82	57.728,54

Fonte: Autora.

A Tabela 35 apresenta os valores de resistência devido ao atrito lateral e correspondente deslocamento obtidos a partir da aplicação do método da exponencial. Verifica-se que o Q_s obtido pelo método exponencial apresentou valores relativamente próximos ao Q_s teórico (apresentado na Tabela 33), com menor dispersão do que os valores apresentados pelo método da parábola.

Um comparativo entre os valores de Q_s (valores teóricos, obtidos pelo método da parábola e pelo método exponencial) são apresentados no gráfico de colunas da Figura 129, o que facilita a visualização da proximidade entre os valores teóricos e os valores obtidos a partir do método exponencial. Pode-se verificar que o valor de Q_s obtido pelo método da parábola, conforme anteriormente mencionado, ficou muito abaixo do valor de Q_s obtido pelos outros dois métodos (teórico e exponencial), com poucas exceções (estacas 04, 05, 07, 10, 12 e 13, com valores próximos outros dois métodos).

Figura 129 – Massad (1992): Comparativo de Qs – Estacas hélice contínua.



Fonte: Autora.

Já em relação aos deslocamentos ($\mu \cdot y_1$), pode-se verificar que o método exponencial apresentou valores altos, se comparados com os deslocamentos obtidos pelos outros dois métodos, bem como em relação aos valores reais obtidos nas provas de carga. Os deslocamentos obtidos (já apresentados em conjunto com os valores de Qs) seguem apresentados, de forma isolada, na Tabela 36.

Tabela 36 – Resumo de deslocamentos: Real e Massad, 1992 (teórico, parábola e exponencial).

Id	Deslocamentos			
	Real	Teórico	Parábola	Exponencial
Id-01-H	2,65	1,56	0,61	0,83
Id-02-H	5,04	1,59	0,83	3,85
Id-03-H	7,17	1,54	0,40	2,75
Id-04-H	1,36	0,80	0,23	15,78
Id-05-H	0,92	0,82	0,10	13,08
Id-06-H	8,36	1,59	0,59	0,93
Id-07-H	1,60	1,16	0,10	20,74
Id-08-H	9,25	1,35	1,18	7,79
Id-09-H	4,51	1,33	0,27	0,85
Id-10-H	20,32	1,48	1,92	8,41
Id-11-H	5,70	1,36	0,56	0,26
Id-12-H	2,62	1,35	0,11	6,65
Id-13-H	2,97	1,20	0,32	25,91
Id-14-H	3,99	1,28	0,12	3,24

Id-15-H	5,03	1,28	0,12	3,24
Id-16-H	4,77	1,18	0,20	7,84
Id-17-H	2,82	0,80	0,28	11,86
Id-18-H	17,77	0,85	2,50	0,42

Fonte: Autora.

Para as estacas em destaque (04, 05, 07, 12, 13, 16 e 17), pode ser verificado que o deslocamento obtido pelo método exponencial foi significativamente superior ao deslocamento real obtido pela prova de carga. Este fato não ocorreu para os demais métodos (teórico e parábola), que apresentaram deslocamentos da ordem de poucos milímetros, condizente com a teoria apresentada pelo autor (Massad, 1992).

O método da exponencial permite, também, a obtenção do valor “kr”, que representa a rigidez da estaca enquanto peça estrutural (valores teóricos apresentados na Tabela 33 e valor obtido a partir do método exponencial na Tabela 35). Conforme informado pelo autor (Massad, 1992), se o valor de “kr” obtido pelo método da exponencial for divergente do valor teórico podem ter ocorrido duas situações: ou a estaca é curta (ou rígida) e, assim, este método não poderia ser utilizado ou há uma camada mais rígida na base da estaca.

Para as estacas em questão, pode ter havido as duas situações. Além das estacas serem classificadas como curtas ou rígidas pelo cálculo teórico, conforme indicado nos capítulos iniciais, a região em estudo apresentou impenetrável (rocha, conforme sondagens rotativas realizadas) a baixas profundidades. As camadas de solo imediatamente superiores ao impenetrável ao trépano já apresentavam SPT consideravelmente elevados (acima de 40 golpes), o que caracterizou a camada mais rígida e, assim, métodos específicos de análise deveriam ter sido empregados (a exemplo do método proposto por Massad, 1993).

Devido ao não desenvolvimento das provas de carga a grandes deslocamentos ou até a ruptura, além da baixa relação $\delta_{\text{máx}}/\delta$, o método proposto por Massad (1993), que considera um mecanismo de “ponta fictícia” para consideração de trecho de estaca em camada mais resistente, também não foi aplicado neste trabalho.

6.1.3.5 Massad e Lazzo (1998)

Assim como a metodologia proposta por Massad (1992), a carga de ruptura (Q_u) pelo método M2R não foi obtida, uma vez que não houve o desenvolvimento da prova de carga até grandes deslocamentos ou maiores cargas, de forma que o comportamento da curva carga vs recalque pudesse ser melhor analisado em relação ao trecho 5-64 e continuação do trecho 4-5. Desta forma, o M2R, neste estudo, foi utilizado para a previsão da parcela referente ao atrito lateral na ruptura (Alr) e correspondente deslocamento.

A Tabela 37 apresenta os valores de carga devido à resistência por atrito lateral (Alr) com o correspondente deslocamento (y_1) obtidos a partir da aplicação do método das duas retas (M2R, Massad e Lazzo, 1998).

Tabela 37 – Estacas tipo hélice contínua: Método das duas retas (Massad e Lazzo, 1998)

ID	Ø (mm)	Alr (kN)	y1 (mm)
Id_01_H	500	540,06	-0,65
Id_02_H	400	647,99	-1,13
Id_03_H	600	1.030,56	-0,60
Id_04_H	500	1.936,77	-4,17
Id_05_H	500	561,88	-0,27
Id_06_H	500	381,52	-0,18
Id_07_H	500	1.043,17	-1,62
Id_08_H	600	997,52	-0,83
Id_09_H	600	1.190,22	-0,99
Id_10_H	600	1.083,12	-0,90
Id_11_H	600	964,84	-0,83
Id_12_H	600	941,63	-0,88
Id_13_H	600	1.429,29	-1,33
Id_14_H	600	810,25	-0,86
Id_15_H	500	718,09	-0,77
Id_16_H	600	1.036,21	-0,69
Id_17_H	500	841,02	-0,91
Id_18_H	500	801,45	-0,96

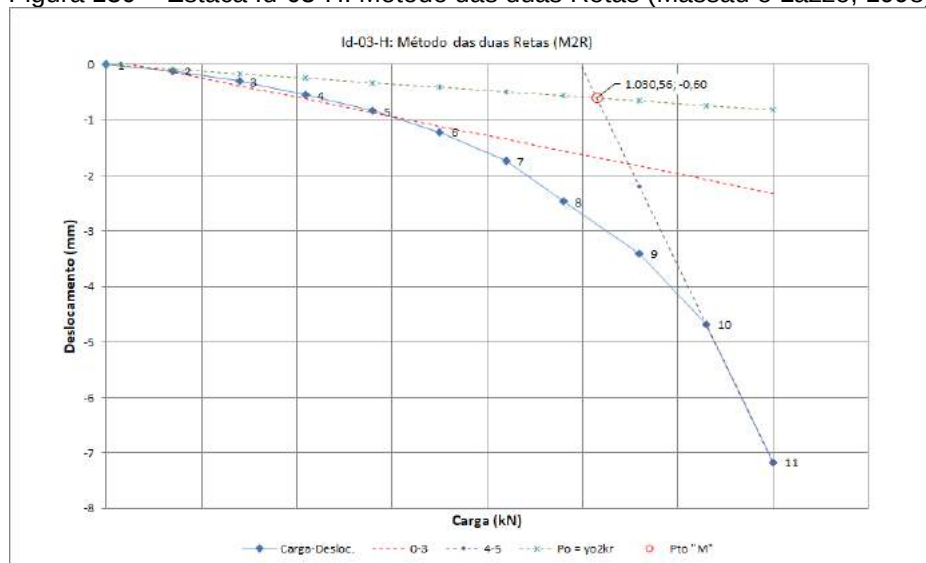
(Ø = diâmetro da estaca, Alr e y_1 = resistência por atrito lateral e correspondente deslocamento, Massad e Lazzo, 1998.)

Fonte: Autora.

A Figura 130 apresenta um exemplo da aplicação do M2R, para a estaca Id-03-H. Verifica-se que a parcela mobilizada devido ao atrito lateral foi praticamente a

mesma encontrada com a aplicação do método da rigidez atualizado ($Alr = 1.030,56$ kN).

Figura 130 – Estaca Id-03-H: Método das duas Retas (Massad e Lazzo, 1998).



Para esta estaca (Id-03-H), com a aplicação do método da rigidez em sua versão original (Décourt, 1996), a mobilização do atrito lateral obtida foi de $Q_s = 960$ kN (Tabela 31). Com o método atualizado (Décourt, 2006), obteve-se $Q_s' = 1.028,48$ kN (Tabela 32). Pela aplicação do M2R, Em relação aos métodos semi-empíricos para previsão da capacidade de carga devido ao atrito lateral, o valor (médio) para esta estaca foi de $Q_{s,méd} = 999,24$ kN.

6.1.4 Avaliação dos resultados – Estacas hélice contínua

Em relação à carga de ruptura (extrapolada ou convencionada) obtida por meios de análises da curva carga vs recalque, a avaliação dos resultados será realizada a partir da comparação entre a capacidade de carga total (QT) obtida pelos métodos semi-empíricos aplicados¹⁸ com o método de extrapolação de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976) e com os resultados obtidos pelo método da rigidez (Décourt, 2008).

¹⁸ Aoki-Velloso (1975) modificado por Monteiro (1997), Décourt-Quaresma (1978, 1996) e Antunes e Cabral (1996), para as estacas hélice contínua.

A parcela de resistência devida ao atrito lateral (QL) dos métodos semi-empíricos aplicados será comparado ao valor da resistência devida ao atrito lateral obtido pelas extrapolações de Décourt (2006), Massad (1992) e Massad e Lazzo (1998).

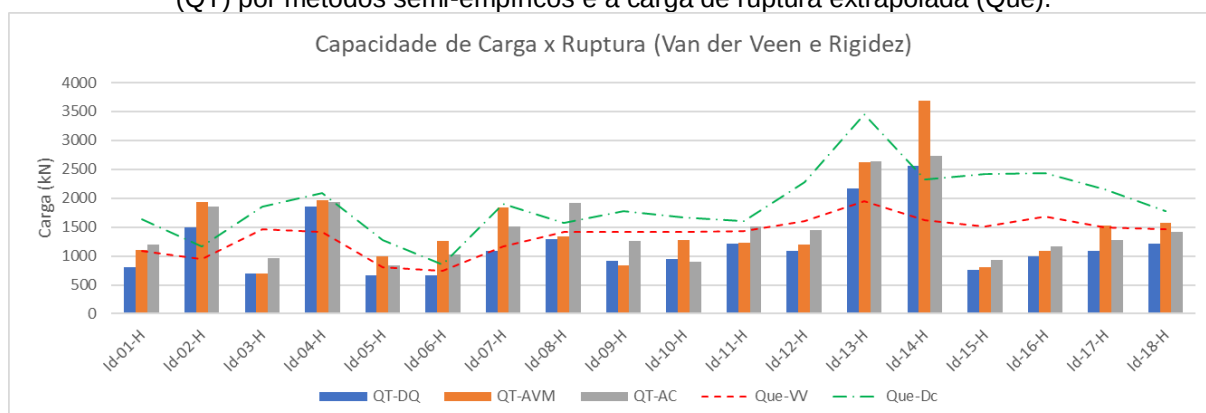
A seguir, segue apresentada uma visão geral entre os métodos, além da apresentação das análises para cada método semi-empírico de previsão de capacidade de carga.

6.1.4.1 Geral

A Figura 131 apresenta o gráfico comparativo entre as previsões indicadas e as extrapolações por Van der Veen-Aoki e pelo método da rigidez, para as estacas do tipo hélice contínua analisadas.

Para Van der Veen-Aoki houve uma relação média com as previsões de DQ, AVM e AC de 1,27, 1,07 e 1,01, respectivamente, mostrando que a carga de ruptura extrapolada estaria bem próxima da carga aplicada (apesar do baixo deslocamento ocorrido para estas estacas durante a prova de carga). Esta relação média com o método da rigidez foi de 1,75, 1,46 e 1,40, respectivamente para as previsões de DQ, AVM e AC.

Figura 131 – Estacas hélice contínua: Comparativo da relação entre a capacidade de carga estimada (QT) por métodos semi-empíricos e a carga de ruptura extrapolada (Que).



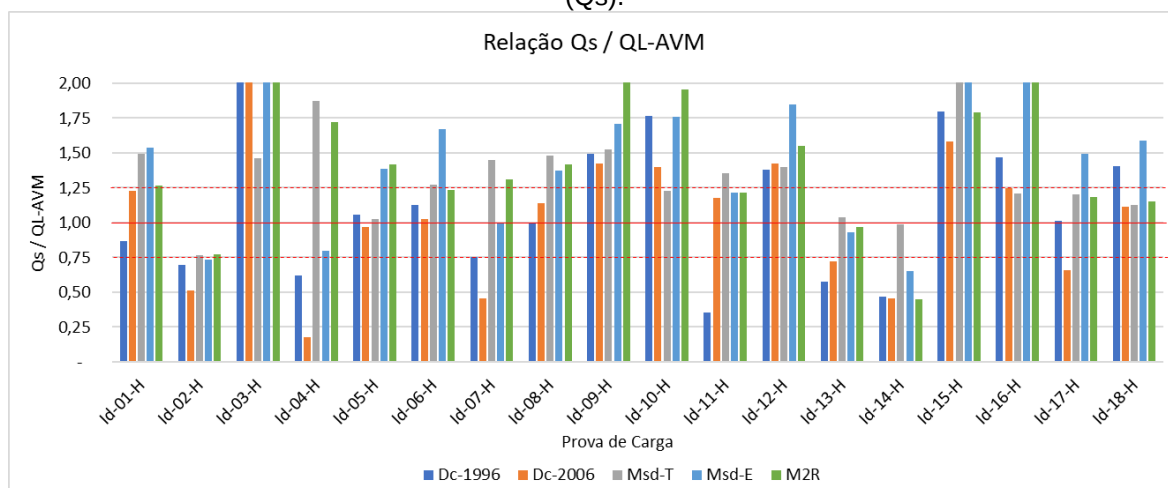
Fonte: Autora.

Em relação à parcela de resistência devida ao atrito lateral, a Figura 132, a Figura 133 e a Figura 134 apresentam as relações obtidas entre a resistência devida

ao atrito lateral obtida a partir das análises das curvas cargas vs recalque (Qs) com o valor estimado (QL) por AVM, DQ e AC, respectivamente.

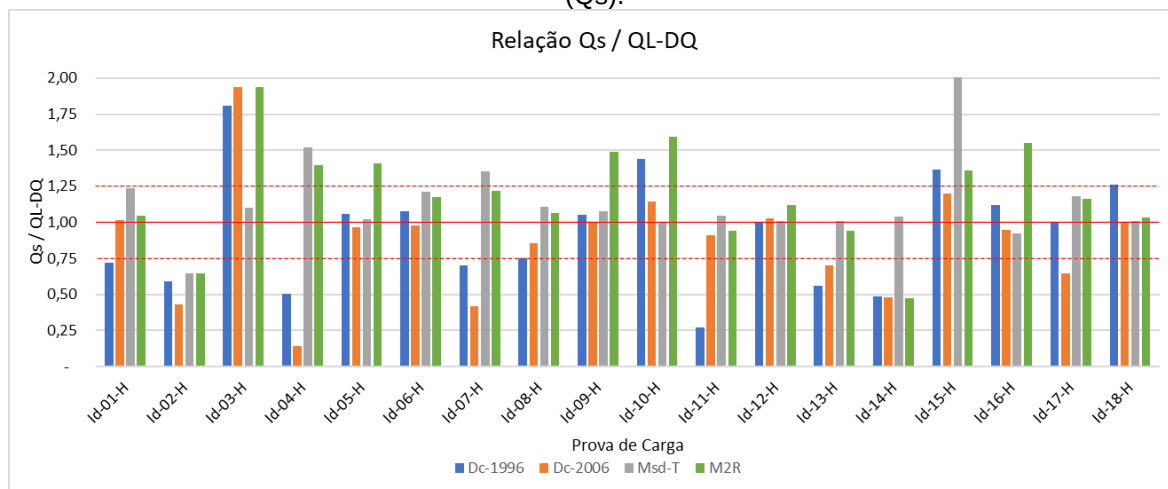
A partir das relações apresentadas, pode-se aferir que houve uma maior aderência entre os resultados do método semi-empírico de DQ com as extrapolações da curva carga vs recalque de Décourt (1996, 2008).

Figura 132 – Estacas hélice contínua: Comparativo da relação entre a capacidade de carga devida ao atrito lateral estimada (QL) por AVM e a obtida a partir das extrapolações da curva carga vs recalque (Qs).



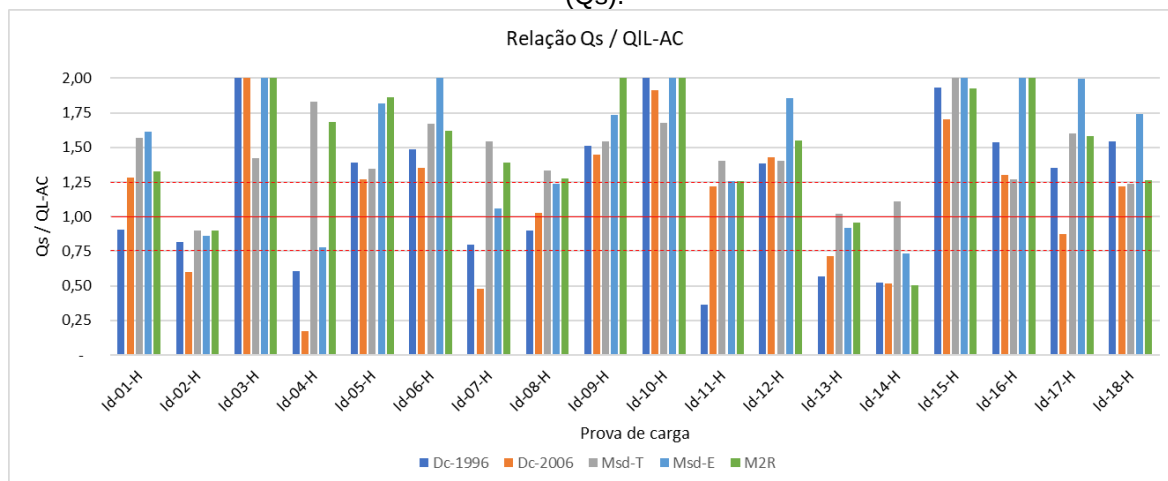
Fonte: Autora.

Figura 133 – Estacas hélice contínua: Comparativo da relação entre a capacidade de carga devida ao atrito lateral estimada (QL) por DQ e a obtida a partir das extrapolações da curva carga vs recalque (Qs).



Fonte: Autora.

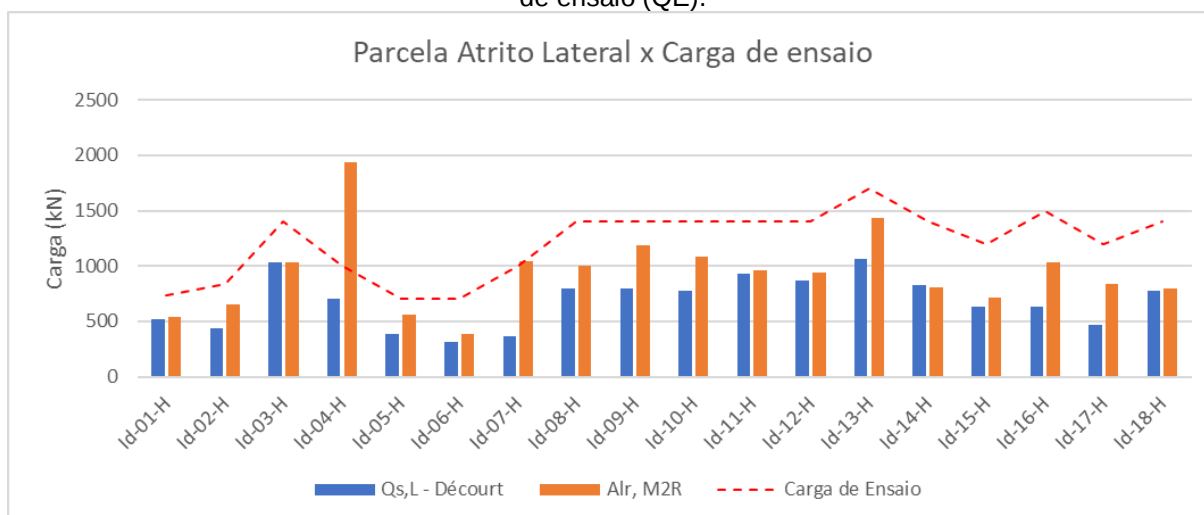
Figura 134 – Estacas hélice contínua: Comparativo da relação entre a capacidade de carga devida ao atrito lateral estimada (QL) por AC e a obtida a partir das extrapolações da curva carga vs recalque (Qs).



Fonte: Autora.

Um comparativo entre a parcela devido ao atrito lateral obtida a partir do método da rigidez (Décourt, 1996) e do método das duas retas (M2R, Massad e Lazzo, 1998) com a carga de ensaio (QE) é apresentado na Figura 135. Pode-se verificar a proximidade dos resultados obtidos a partir das extrapolações. A relação média entre o parcela devido ao atrito lateral e a carga de ensaio foi de 0,55 e 0,72, respectivamente para o método da rigidez e o M2R.

Figura 135 – Parcela devido ao atrito lateral obtida a partir M2R e do método da rigidez com a carga de ensaio (QE).

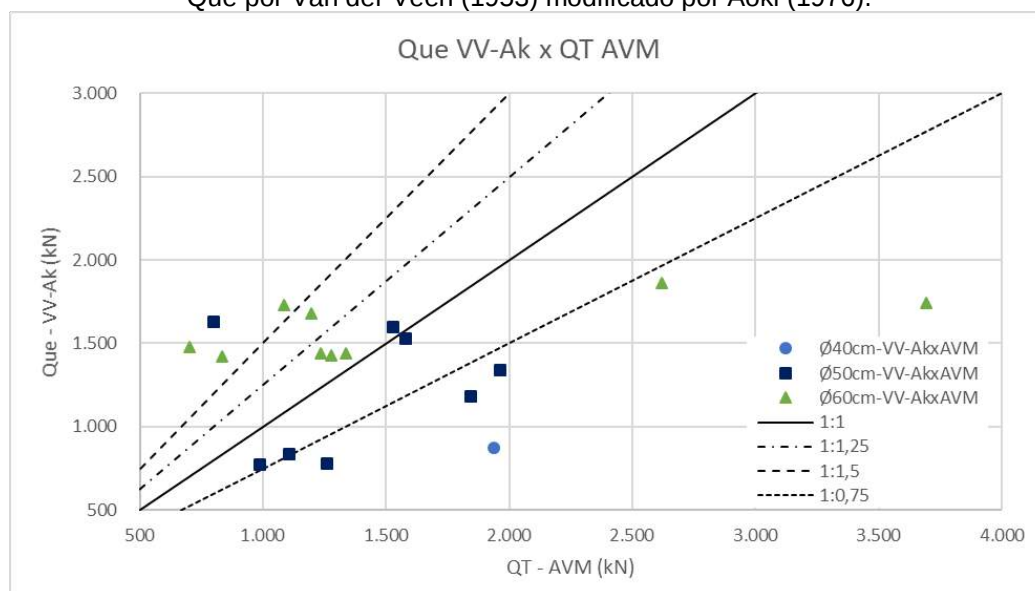


Fonte: Autora.

6.1.4.2 Aoki-Velloso (1975) modificado por Monteiro (1997)

A Figura 136 apresenta o gráfico de dispersão entre a carga prevista por AVM (Aoki-Velloso (1975) modificado por Monteiro, 1997) e a carga de ruptura por VV-Ak (Van der Veen (1953) modificado por Aoki, 1976).

Figura 136 – Gráfico de dispersão entre QT por Aoki-Velloso (1975) modificado por Monteiro (1997) e Que por Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976).



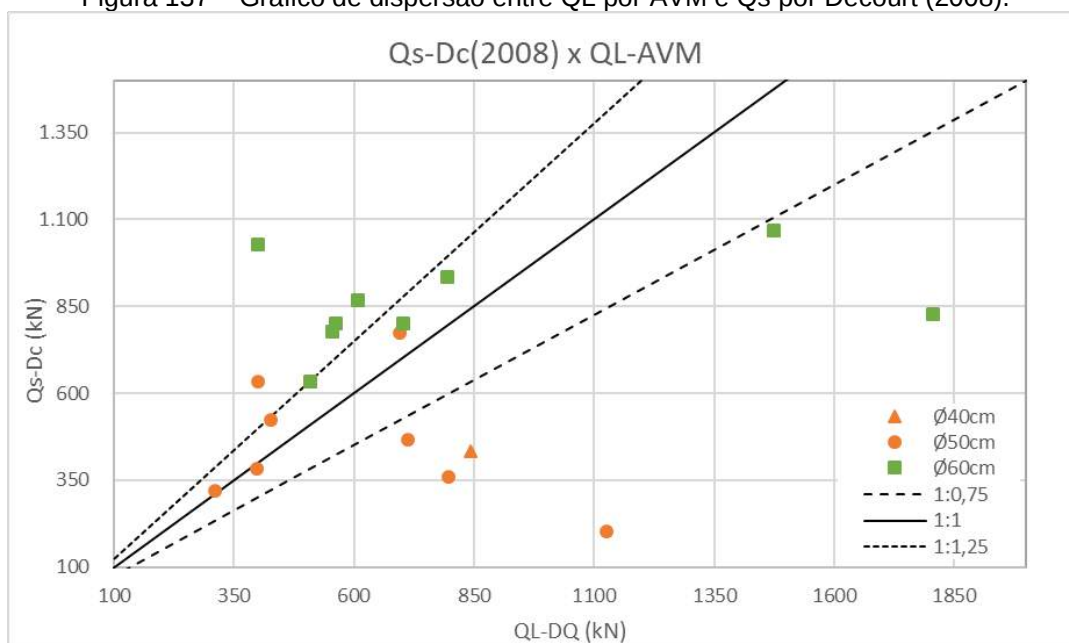
Fonte: Autora.

Pode ser verificado que houve uma grande dispersão no resultado dos dois métodos apresentados, sendo as linhas tracejadas indicam faixas com proporções arbitrárias (relações 1:1,25 e 1:1,5). Poucas estacas ficaram na faixa entre ± 1 e 25%, o que poderia representar uma boa aderência entre os métodos avaliados.

Houve ainda, em relação à carga extrapolada por VV-Ak, situações em que os valores previstos foram muito superiores aos valores de ruptura extrapolados, o que implicaria em uma previsão de capacidade de carga contra a segurança.

A Figura 137, por sua vez, apresenta o gráfico de dispersão entre a parcela devida ao atrito lateral (QL) pelo método de AVM e esta mesma parcela (Qs) obtida a partir das análises das curvas carga vs recalque por Décourt (2008). Houve grande dispersão entre os resultados obtidos, com poucas provas de carga situadas na faixa arbitrada de $\pm 25\%$.

Figura 137 – Gráfico de dispersão entre QL por AVM e Qs por Décourt (2008).

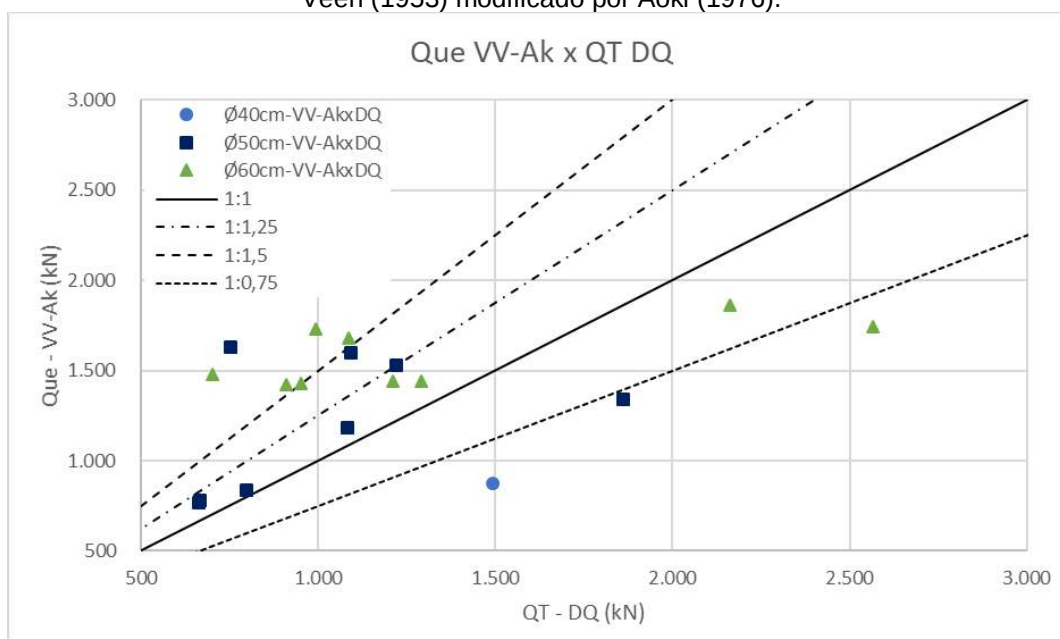


Fonte: Autora.

6.1.4.3 Décourt-Quaresma (1978, 1982)

A Figura 138 apresenta o gráfico de dispersão entre a carga prevista por DQ (Décourt-Quaresma, 1978, 1982) e a carga de ruptura por VV-Ak (Van der Veen (1953) modificado por Aoki, 1976).

Figura 138 – Gráfico de dispersão entre QT por Décourt-Quaresma (1978, 1996) e Que por Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976).



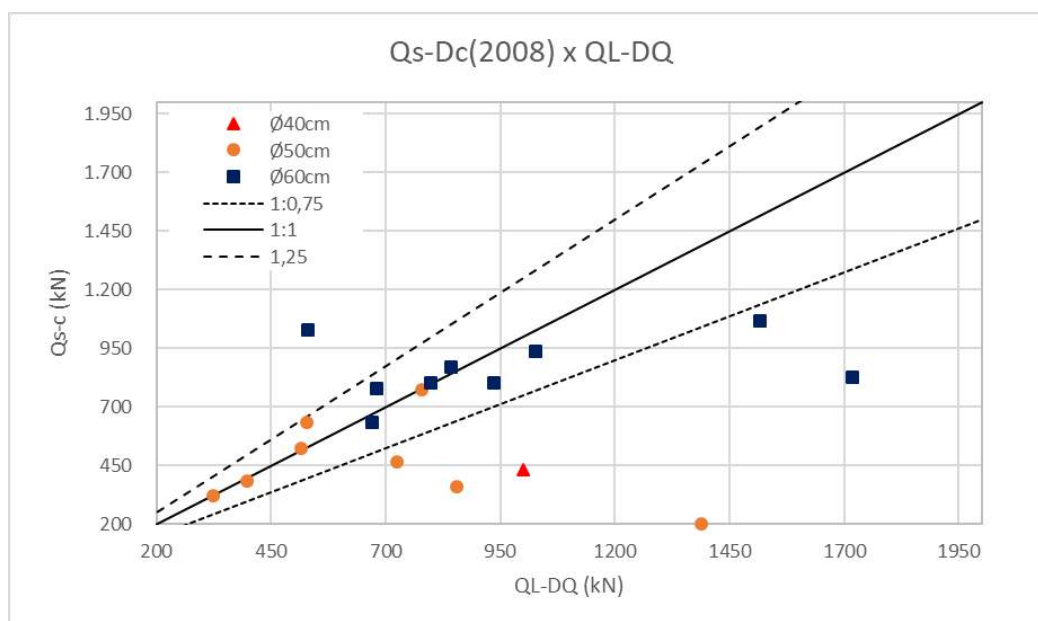
Fonte: Autora.

Em relação ao método de AVM, a previsão por DQ apresentou uma menor dispersão de valores em relação à carga de ruptura Q_{ue} de VV-Ak. Poucas estacas avaliadas ultrapassaram a relação 1:1,50, o que mostra uma maior aderência do método de DQ aos resultados extrapolados de VV-Ak, do que o método AVM, para as condições em análise.

Contudo, apesar da menor dispersão de dados, percebe-se ainda valores de capacidade de carga previstos contra a segurança (maiores que a carga de ruptura extrapolada).

A dispersão entre a parcela devida ao atrito lateral (Q_L) pelo método de DQ e esta mesma parcela (Q_s) obtida a partir das análises das curvas carga vs recalque por Décourt (2008) é apresentada no gráfico da Figura 139. Em relação à comparação realizada com o método de AVM, observa-se que a relação com DQ obteve valores menos dispersos, com boa parte das provas de carga situadas na faixa arbitrada de $\pm 25\%$, mostrando uma melhor aderência entre este método semi-empírico (DQ) e a extrapolação de Décourt (2008).

Figura 139 – Gráfico de dispersão entre Q_L por DQ e Q_s por Décourt (2008).

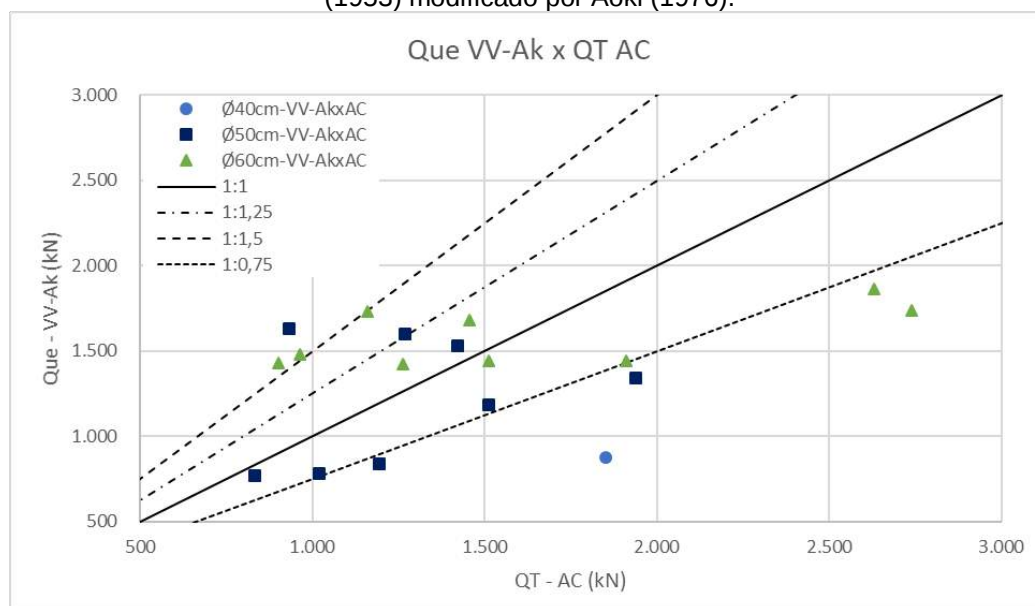


Fonte: Autora.

6.1.4.4 Antunes Cabral (1986)

A Figura 140 apresenta o gráfico de dispersão entre a carga prevista por AC (Antunes e Cabral, 1996) e a carga de ruptura por VV-Ak (Van der Veen (1953) modificado por Aoki, 1976).

Figura 140 – Gráfico de dispersão entre QT por Antunes e Cabral (1996) e Que por Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976).

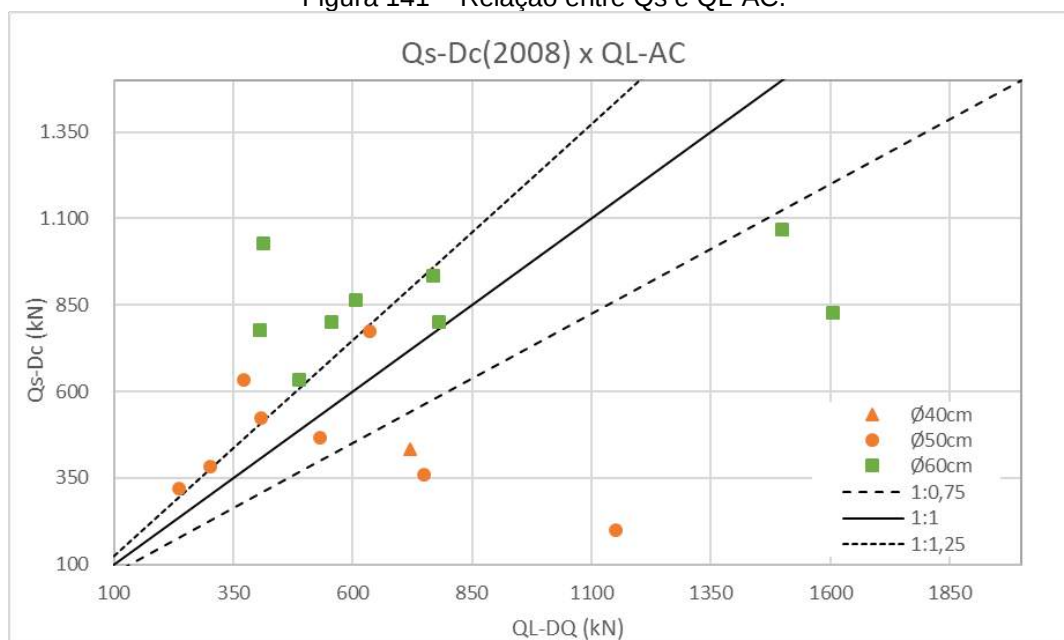


Fonte: Autora.

O método de AC, assim como o método de DQ, apresentou menor dispersão entre os resultados com a carga de ruptura por VV-Ak, em comparação ao método de AVM. Apesar de haver muitos valores contra a segurança (carga estimada por AC maior que a carga de ruptura extrapolada por VV-Ak), estes valores ficaram próximos à faixa arbitrada em 25%. Poucos pares ultrapassaram a relação 1:1,50.

A dispersão entre a parcela devida ao atrito lateral (QL) pelo método de AC e esta mesma parcela (Qs) obtida a partir das análises das curvas carga vs recalque por Décourt (2008) é apresentada no gráfico da Figura 141. Em relação às outras duas comparações apresentadas (AVM e DQ), os valores de resistência devido ao atrito lateral obtidos por AC foram relativamente mais baixos, o que resulta em maiores coeficientes de relação (ou seja, para esta comparação, houve maior dispersão dos resultados, com valores mais afastados da relação 1:1,50 do que para os métodos de AVM e DQ).

Figura 141 – Relação entre Qs e QL-AC.



Fonte: Autora.

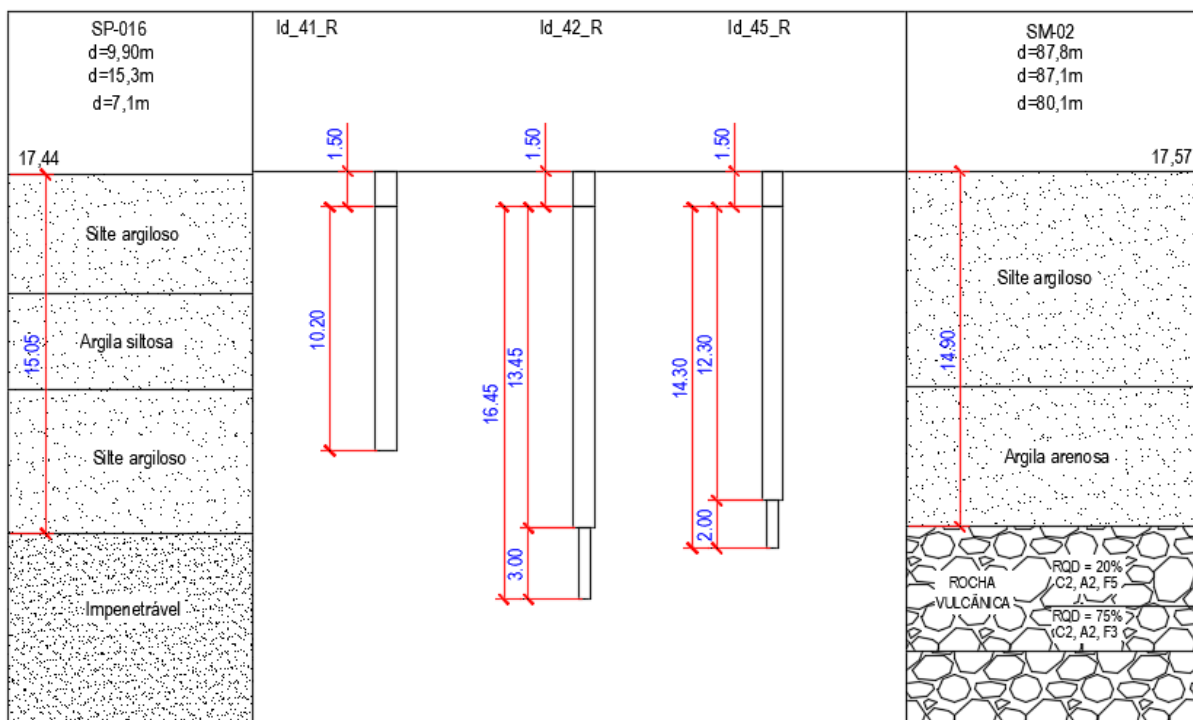
6.2 ESTACAS TIPO RAIZ

A maior parte das provas de carga estáticas realizadas nas estacas do tipo raiz pertencentes à área de estudo foram parcialmente embutidas em rocha (Figura 7), devido à existência de impenetrável (rocha) a baixas profundidades e conforme pôde ser comprovado a partir do comprimento das estacas informado nos relatórios das provas de carga.

Dada a extensão do estaqueamento realizado, não há sondagens exclusivas para cada estaca ensaiada e, principalmente em relação às sondagens rotativas, em muitas situações, a sondagem de referência mais próxima ficou situada a distâncias consideráveis da estaca.

Na situação ilustrada (Figura 142), as estacas Id-41-R, Id-42-R e Id-45-R ficaram 9,90 m, 15,3 m e 7,1 m distantes, respectivamente, da sondagem à percussão mais próxima e 87,8 m, 87,1 m e 80,1 m da sondagem mista mais próxima. O comprimento útil adotado da estaca já desconsiderou os 1,50 m referentes ao arrasamento das estacas. As cotas indicadas partem do platô de referência, no caso, a cota da boca do furo da sondagem. Verifica-se que a estaca Id-41-R está totalmente em solo, a estaca Id-42-R tem o valor de 3,0 m em rocha confirmado enquanto a estaca Id-45-R, que teve 2,0 m cravado em rocha, teve confirmado apenas parte deste valor pelas sondagens de referência.

Figura 142 – Sondagens de referência das estacas Id-41-R, Id-42-R e Id-45-R.



Fonte: Autora.

Para a composição da capacidade de carga prevista das estacas foi considerada a contribuição do trecho em solo apresentado nas sondagens de referência, adicionado da parcela da resistência lateral do trecho em rocha, quando existente. Conforme indicações de Carter e Kulhawy (1988) e Cabral e Antunes (2000), uma vez que as provas de carga não foram levadas a grandes cargas e deslocamentos, além de não haver certeza quanto à limpeza e qualidade da rocha de base, não será considerada a contribuição da resistência de ponta da estaca em rocha.

6.2.1 Dados Gerais

A Tabela 38 apresenta os dados geométricos (diâmetro, comprimento total de projeto e comprimento do trecho de estaca em rocha), as cargas de ensaio, além dos dados resultantes das provas de carga (deslocamentos máximos e residuais), para as provas de carga estáticas realizadas nas estacas tipo raiz a carga de ensaio foi atingida em todos os ensaios.

Tabela 38 – Provas de carga estática à compressão em estacas tipo raiz

Ref.	Ø (cm)	L (m)	Lrocha (m)	QE (tf)	δmáx (mm)	δres (mm)	δmáx/Ø
Id-01-R	41	10,35	2,00	1.890,00	9,56	3,58	2,33%
Id-02-R	41	11,60	2,00	1.100,00	3,38	0,99	0,82%
Id-03-R	41	14,00	2,00	2.050,00	8,09	6,08	1,97%
Id-04-R	41	12,00	2,00	1.800,00	9,96	5,44	2,43%
Id-05-R	41	12,00	2,00	1.890,00	4,1	1,33	1,00%
Id-06-R	41	8,50	2,00	1.200,00	2,83	0,98	0,69%
Id-07-R	41	8,50	2,00	1.800,00	5,89	2,25	1,44%
Id-08-R	31	12,00	2,00	800,00	2,5	0,68	0,81%
Id-09-R	31	10,00	2,00	800,00	2,96	0,51	0,95%
Id-10-R	31	7,00	2,00	800,00	1,09	0,35	0,35%
Id-11-R	41	14,00	2,00	1.600,00	10,33	3,13	2,52%
Id-12-R	41	15,00	2,00	1.600,00	5,58	0,91	1,36%
Id-13-R	41	15,00	2,00	1.050,00	2,41	1,29	0,59%
Id-14-R	41	9,50	2,00	1.050,00	3,29	1,9	0,80%
Id-15-R	41	9,00	2,00	1.050,00	1,53	0,42	0,37%
Id-16-R	41	12,45	2,00	1.600,00	3,93	1,17	0,96%
Id-17-R	41	11,00	3,00	1.030,00	3,17	0,3	0,77%
Id-18-R	41	15,20	2,00	1.690,00	5,66	0,49	1,38%
Id-19-R	41	16,25	3,00	1.710,00	7,53	2,55	1,84%
Id-20-R	41	12,20	2,00	1.300,00	10,74	4,45	2,62%
Id-21-R	41	12,20	2,00	1.300,00	9,53	2,51	2,32%
Id-22-R	41	10,10	2,00	1.200,00	9	5,76	2,20%
Id-23-R	41	8,90	2,00	1.050,00	2,76	0,93	0,67%
Id-24-R	41	15,22	3,00	1.676,00	7,7	4,05	1,88%
Id-25-R	41	12,10	3,00	1.640,00	6,75	2,08	1,65%
Id-26-R	31	10,30	2,00	950,00	3,07	1,03	0,99%
Id-27-R	41	11,10	3,00	840,00	4,86	2,87	1,19%
Id-28-R	41	10,10	3,00	730,00	3,13	1,11	0,76%
Id-29-R	41	13,30	2,00	2.150,00	7,06	1,92	1,72%
Id-30-R	31	6,00	3,00	300,00	1,35	1,13	0,44%
Id-31-R	41	15,20	2,00	1.690,00	7,8	1,47	1,90%
Id-32-R	41	15,20	2,00	1.690,00	9,19	5,48	2,24%
Id-33-R	31	15,30	2,00	1.030,00	4,7	3,38	1,52%
Id-34-R	41	13,20	2,00	1.300,00	4,59	2,68	1,12%
Id-35-R	41	13,42	2,00	1.400,00	5,43	0,86	1,32%
Id-36-R	31	18,22	2,00	1.000,00	10,47	7,74	3,38%
Id-37-R	41	11,30	2,00	980,00	8,8	5,97	2,15%
Id-38-R	31	13,90	2,00	550,00	3,87	1,25	1,25%
Id-39-R	31	16,50	3,00	790,00	9,31	3,95	3,00%
Id-40-R	31	7,50	0,00	240,00	1,14	0,36	0,37%
Id-41-R	31	10,20	0,00	530,00	3,82	1,66	1,23%

Id-42-R	41	16,45	3,00	2.560,00	16,59	8,18	4,05%
Id-43-R	31	12,27	0,00	352,00	1,71	0,48	0,55%
Id-44-R	31	14,50	2,00	1.630,00	6,2	1,91	2,00%
Id-45-R	41	12,30	0,00	1.200,00	9,49	6,77	2,31%
Id-46-R	41	19,05	3,00	1.530,00	6,15	1,98	1,50%
Id-47-R	31	19,30	3,00	950,00	4,58	1,08	1,48%
Id-48-R	41	14,10	2,00	1.530,00	11,92	5,69	2,91%
Id-49-R	41	14,20	2,00	1.300,00	8,75	4,21	2,13%
Id-50-R	31	13,25	0,00	1.190,00	6,52	4,46	2,10%
Id-51-R	31	13,20	0,00	670,00	4,01	1,37	1,29%
Id-52-R	31	8,30	0,00	390,00	2,19	0,87	0,71%
Id-53-R	31	12,25	0,00	980,00	9,48	5,33	3,06%

Ref = Identificação da prova de carga

L = Comprimento total da estaca; L_{Rocha} = Comprimento da estaca em rocha

QE = Carga de ensaio; $\delta_{\text{máx}}$ = Deslocamento máximo atingido no ensaio

δ_{res} = Deslocamento residual da estaca ensaiada.

Fonte: Autora.

As estacas em destaque (negrito) apresentaram relação $\delta_{\text{máx}}/\delta_{\text{res}}$ inferior a 1%.

O maciço rochoso foi caracterizado como rocha basáltica em praticamente toda a área de estudo, a partir das informações contidas nas sondagens realizadas, com exceção dos trechos indicados na Figura 53 e na Figura 62, em que houve a presença de riolito. Contudo, muitas estacas foram realizadas em área cuja sondagem de referência (sondagem mais próxima) classificou a rocha como rocha ácida (neste caso, classificada como riolito, a partir da classificação contida na ABGE (Oliveira e Brito, 1998)).

A partir da análise das sondagens apresentadas (no Capítulo 4), pôde-se caracterizar as rochas com grau de faturamento entre F3 a F4 (fraturada a extremamente fraturada), grau de coerência C1 (coerente) e grau de alteração entre A1 e A2 (pouco alterada a sã).

6.2.2 Previsão da capacidade de carga

Na área em estudo, das 53 (cinquenta e três) provas de carga estática realizadas em estacas do tipo raiz apresentadas na Tabela 38, 08 (oito) são referentes às estacas executadas totalmente em solo: estacas 40, 41, 43, 45, 50, 51, 52 e 53).

Conforme apontado por Carter e Kulhawy (1988), para as situações em que há camada de solo sobre o maciço rochoso, isto é, para situações de estacas com

trecho em solo e trecho em maciço rochoso pode-se avaliar a contribuição do trecho em solo e, de maneira conservadora, pode-se desprezar totalmente a presença do solo.

Com o objetivo de avaliar a contribuição de cada trecho (solo e rocha), apresentou-se a estimativa da capacidade de carga das estacas tipo raiz pertencentes à esta situação como calculada considerando-se 04 (quatro) situações:

- i. Contribuição das parcelas de resistência lateral do solo e da resistência lateral do maciço rochoso
- ii. Contribuição apenas da parcela de resistência devido ao atrito lateral do maciço rochoso
- iii. Contribuição das parcelas de resistência lateral do solo, da resistência lateral do maciço rochoso e da resistência de ponta
- iv. Contribuição apenas da parcela de resistência devido ao atrito lateral e da ponta, no trecho embutido em maciço rochoso.

Para a consideração da resistência devido ao atrito lateral do trecho em solo foram aplicados os métodos semi-empíricos com base no SPT de AVM (Aoki-Velloso, 1975, modificado por Monteiro, 1997), Décourt-Quaresma (1978, 1996) e David Cabral (1986) às sondagens de referência.

Para o trecho em maciço rochoso, a resistência ao atrito lateral e a resistência de ponta foram obtidas a partir das equações generalizadas com base na compressão simples da rocha de Rosemberg e Journeaux (1976), Horvath e Kenney (1979), Poulos e Davis (1980), Rowe e Armitage (1984), Carter e Kulhawy (1988), Zhang e Einstein (1997, 1998) e Cabral e Antunes (2000). Os métodos serão identificados a partir das letras iniciais dos autores: R e J, H e K, P e D, R e A, C e K, Z e E, respectivamente aos métodos antes mencionados. Para consideração do efeito das descontinuidades do maciço rochoso, será utilizada o coeficiente de correção proposto por Zhang (2010), com base no RQD.

6.2.2.1 Estimativa da capacidade de carga das estacas, considerando apenas a contribuição do trecho em solo.

O resultado da capacidade de carga, composto pelas parcelas de resistência devido ao atrito lateral e devido à ponta na cota de assentamento para as estacas tipo raiz executadas totalmente em solo é apresentado na Tabela 39.

Tabela 39 – Estacas raiz totalmente em solo: previsão da capacidade de carga a partir da aplicação de métodos semi-empíricos com base no SPT.

Id	AVM			DQ			DC		
	QL (kN)	QP (kN)	QR (kN)	QL (kN)	QP (kN)	QR (kN)	QL (kN)	QP (kN)	QR (kN)
Id-R-40	284,22	88,63	372,85	416,34	88,53	504,87	187,34	65,59	252,93
Id-R-41	648,37	336,67	985,04	932,99	339,65	1272,64	404,69	208,69	613,39
Id-R-43	887,92	658,71	1546,63	1138,53	362,29	1500,82	570,11	429,31	999,42
Id-R-45	1348,42	755,35	2103,77	1776,87	617,88	2394,75	714,47	346,17	1060,64
Id-R-50	1257,08	686,15	1943,23	1469,36	452,86	1922,22	882,86	477,01	1359,87
Id-R-51	1181,28	431,82	1613,10	1551,41	362,29	1913,70	711,67	238,51	950,18
Id-R-52	332,00	121,91	453,91	486,46	115,48	601,94	219,58	71,55	291,13
Id-R-53	978,69	435,48	1414,17	1250,24	362,29	1612,52	711,67	238,51	950,18

AVM = Aoki-Velloso (1978) modificado por Monteiro (1997); DQ = Décourt-Quaresma (1978)

DC = David-Cabral (1996); QL = Parcela de resistência devido ao atrito lateral

QP = Parcela de resistência devido à ponta; QR = Capacidade de carga da estaca

QE = Carga total aplicada no ensaio.

Fonte: Autora.

A resistência devido ao atrito lateral do trecho em solo para as estacas com trecho embutido em rocha é apresentada na Tabela 40, obtidas a partir dos métodos semi-empíricos anteriormente citados.

Tabela 40 – Estacas Raiz: Resistência devido ao atrito lateral do trecho em solo para as estacas que possuem trecho embutido em rocha.

Ref	QL-AVM (kN)	QL-DQ (kN)	QL-DC (kN)
Id-01-R	565,13	908,40	319,95
Id-02-R	1023,52	1318,97	579,47
Id-03-R	1197,27	1281,61	854,10
Id-04-R	1341,64	1532,78	675,01
Id-05-R	340,34	507,49	192,68
Id-06-R	493,74	467,29	291,16
Id-07-R	1230,35	1523,12	619,02
Id-08-R	1206,07	1402,41	694,75

Id-09-R	742,98	808,33	501,63
Id-10-R	384,57	373,98	249,28
Id-11-R	1085,32	1242,97	610,58
Id-12-R	431,57	673,20	233,49
Id-13-R	1649,53	2202,96	829,92
Id-14-R	1485,69	1507,02	1027,40
Id-15-R	1047,83	1075,52	650,57
Id-16-R	970,75	1225,90	553,47
Id-17-R	372,99	540,98	195,97
Id-18-R	1257,92	1487,70	689,68
Id-19-R	1297,60	1627,78	713,00
Id-20-R	759,69	888,76	398,16
Id-21-R	759,69	888,76	398,16
Id-22-R	735,74	920,96	370,17
Id-23-R	626,30	790,22	315,11
Id-24-R	1914,46	2123,10	933,76
Id-25-R	735,74	920,96	370,17
Id-26-R	556,29	696,33	320,45
Id-27-R	473,64	871,37	259,07
Id-28-R	907,50	1116,10	491,62
Id-29-R	961,65	1253,40	521,84
Id-30-R	271,86	217,50	160,03
Id-31-R	1529,34	1929,50	940,30
Id-32-R	1529,34	1882,44	940,30
Id-33-R	983,75	1324,01	618,19
Id-34-R	899,22	1246,84	486,59
Id-35-R	1092,72	1379,89	720,63
Id-36-R	1071,10	1241,71	677,82
Id-37-R	544,69	785,07	312,98
Id-38-R	795,68	938,35	513,17
Id-39-R	1102,33	1347,33	702,44
Id-42-R	1451,06	2056,70	766,11
Id-44-R	1055,07	1346,41	638,97
Id-46-R	2081,20	2226,08	1297,14
Id-47-R	1573,59	1683,13	1122,90
Id-48-R	1059,76	1459,58	577,25
Id-49-R	1151,82	1774,94	615,55

Fonte: Autora.

6.2.2.2 Estimativa da resistência devido ao atrito lateral das estacas no trecho em maciço rochoso

A Tabela 41 apresenta o valor da resistência à compressão das rochas (q_u) obtidos nos ensaios (Tabela 19, item 4.7), o RQD associado à sondagem de referência, o coeficiente α obtido a partir de Zhang (2010 apud Zhang, 2016) para consideração das descontinuidades do maciço rochoso e o valor corrigido da resistência à compressão das rochas ($q_{u,c}$) após a consideração do efeito das descontinuidades. O coeficiente α proposto por Zhang (2010, apud Zhang, 2016), aplicado para considerar os efeitos das descontinuidades não é aplicado ao método de Cabral e Antunes (2000), uma vez que este método já utiliza um coeficiente redutor para consideração do efeito de alterações e descontinuidades do maciço rochoso.

Tabela 41 – Resistência à compressão (corrigida a partir do RQD) das rochas

Amostra	Ref	Tipo	q_u (MPa)	RQD (%)	α	$q_{u,c}$ (MPa)
1	NI	Basalto	47,1	25	0,10	4,55
2	24	Basalto	78,2	24	0,09	7,33
3	19	Basalto	55,6	28	0,11	5,88
4	NI	Basalto	43,8	25	0,10	4,23
5	18	Basalto	111,5	0	0,05	5,10
6	16	Riolito	54,9	36	0,13	7,37
7	17	Riolito	62,9	43	0,17	10,41
8	15	Riolito	37,6	0	0,05	1,72
9	22	Basalto	92,3	70	0,37	34,00
10	21	Basalto	105	5	0,05	5,57

onde NI refere-se aos pontos de sondagens com relatórios não identificados.

Os ensaios à compressão simples em rocha foram concentrados em uma pequena região, contida na área de estudo, ou seja, os ensaios não englobaram toda a região de estudo. Ainda, apesar das várias sondagens rotativas apresentadas (itens 4.5.2 e 4.6.3 deste documento), apenas 12 sondagens rotativas foram associadas às provas de carga realizadas e, dentre estas sondagens, apenas as provas de carga 01, 02, 04 e 05 foram diretamente associadas aos ensaios de compressão simples realizados, para as amostras 02, 05, 06 e 03, respectivamente.

Para as estacas em que a sondagem de referência contou com ensaio à compressão, estes valores foram utilizados nas análises. Para as demais sondagens,

optou-se pela adoção de um valor médio da resistência aplicada, considerando a caracterização do material da rocha matriz (basalto ou riolito). Para a rocha matriz riolito (amostras 6, 7 e 8), trabalhou-se com o valor médio de $q_u = 6,50$ MPa. Para a rocha matriz basalto, trabalhou-se com o valor médio: $q_u = 9,52$ MPa (retirando-se a amostra 9, cujo RQD foi de 70%, obteve-se valor médio de $q_u = 5,44$ MPa).

Uma outra limitação aplicada à resistência à compressão das rochas foi o limite definido por cada metodologia. O método proposto por Rosemberg e Journeaux (1976), deve limitar-se à $5 \leq q_u/\sigma_a \leq 340$. Considerando a pressão atmosférica em 0,1 MPa, tem-se o limite de q_u em 34 MPa. Rowe e Armitage (1984), por sua vez, realizaram o estudo com dados entre $4 \leq q_u/\sigma_a \leq 400$, o que resulta em um q_u limite de 40 MPa. Em relação à resistência devido ao atrito lateral, Carter e Kulhawy impõe o limite de $q_l \leq 0,05f'_c$, o que resulta em um $q_s \leq 1$ MPa. Cabral e Antunes recomendam que a tensão admissível máxima do contato entre a rocha e o concreto seja da ordem de $\sigma_{c,r} \leq 0,4f'_c$, o que resulta em um de q_u em 8 MPa e, em relação ao atrito lateral, estes autores recomendam que $q_l \leq f'_c/15$, o que resulta em um $q_l \leq 1,3$ MPa. f'_c é a resistência característica do concreto à compressão ($f'_c = 20$ MPa para as estacas em estudo).

A Tabela 42 apresenta, então, os valores da resistência à compressão simples considerados para cada estaca, bem como os valores da resistência devido ao atrito lateral das estacas com trecho embutido em rocha, a partir da aplicação das metodologias apresentadas.

Tabela 42 – Resistência devido ao atrito lateral ($Q_{L,r}$) – Estacas com trecho embutido em maciço rochoso.

Ref.	Rocha matriz	$\varnothing$ (cm)	Lr (m)	q_u (MPa)	$q_{u,c}$ MPa	$Q_{L,r}$ (MPa)						
						R e J	H e K	P e D	R e A	C e K	Z e E	C e A
1	Basalto	41	2	78,20	7,33	2,03	1,10	0,71	2,37	1,05	2,10	1,82
2	Riolito	41	2	111,50	5,10	1,69	0,92	0,49	1,97	0,88	1,75	2,60
3	Basalto	41	2	73,50	9,52	2,33	1,26	0,92	2,70	1,20	2,40	1,71
4	Riolito	41	2	54,90	7,37	2,04	1,11	0,71	2,38	1,05	2,11	1,28
5	Basalto	41	2	55,60	2,54	1,18	0,65	0,24	1,39	0,62	1,24	1,30
6	Basalto	41	2	73,50	9,52	2,33	1,26	0,92	2,70	1,20	2,40	1,71
7	Basalto	41	2	73,50	9,52	2,33	1,26	0,92	2,70	1,20	2,40	1,71
8	Basalto	31	2	73,50	9,52	1,57	0,85	0,62	1,83	0,81	1,62	1,16
9	Basalto	31	2	73,50	9,52	1,57	0,85	0,62	1,83	0,81	1,62	1,16

10	Basalto	31	2	73,50	9,52	1,57	0,85	0,62	1,83	0,81	1,62	1,16
11	Riolito	41	2	51,80	6,50	1,91	1,04	0,63	2,23	0,99	1,98	1,21
12	Basalto	41	2	73,50	9,52	2,33	1,26	0,92	2,70	1,20	2,40	1,71
13	Basalto	41	2	73,50	9,52	2,33	1,26	0,92	2,70	1,20	2,40	1,71
14	Basalto	41	2	73,50	9,52	2,33	1,26	0,92	2,70	1,20	2,40	1,71
15	Basalto	41	2	73,50	9,52	2,33	1,26	0,92	2,70	1,20	2,40	1,71
16	Riolito	41	2	51,80	6,50	1,91	1,04	0,63	2,23	0,99	1,98	1,21
17	Basalto	41	3	73,50	9,52	3,49	1,89	1,39	4,05	1,80	3,60	2,57
18	Riolito	41	2	51,80	6,50	1,91	1,04	0,63	2,23	0,99	1,98	1,21
19	Riolito	41	3	51,80	6,50	2,87	1,56	0,95	3,35	1,49	2,98	1,81
20	Basalto	41	2	73,50	9,52	2,33	1,26	0,92	2,70	1,20	2,40	1,71
21	Basalto	41	2	73,50	9,52	2,33	1,26	0,92	2,70	1,20	2,40	1,71
22	Basalto	41	2	73,50	9,52	2,33	1,26	0,92	2,70	1,20	2,40	1,71
23	Basalto	41	2	73,50	9,52	2,33	1,26	0,92	2,70	1,20	2,40	1,71
24	Basalto	41	3	73,50	9,52	3,49	1,89	1,39	4,05	1,80	3,60	2,57
25	Riolito	41	3	51,80	6,50	2,87	1,56	0,95	3,35	1,49	2,98	1,81
26	Riolito	31	2	51,80	6,50	1,29	0,70	0,42	1,51	0,67	1,34	0,82
27	Basalto	41	3	73,50	9,52	3,49	1,89	1,39	4,05	1,80	3,60	2,57
28	Basalto	41	3	73,50	9,52	3,49	1,89	1,39	4,05	1,80	3,60	2,57
29	Basalto	41	2	73,50	9,52	2,33	1,26	0,92	2,70	1,20	2,40	1,71
30	Riolito	31	3	51,80	6,50	1,94	1,06	0,64	2,27	1,00	2,01	1,23
31	Riolito	41	2	51,80	6,50	1,91	1,04	0,63	2,23	0,99	1,98	1,21
32	Riolito	41	2	51,80	6,50	1,91	1,04	0,63	2,23	0,99	1,98	1,21
33	Riolito	31	2	51,80	6,50	1,29	0,70	0,42	1,51	0,67	1,34	0,82
34	Riolito	41	2	51,80	6,50	1,91	1,04	0,63	2,23	0,99	1,98	1,21
35	Riolito	41	2	51,80	6,50	1,91	1,04	0,63	2,23	0,99	1,98	1,21
36	Riolito	31	2	51,80	6,50	1,29	0,70	0,42	1,51	0,67	1,34	0,82
37	Riolito	41	2	51,80	6,50	1,91	1,04	0,63	2,23	0,99	1,98	1,21
38	Riolito	31	2	51,80	6,50	1,29	0,70	0,42	1,51	0,67	1,34	0,82
39	Riolito	31	3	51,80	6,50	1,94	1,06	0,64	2,27	1,00	2,01	1,23
42	Riolito	41	3	51,80	6,50	2,87	1,56	0,95	3,35	1,49	2,98	1,81
44	Riolito	31	2	51,80	6,50	1,29	0,70	0,42	1,51	0,67	1,34	0,82
46	Riolito	41	3	51,80	6,50	2,87	1,56	0,95	3,35	1,49	2,98	1,81
47	Riolito	31	3	51,80	6,50	1,94	1,06	0,64	2,27	1,00	2,01	1,23
48	Riolito	41	2	51,80	6,50	1,91	1,04	0,63	2,23	0,99	1,98	1,21
49	Riolito	41	2	51,80	6,50	1,91	1,04	0,63	2,23	0,99	1,98	1,21

Lr = comprimento do trecho embutido em maciço rochoso, qu = resistência à compressão simples considerada, qu,c = resistência à compressão simples da rocha corrigida, Ø = diâmetro da estaca, R e J, H e K, P e D, R e A, C e K, Z e E e C e A referem-se aos métodos aplicados de Rosemberg e Journeaux (1976), Horvath e Kenney (1979), Poulos e Davis (1980), Rowe e Armitage (1984), Carter e Kulhawy (1988), Zhang e Einstein (1997, 1998) e Cabral e Antunes (2000), respectivamente.

Fonte: Autora.

Conforme esperado, dados aos coeficientes aplicados a cada equação, em relação ao atrito lateral, o método proposto por Poulos e Davis (1980) foi o que apresentou os menores valores, enquanto os maiores valores foram obtidos a partir da aplicação da equação de Rowe e Armitage (1984). Horvath e Kenney (1979) e Carter e Kulhawy (1988) apresentaram, praticamente, o mesmo resultado, uma vez que o coeficiente utilizado nas equações pelos métodos propostos foi semelhante (utilizado o valor de 0,21 entre a faixa de 0,21 a 0,25 apontada pelos autores e de 0,20 para o segundo).

6.2.2.3 Estimativa da resistência devido a ponta das estacas no trecho em maciço rochoso

A Tabela 43 apresenta o resultado da resistência devido à ponta das estacas do tipo raiz, com trecho embutido em maciço rochoso, a partir da aplicação dos métodos semi-empíricos de Poulos e Davis (1980), Zhang e Einstein (1997, 1998) e Cabral e Antunes (2000). Conforme anteriormente apresentado, o coeficiente α proposto por Zhang (2010, apud Zhang, 2016), aplicado para considerar os efeitos das descontinuidades não é aplicado ao método de Cabral e Antunes (2000), uma vez que este método já utiliza um coeficiente redutor para consideração do efeito de alterações e descontinuidades do maciço rochoso.

Tabela 43 – Resistência devido a ponta ($Q_{P,r}$) – Estacas com trecho embutido em maciço rochoso.

Ref.	Rocha matriz	Ø (cm)	Amostra / média	qu (MPa)	qu,c MPa	$q_{P,r}$ (MPa)		
						P e D	Z e E	C e A
1	Basalto	31	2	78,20	7,33	0,11	0,61	0,34
2	Riolito	31	5	111,50	5,10	0,08	0,51	0,48
3	Basalto	31	Média	73,50	9,52	0,15	0,69	0,32
4	Riolito	31	6	54,90	7,37	0,11	0,61	0,23
5	Basalto	31	3	55,60	2,54	0,04	0,36	0,24
6	Basalto	31	Média	73,50	9,52	0,15	0,69	0,32
7	Basalto	31	Média	73,50	9,52	0,15	0,69	0,32
8	Basalto	21	Média	73,50	9,52	0,06	0,32	0,14
9	Basalto	21	Média	73,50	9,52	0,06	0,32	0,14
10	Basalto	21	Média	73,50	9,52	0,06	0,32	0,14
11	Riolito	31	Média	51,80	6,50	0,10	0,57	0,22
12	Basalto	31	Média	73,50	9,52	0,15	0,69	0,32
13	Basalto	31	Média	73,50	9,52	0,15	0,69	0,32

14	Basalto	31	Média	73,50	9,52	0,15	0,69	0,32
15	Basalto	31	Média	73,50	9,52	0,15	0,69	0,32
16	Riolito	31	Média	51,80	6,50	0,10	0,57	0,22
17	Basalto	31	Média	73,50	9,52	0,15	0,69	0,32
18	Riolito	31	Média	51,80	6,50	0,10	0,57	0,22
19	Riolito	31	Média	51,80	6,50	0,10	0,57	0,22
20	Basalto	31	Média	73,50	9,52	0,15	0,69	0,32
21	Basalto	31	Média	73,50	9,52	0,15	0,69	0,32
22	Basalto	31	Média	73,50	9,52	0,15	0,69	0,32
23	Basalto	31	Média	73,50	9,52	0,15	0,69	0,32
24	Basalto	31	Média	73,50	9,52	0,15	0,69	0,32
25	Riolito	31	Média	51,80	6,5	0,10	0,57	0,22
26	Riolito	21	Média	51,80	6,50	0,04	0,26	0,10
27	Basalto	31	Média	73,50	9,52	0,15	0,69	0,32
28	Basalto	31	Média	73,50	9,52	0,15	0,69	0,32
29	Basalto	31	Média	73,50	9,52	0,15	0,69	0,32
30	Riolito	21	Média	51,80	6,50	0,04	0,26	0,10
31	Riolito	31	Média	51,80	6,50	0,10	0,57	0,22
32	Riolito	31	Média	51,80	6,50	0,10	0,57	0,22
33	Riolito	21	Média	51,80	6,50	0,04	0,26	0,10
34	Riolito	31	Média	51,80	6,50	0,10	0,57	0,22
35	Riolito	31	Média	51,80	6,50	0,10	0,57	0,22
36	Riolito	21	Média	51,80	6,50	0,04	0,26	0,10
37	Riolito	31	Média	51,80	6,50	0,10	0,57	0,22
38	Riolito	21	Média	51,80	6,50	0,04	0,26	0,10
39	Riolito	21	Média	51,80	6,50	0,04	0,26	0,10
42	Riolito	31	Média	51,80	6,50	0,10	0,57	0,22
44	Riolito	21	Média	51,80	6,50	0,04	0,26	0,10
46	Riolito	31	Média	51,80	6,50	0,10	0,57	0,22
47	Riolito	21	Média	51,80	6,50	0,04	0,26	0,10
48	Riolito	31	Média	51,80	6,50	0,10	0,57	0,22
49	Riolito	31	Média	51,80	6,50	0,10	0,57	0,22

Lr = comprimento do trecho embutido em maciço rochoso, qu = resistência à compressão simples considerada, qu,c = resistência à compressão simples da rocha corrigida, Ø = diâmetro da estaca, P e D, Z e E e C e A referem-se aos métodos aplicados de Poulos e Davis (1980), Zhang e Einstein (1997, 1998) e Cabral e Antunes (2000), respectivamente.

Fonte: Autora.

Dentre os valores obtidos, os valores propostos por Poulos e Davis (1980) foram os menores, uma vez que se optou pela utilização do seu limite inferior (0,21, entre a faixa de 0,21 a 0,5 recomendado). A utilização do limite superior recomendado gera valores próximos aos obtidos pelo método de Cabral e Antunes (2000).

6.2.3 Composição da capacidade de carga das estacas tipo raiz com trecho embutido em maciço rochoso

Conforme apontado inicialmente, a capacidade de carga das estacas do tipo raiz será comporta a partir da composição de parcelas devido ao atrito lateral das estacas no trecho em solo e das parcelas devidas ao atrito lateral e da ponta no trecho embutido em maciço rochoso, a partir de algumas combinações. Os resultados combinados são apresentados nas tabelas seguintes.

Tabela 44 – Capacidade de carga: Resistência lateral do solo por Aoki-Velloso modificado por Monteiro acrescido da parcela de atrito lateral devido ao trecho em maciço rochoso.

Ref	Q_L (kN)						
	R e J	H e K	P e D	R e A	C e K	Z e E	C e A
Id-01-R	2.602,65	1.672,55	1.278,99	2.938,18	1.619,82	2.674,50	2.392,93
Id-02-R	2.713,85	1.947,25	1.520,21	3.002,95	1.903,26	2.783,01	3.629,66
Id-03-R	3.528,42	2.459,33	2.124,42	3.901,68	2.399,23	3.601,19	2.915,22
Id-04-R	3.384,88	2.452,08	2.059,40	3.721,15	2.399,20	3.456,76	2.624,84
Id-05-R	1.520,83	992,24	587,71	1.737,26	961,19	1.582,04	1.639,90
Id-06-R	2.824,89	1.755,80	1.420,89	3.198,15	1.695,70	2.897,66	2.211,69
Id-07-R	3.561,50	2.492,41	2.157,50	3.934,76	2.432,31	3.634,27	2.948,30
Id-08-R	2.785,24	2.061,01	1.834,14	3.038,09	2.020,30	2.834,53	2.369,84
Id-09-R	2.322,15	1.597,92	1.371,05	2.575,00	1.557,21	2.371,44	1.906,75
Id-10-R	1.963,74	1.239,51	1.012,64	2.216,59	1.198,80	2.013,03	1.548,34
Id-11-R	3.000,56	2.128,16	1.718,35	3.319,98	2.078,50	3.071,68	2.296,06
Id-12-R	2.762,72	1.693,63	1.358,72	3.135,98	1.633,53	2.835,49	2.149,52
Id-13-R	3.980,68	2.911,59	2.576,68	4.353,94	2.851,49	4.053,45	3.367,48
Id-14-R	3.816,84	2.747,75	2.412,84	4.190,10	2.687,65	3.889,61	3.203,64
Id-15-R	3.378,98	2.309,89	1.974,98	3.752,24	2.249,79	3.451,75	2.765,78
Id-16-R	2.885,99	2.013,59	1.603,78	3.205,41	1.963,93	2.957,11	2.181,49
Id-17-R	3.869,72	2.266,08	1.763,71	4.429,61	2.175,93	3.978,87	2.949,91
Id-18-R	3.173,16	2.300,76	1.890,95	3.492,58	2.251,10	3.244,28	2.468,66
Id-19-R	4.170,46	2.861,86	2.247,15	4.649,58	2.787,37	4.277,14	3.113,72
Id-20-R	3.090,84	2.021,75	1.686,84	3.464,10	1.961,65	3.163,61	2.477,64
Id-21-R	3.090,84	2.021,75	1.686,84	3.464,10	1.961,65	3.163,61	2.477,64
Id-22-R	3.066,89	1.997,80	1.662,89	3.440,15	1.937,70	3.139,66	2.453,69
Id-23-R	2.957,45	1.888,36	1.553,45	3.330,71	1.828,26	3.030,22	2.344,25
Id-24-R	5.411,19	3.807,55	3.305,18	5.971,08	3.717,40	5.520,34	4.491,38
Id-25-R	3.608,60	2.300,00	1.685,29	4.087,72	2.225,51	3.715,28	2.551,86
Id-26-R	1.853,71	1.262,73	985,12	2.070,09	1.229,09	1.901,89	1.376,47
Id-27-R	3.970,37	2.366,73	1.864,36	4.530,26	2.276,58	4.079,52	3.050,56
Id-28-R	4.404,23	2.800,59	2.298,22	4.964,12	2.710,44	4.513,38	3.484,42
Id-29-R	3.292,80	2.223,71	1.888,80	3.666,06	2.163,61	3.365,57	2.679,60
Id-30-R	2.217,99	1.331,52	915,10	2.542,56	1.281,06	2.290,26	1.502,13

Id-31-R	3.444,58	2.572,18	2.162,37	3.764,00	2.522,52	3.515,70	2.740,08
Id-32-R	3.444,58	2.572,18	2.162,37	3.764,00	2.522,52	3.515,70	2.740,08
Id-33-R	2.281,17	1.690,19	1.412,58	2.497,55	1.656,55	2.329,35	1.803,93
Id-34-R	2.814,46	1.942,06	1.532,25	3.133,88	1.892,40	2.885,58	2.109,96
Id-35-R	3.007,96	2.135,56	1.725,75	3.327,38	2.085,90	3.079,08	2.303,46
Id-36-R	2.368,52	1.777,54	1.499,93	2.584,90	1.743,90	2.416,70	1.891,28
Id-37-R	2.459,93	1.587,53	1.177,72	2.779,35	1.537,87	2.531,05	1.755,43
Id-38-R	2.093,10	1.502,12	1.224,51	2.309,48	1.468,48	2.141,28	1.615,86
Id-39-R	3.048,46	2.161,99	1.745,57	3.373,03	2.111,53	3.120,73	2.332,60
Id-42-R	4.323,92	3.015,32	2.400,61	4.803,04	2.940,83	4.430,60	3.267,18
Id-44-R	2.352,49	1.761,51	1.483,90	2.568,87	1.727,87	2.400,67	1.875,25
Id-46-R	4.954,06	3.645,46	3.030,75	5.433,18	3.570,97	5.060,74	3.897,32
Id-47-R	3.519,72	2.633,25	2.216,83	3.844,29	2.582,79	3.591,99	2.803,86
Id-48-R	2.975,00	2.102,60	1.692,79	3.294,42	2.052,94	3.046,12	2.270,50
Id-49-R	3.067,06	2.194,66	1.784,85	3.386,48	2.145,00	3.138,18	2.362,56

Fonte: Autora.

Tabela 45 – Capacidade de carga: Resistência lateral do solo por Décourt-Quaresma (1978) acrescido da parcela de atrito lateral devido ao trecho em maciço rochoso.

Ref	Q_L (kN)						
	R e J	H e K	P e D	R e A	C e K	Z e E	C e A
Id-01-R	2.945,92	2.015,82	1.622,26	3.281,45	1.963,09	3.017,77	2.736,20
Id-02-R	3.009,30	2.242,70	1.815,66	3.298,40	2.198,71	3.078,46	3.925,11
Id-03-R	3.612,76	2.543,67	2.208,76	3.986,02	2.483,57	3.685,53	2.999,56
Id-04-R	3.576,02	2.643,22	2.250,54	3.912,29	2.590,34	3.647,90	2.815,98
Id-05-R	1.687,98	1.159,39	754,86	1.904,41	1.128,34	1.749,19	1.807,05
Id-06-R	2.798,44	1.729,35	1.394,44	3.171,70	1.669,25	2.871,21	2.185,24
Id-07-R	3.854,27	2.785,18	2.450,27	4.227,53	2.725,08	3.927,04	3.241,07
Id-08-R	2.981,58	2.257,35	2.030,48	3.234,43	2.216,64	3.030,87	2.566,18
Id-09-R	2.387,50	1.663,27	1.436,40	2.640,35	1.622,56	2.436,79	1.972,10
Id-10-R	1.953,15	1.228,92	1.002,05	2.206,00	1.188,21	2.002,44	1.537,75
Id-11-R	3.158,21	2.285,81	1.876,00	3.477,63	2.236,15	3.229,33	2.453,71
Id-12-R	3.004,35	1.935,26	1.600,35	3.377,61	1.875,16	3.077,12	2.391,15
Id-13-R	4.534,11	3.465,02	3.130,11	4.907,37	3.404,92	4.606,88	3.920,91
Id-14-R	3.838,17	2.769,08	2.434,17	4.211,43	2.708,98	3.910,94	3.224,97
Id-15-R	3.406,67	2.337,58	2.002,67	3.779,93	2.277,48	3.479,44	2.793,47
Id-16-R	3.141,14	2.268,74	1.858,93	3.460,56	2.219,08	3.212,26	2.436,64
Id-17-R	4.037,71	2.434,07	1.931,70	4.597,60	2.343,92	4.146,86	3.117,90
Id-18-R	3.402,94	2.530,54	2.120,73	3.722,36	2.480,88	3.474,06	2.698,44
Id-19-R	4.500,64	3.192,04	2.577,33	4.979,76	3.117,55	4.607,32	3.443,90
Id-20-R	3.219,91	2.150,82	1.815,91	3.593,17	2.090,72	3.292,68	2.606,71
Id-21-R	3.219,91	2.150,82	1.815,91	3.593,17	2.090,72	3.292,68	2.606,71
Id-22-R	3.252,11	2.183,02	1.848,11	3.625,37	2.122,92	3.324,88	2.638,91
Id-23-R	3.121,37	2.052,28	1.717,37	3.494,63	1.992,18	3.194,14	2.508,17
Id-24-R	5.619,83	4.016,19	3.513,82	6.179,72	3.926,04	5.728,98	4.700,02
Id-25-R	3.793,82	2.485,22	1.870,51	4.272,94	2.410,73	3.900,50	2.737,08

Id-26-R	1.993,75	1.402,77	1.125,16	2.210,13	1.369,13	2.041,93	1.516,51
Id-27-R	4.368,10	2.764,46	2.262,09	4.927,99	2.674,31	4.477,25	3.448,29
Id-28-R	4.612,83	3.009,19	2.506,82	5.172,72	2.919,04	4.721,98	3.693,02
Id-29-R	3.584,55	2.515,46	2.180,55	3.957,81	2.455,36	3.657,32	2.971,35
Id-30-R	2.163,63	1.277,16	860,74	2.488,20	1.226,70	2.235,90	1.447,77
Id-31-R	3.844,74	2.972,34	2.562,53	4.164,16	2.922,68	3.915,86	3.140,24
Id-32-R	3.797,68	2.925,28	2.515,47	4.117,10	2.875,62	3.868,80	3.093,18
Id-33-R	2.621,43	2.030,45	1.752,84	2.837,81	1.996,81	2.669,61	2.144,19
Id-34-R	3.162,08	2.289,68	1.879,87	3.481,50	2.240,02	3.233,20	2.457,58
Id-35-R	3.295,13	2.422,73	2.012,92	3.614,55	2.373,07	3.366,25	2.590,63
Id-36-R	2.539,13	1.948,15	1.670,54	2.755,51	1.914,51	2.587,31	2.061,89
Id-37-R	2.700,31	1.827,91	1.418,10	3.019,73	1.778,25	2.771,43	1.995,81
Id-38-R	2.235,77	1.644,79	1.367,18	2.452,15	1.611,15	2.283,95	1.758,53
Id-39-R	3.293,46	2.406,99	1.990,57	3.618,03	2.356,53	3.365,73	2.577,60
Id-42-R	4.929,56	3.620,96	3.006,25	5.408,68	3.546,47	5.036,24	3.872,82
Id-44-R	2.643,83	2.052,85	1.775,24	2.860,21	2.019,21	2.692,01	2.166,59
Id-46-R	5.098,94	3.790,34	3.175,63	5.578,06	3.715,85	5.205,62	4.042,20
Id-47-R	3.629,26	2.742,79	2.326,37	3.953,83	2.692,33	3.701,53	2.913,40
Id-48-R	3.374,82	2.502,42	2.092,61	3.694,24	2.452,76	3.445,94	2.670,32
Id-49-R	3.690,18	2.817,78	2.407,97	4.009,60	2.768,12	3.761,30	2.985,68

Fonte: Autora.

Tabela 46 – Capacidade de carga: Resistência lateral do solo por David-Cabral (1996) acrescido da parcela de atrito lateral devido ao trecho em maciço rochoso.

Ref	Q_L (kN)						
	R e J	H e K	P e D	R e A	C e K	Z e E	C e A
Id-01-R	2.357,47	1.427,37	1.033,81	2.693,00	1.374,64	2.429,32	2.147,75
Id-02-R	2.269,80	1.503,20	1.076,16	2.558,90	1.459,21	2.338,96	3.185,61
Id-03-R	3.185,25	2.116,16	1.781,25	3.558,51	2.056,06	3.258,02	2.572,05
Id-04-R	2.718,25	1.785,45	1.392,77	3.054,52	1.732,57	2.790,13	1.958,21
Id-05-R	1.373,17	844,58	440,05	1.589,60	813,53	1.434,38	1.492,24
Id-06-R	2.622,31	1.553,22	1.218,31	2.995,57	1.493,12	2.695,08	2.009,11
Id-07-R	2.950,17	1.881,08	1.546,17	3.323,43	1.820,98	3.022,94	2.336,97
Id-08-R	2.273,92	1.549,69	1.322,82	2.526,77	1.508,98	2.323,21	1.858,52
Id-09-R	2.080,80	1.356,57	1.129,70	2.333,65	1.315,86	2.130,09	1.665,40
Id-10-R	1.828,45	1.104,22	877,35	2.081,30	1.063,51	1.877,74	1.413,05
Id-11-R	2.525,82	1.653,42	1.243,61	2.845,24	1.603,76	2.596,94	1.821,32
Id-12-R	2.564,64	1.495,55	1.160,64	2.937,90	1.435,45	2.637,41	1.951,44
Id-13-R	3.161,07	2.091,98	1.757,07	3.534,33	2.031,88	3.233,84	2.547,87
Id-14-R	3.358,55	2.289,46	1.954,55	3.731,81	2.229,36	3.431,32	2.745,35
Id-15-R	2.981,72	1.912,63	1.577,72	3.354,98	1.852,53	3.054,49	2.368,52
Id-16-R	2.468,71	1.596,31	1.186,50	2.788,13	1.546,65	2.539,83	1.764,21
Id-17-R	3.692,70	2.089,06	1.586,69	4.252,59	1.998,91	3.801,85	2.772,89
Id-18-R	2.604,92	1.732,52	1.322,71	2.924,34	1.682,86	2.676,04	1.900,42
Id-19-R	3.585,86	2.277,26	1.662,55	4.064,98	2.202,77	3.692,54	2.529,12
Id-20-R	2.729,31	1.660,22	1.325,31	3.102,57	1.600,12	2.802,08	2.116,11

Id-21-R	2.729,31	1.660,22	1.325,31	3.102,57	1.600,12	2.802,08	2.116,11
Id-22-R	2.701,32	1.632,23	1.297,32	3.074,58	1.572,13	2.774,09	2.088,12
Id-23-R	2.646,26	1.577,17	1.242,26	3.019,52	1.517,07	2.719,03	2.033,06
Id-24-R	4.430,49	2.826,85	2.324,48	4.990,38	2.736,70	4.539,64	3.510,68
Id-25-R	3.243,03	1.934,43	1.319,72	3.722,15	1.859,94	3.349,71	2.186,29
Id-26-R	1.617,87	1.026,89	749,28	1.834,25	993,25	1.666,05	1.140,63
Id-27-R	3.755,80	2.152,16	1.649,79	4.315,69	2.062,01	3.864,95	2.835,99
Id-28-R	3.988,35	2.384,71	1.882,34	4.548,24	2.294,56	4.097,50	3.068,54
Id-29-R	2.852,99	1.783,90	1.448,99	3.226,25	1.723,80	2.925,76	2.239,79
Id-30-R	2.106,16	1.219,69	803,27	2.430,73	1.169,23	2.178,43	1.390,30
Id-31-R	2.855,54	1.983,14	1.573,33	3.174,96	1.933,48	2.926,66	2.151,04
Id-32-R	2.855,54	1.983,14	1.573,33	3.174,96	1.933,48	2.926,66	2.151,04
Id-33-R	1.915,61	1.324,63	1.047,02	2.131,99	1.290,99	1.963,79	1.438,37
Id-34-R	2.401,83	1.529,43	1.119,62	2.721,25	1.479,77	2.472,95	1.697,33
Id-35-R	2.635,87	1.763,47	1.353,66	2.955,29	1.713,81	2.706,99	1.931,37
Id-36-R	1.975,24	1.384,26	1.106,65	2.191,62	1.350,62	2.023,42	1.498,00
Id-37-R	2.228,22	1.355,82	946,01	2.547,64	1.306,16	2.299,34	1.523,72
Id-38-R	1.810,59	1.219,61	942,00	2.026,97	1.185,97	1.858,77	1.333,35
Id-39-R	2.648,57	1.762,10	1.345,68	2.973,14	1.711,64	2.720,84	1.932,71
Id-42-R	3.638,97	2.330,37	1.715,66	4.118,09	2.255,88	3.745,65	2.582,23
Id-44-R	1.936,39	1.345,41	1.067,80	2.152,77	1.311,77	1.984,57	1.459,15
Id-46-R	4.170,00	2.861,40	2.246,69	4.649,12	2.786,91	4.276,68	3.113,26
Id-47-R	3.069,03	2.182,56	1.766,14	3.393,60	2.132,10	3.141,30	2.353,17
Id-48-R	2.492,49	1.620,09	1.210,28	2.811,91	1.570,43	2.563,61	1.787,99
Id-49-R	2.530,79	1.658,39	1.248,58	2.850,21	1.608,73	2.601,91	1.826,29

Fonte: Autora.

A Tabela 47 apresenta a capacidade de carga das estacas, considerando apenas a atuação da resistência devido ao atrito lateral e da ponta da parte embutida em maciço rochoso. São apresentados os valores obtidos para as estacas em que houve ensaio à compressão simples realizado na rocha matriz e, para as demais estacas, os valores foram apresentados em função do tipo de rocha matriz (riolito ou basalto), comprimento e diâmetro do trecho embutido em rocha ($\varnothing$ 31 cm ou $\varnothing$ 21 cm), uma vez que para estas estacas foram utilizados os valores médios de resistência à compressão simples da rocha (conforme apresentado na Tabela 43 e na Tabela 42).

Tabela 47 – Capacidade de carga: Resistência lateral e de ponta do trecho em maciço rochoso.

Ref.	Rocha matriz	$\varnothing$ (cm)	Lr (m)	Amostra	P e D	Z e E	C e A
Id-01-R	Basalto	31	2	2	990,49	2.722,41	2.167,78
Id-02-R	Riolito	31	2	5	577,52	2.270,84	3.090,88
Id-04-R	Riolito	31	2	6	834,58	2.729,83	1.521,88
Id-05-R	Basalto	31	2	3	287,63	1.602,58	1.541,28

Id-xx-R	Basalto	31	3	Média	1.390,72	3.605,88	2.576,92
Id-xx-R	Basalto	31	2	Média	1.078,04	3.102,56	2.037,49
Id-xx-R	Basalto	21	2	Média	697,31	1.949,07	1.310,41
Id-xx-R	Riolito	31	3	Média	949,55	2.979,54	1.816,12
Id-xx-R	Riolito	31	2	Média	736,06	2.563,65	1.435,94
Id-xx-R	Riolito	21	3	Média	643,24	2.018,40	1.230,27
Id-xx-R	Riolito	21	2	Média	428,83	1.345,60	820,18

Fonte: Autora.

Abaixo seguem indicadas as estacas agrupadas por rocha matriz, comprimento e diâmetro do trecho embutido em maciço rochoso:

- Basalto, $\varnothing = 31$ cm, $L_r = 3,0$ m (4 estacas)
Estacas 17, 24, 27 e 28.
- Basalto, $\varnothing = 31$ cm, $L_r = 2,0$ m (12 estacas)
Estacas 3, 6, 7, 12 a 15, 20 a 23 e 29
- Basalto, $\varnothing = 21$ cm, $L_r = 2,0$ m (3 estacas)
Estacas 8 a 10
- Riolito, $\varnothing = 31$ cm, $L_r = 3,0$ m (4 estacas)
Estacas 19, 25, 42 e 46
- Riolito, $\varnothing = 31$ cm, $L_r = 2,0$ m (11 estacas)
Estacas 11, 16, 18, 31 a 35, 37, 48 e 49
- Riolito, $\varnothing = 21$ cm, $L_r = 3,0$ m (3 estacas)
Estacas 30, 39 e 47
- Riolito, $\varnothing = 21$ cm, $L_r = 2,0$ m (5 estacas)
Estacas 26, 33, 36, 38 e 44

6.2.4 Análise das curvas carga vs deslocamento das provas de carga

A Tabela 48 apresenta as informações referentes às 53 (cinquenta e três) provas de carga estática, com carregamento lento, realizadas nas estacas do tipo raiz na área em estudo, realizadas até se atingir a carga de ensaio (QE). Esta tabela apresenta, também, os deslocamentos máximos e residuais obtidos para cada prova de carga, bem como a relação entre o deslocamento máximo e o diâmetro da estaca.

Tabela 48 – Características das provas de carga – Estacas tipo Raiz

Ref.	Ø	QE (kN)	δmáx (mm)	δres (mm)	δelas (mm)	δmáx/Ø
1	410	1890,00	-9,56	-3,58	-5,98	2,33%
2	410	1100,00	-3,38	-0,99	-2,39	0,82%
3	410	2050,00	-8,09	-4,63	-3,46	1,97%
4	410	1800,00	-9,96	-5,44	-4,52	2,43%
5	410	1890,00	-4,10	-1,33	-2,77	1,00%
6	410	1200,00	-2,83	-0,98	-1,85	0,69%
7	410	1800,00	-5,89	-2,25	-3,64	1,44%
8	310	800,00	-2,50	-0,68	-1,82	0,81%
9	310	800,00	-2,93	-0,42	-2,51	0,95%
10	310	800,00	-1,09	-0,45	-0,64	0,35%
11	410	1600,00	-10,33	-3,13	-7,20	2,52%
12	410	1600,00	-5,68	0	-5,68	1,39%
13	410	1050,00	-2,41	-1,29	-1,12	0,59%
14	410	1050,00	-2,41	-1,29	-1,12	0,59%
15	410	1050,00	-1,53	-0,44	-1,09	0,37%
16	410	1600,00	-3,93	-1,17	-2,76	0,96%
17	410	1030,00	-3,17	-0,3	-2,87	0,77%
18	410	1690,00	-5,66	-0,49	-5,17	1,38%
19	410	1710,00	-3,17	-0,3	-2,87	0,77%
20	410	1300,00	-10,74	-4,45	-6,29	2,62%
21	410	1300,00	-9,53	-2,51	-7,02	2,32%
22	410	1200,00	-9,00	-5,76	-3,24	2,20%
23	410	1050,00	-2,76	-0,93	-1,83	0,67%
24	310	1676,00	-7,70	-4,05	-3,65	2,48%
25	410	1640,00	-6,75	-2,08	-4,67	1,65%
26	310	950,00	-3,07	-1,03	-2,04	0,99%
27	410	840,00	-4,86	-2,87	-1,99	1,19%
28	410	730,00	-3,13	-1,11	-2,02	0,76%
29	410	2150,00	-7,06	-1,92	-5,14	1,72%
30	310	300,00	-1,35	-1,13	-0,22	0,44%
31	410	1690,00	-7,80	-1,47	-6,33	1,90%
32	410	1690,00	-9,19	-5,48	-3,71	2,24%
33	310	1030,00	-4,70	-3,38	-1,32	1,52%
34	410	1300,00	-4,59	-2,68	-1,91	1,12%
35	410	1400,00	-5,43	-0,86	-4,57	1,32%
36	310	1000,00	-10,47	-7,74	-2,73	3,38%
37	410	980,00	-8,80	-5,97	-2,83	2,15%
38	310	550,00	-3,87	-1,32	-2,55	1,25%
39	310	790,00	-9,31	-3,95	-5,36	3,00%
40	310	240,00	-1,14	-0,36	-0,78	0,37%
41	310	530,00	-3,82	-1,66	-2,16	1,23%
42	410	2560,00	-16,59	-8,18	-8,41	4,05%
43	310	352,00	-1,71	-0,48	-1,23	0,55%

44	310	1630,00	-6,20	-1,91	-4,29	2,00%
45	410	1200,00	-9,49	-6,77	-2,72	2,31%
46	410	1530,00	-6,15	-1,98	-4,17	1,50%
47	310	950,00	-4,58	0	-4,58	1,48%
48	410	1530,00	-11,92	-5,69	-6,23	2,91%
49	410	1300,00	-8,75	-4,21	-4,54	2,13%
50	310	1190,00	-6,52	-4,46	-2,06	2,10%
51	310	670,00	-4,04	-1,37	-2,67	1,30%
52	310	390,00	-2,19	-0,87	-1,32	0,71%
53	310	980,00	-9,48	-5,33	-4,15	3,06%

($\emptyset$ = diâmetro da estaca, QE = carga de ensaio e $\delta_{\text{máx}}$ e δ_{res} são os deslocamentos máximos e residuais obtidos para a carga máxima aplicada e δ_{elas} = deslocamento elástico.)

Fonte: Autora.

6.2.4.1 Davisson (1972) e NBR 6122 (2010)

Para as provas de carga do tipo raiz analisadas, não foi possível a obtenção das cargas de ruptura a partir da aplicação dos métodos propostos por Davisson (1972) e pela NBR 6122 (ABNT, 2010).

6.2.4.2 Van der Veen (1953), Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976), Décourt (1996) e Chin-Kondner (1970)

Os resultados abaixo apresentados (Tabela 49) são referentes às cargas de ruptura extrapolada (Que) a partir da aplicação do método original proposto por Van der Veen (1953) e com a modificação proposta por Aoki (1976) e das cargas de ruptura convencionadas (Quc) do método da rigidez (Décourt, 1996) e do método de Chin-Kondner (1970). bem como o coeficiente de determinação (R^2) obtido para cada método, para as provas de carga em estacas tipo raiz.

Tabela 49 – Raiz: Van der Veen (1953), Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976), Décourt (1996) e Chin-Kondner (1970)

Ref.	Que-VV (kN)	R^2	Que-Ak (kN)	R^2	Que-Dc (kN)	R^2	Que-CK (kN)	R^2
Id-01-R	2.447,00	0,9981	2.686,00	0,9972	4.287,00	0,9996	3.257,00	0,9871
Id-02-R	1.410,00	0,9985	1.440,00	0,9955	2.189,00	0,9663	2.194,00	0,9840
Id-03-R	2.480,00	0,9998	2.440,00	0,9995	3.721,00	0,9887	3.730,00	0,9958
Id-04-R	2.410,00	0,9991	2.600,00	0,9988	3.622,00	0,9873	3.624,00	0,9957
Id-05-R	3.004,00	0,9991	3.710,00	0,9994	5.043,00	0,9825	5.048,00	0,9905
Id-06-R*	25.140,00	0,9888	25.150,00	0,9491	8.260,00	0,7239	7.989,00	0,7850

<i>Id-07-R*</i>	37.560,00	0,9877	37.600,00	0,9435	4.040,00	0,8853	3.864,00	0,9651
Id-08-R	1.090,00	0,9994	1.050,00	0,9985	1.487,00	0,9932	1.560,00	0,9954
Id-09-R	1.380,00	0,9992	1.280,00	0,9974	2.717,00	0,9427	2.495,00	0,9666
Id-10-R	1.030,00	0,9968	1.200,00	0,9972	1.833,00	0,9772	1.796,00	0,9902
Id-11-R	1.980,00	0,9998	2.040,00	0,9998	2.922,00	0,9992	2.932,00	0,9993
Id-12-R	2.080,00	0,9989	2.280,00	0,9990	3.392,00	0,9876	3.254,00	0,9945
Id-13-R	1.840,00	0,9983	2.835,00	0,9992	2.975,37	0,9466	3.004,63	0,9662
Id-14-R	1.840,00	0,9983	2.835,00	0,9992	2.975,37	0,9466	3.004,63	0,9662
Id-15-R	1.595,00	0,9993	1.545,00	0,9978	2.740,73	0,9664	2.676,01	0,9805
Id-16-R	2.060,00	0,9991	2.200,00	0,9987	3.186,52	0,9842	3.189,31	0,9939
Id-17-R	1.492,00	0,9994	1.648,00	0,9995	2.476,21	0,9896	2.465,56	0,9954
Id-18-R	2.127,00	0,9985	2.147,00	0,9955	3.486,84	0,9579	3.284,77	0,9839
Id-19-R	2.474,00	0,9994	2.736,00	0,9995	4.110,99	0,9896	3.917,01	0,9932
Id-20-R	1.680,00	0,9965	1.980,00	0,9974	3.005,83	0,9954	2.808,12	0,9946
Id-21-R	1.530,00	0,9987	1.600,00	0,9990	2.225,17	0,9953	2.179,89	0,9987
Id-22-R	1.340,00	0,9971	1.400,00	0,9984	1.914,38	0,9942	1.900,90	0,9987
Id-23-R	1.595,00	0,9994	1.615,00	0,9980	2.369,81	0,9675	2.325,91	0,9878
Id-24-R	2.434,00	0,9997	2.574,00	0,9995	3.854,82	0,9936	3.733,92	0,9937
Id-25-R	2.202,00	0,9988	2.276,00	0,9963	3.248,04	0,9406	3.137,00	0,9843
Id-26-R	1.205,00	0,9997	1.235,00	0,9994	1.823,02	0,9955	1.762,64	0,9973
Id-27-R	988,00	0,9995	1.018,00	0,9997	1.382,04	0,9966	1.349,42	0,9979
Id-28-R	1.085,00	0,9988	1.284,00	0,9990	2.108,43	0,9817	1.929,78	0,9898
Id-29-R	2.785,00	0,9999	2.855,00	0,9998	4.251,95	0,9978	4.200,64	0,9987
Id-30-R	310,00	0,9968	310,00	0,9932	451,44	0,9035	414,87	0,9829
Id-31-R	2.088,00	0,9988	2.227,00	0,9982	3.406,61	0,9752	3.213,81	0,9911
Id-32-R	2.247,00	0,9980	2.654,00	0,9994	3.802,03	0,9956	3.553,01	0,9923
Id-33-R	1.505,00	0,9998	1.545,00	0,9993	2.519,22	0,9911	2.427,99	0,9943
Id-34-R	1.740,00	0,9981	2.020,00	0,9986	3.025,76	0,9914	2.828,58	0,9923
Id-35-R	2.120,00	0,9998	2.240,00	0,9998	3.573,46	0,9957	3.473,17	0,9974
Id-36-R	1.210,00	0,9991	1.280,00	0,9991	1.724,36	0,9950	1.697,61	0,9973
Id-37-R	1.126,00	0,9962	1.216,00	0,9973	1.628,18	0,9944	1.537,27	0,9923
Id-38-R	815,00	0,9984	980,00	0,9980	1.541,02	0,9449	1.440,43	0,9816
Id-39-R	948,00	0,9971	1.057,00	0,9983	1.409,77	0,9848	1.418,11	0,9955
Id-40-R	264,00	0,9974	278,00	0,9966	390,33	0,9752	369,39	0,9942
Id-41-R	553,00	0,9963	553,00	0,9917	823,30	0,9266	720,27	0,9866
Id-42-R	2.826,00	0,9993	2.876,00	0,9996	3.799,78	0,9998	3.762,28	0,9997
Id-43-R	367,20	0,9955	367,20	0,9949	429,27	0,9943	437,60	0,9990
Id-44-R	1.876,00	0,9996	1.866,00	0,9990	2.783,68	0,9837	2.821,89	0,9950
Id-45-R	1.230,00	0,9983	1.220,00	0,9981	1.663,38	0,9412	1.507,36	0,9937
Id-46-R	2.355,00	0,9997	2.591,00	0,9996	3.777,24	0,9919	3.800,37	0,9956
Id-47-R	1.005,00	0,9951	1.035,00	0,9964	1.284,57	0,9823	1.251,98	0,9964
Id-48-R	1.683,00	0,9987	1.693,00	0,9966	2.462,35	0,9849	2.359,88	0,9931
Id-49-R	1.590,00	0,9966	1.560,00	0,9900	3.012,32	0,8706	2.574,80	0,9611
Id-50-R	1.577,00	0,9998	1.587,00	0,9994	2.401,19	0,9919	2.532,52	0,9906
Id-51-R	757,00	0,9972	794,00	0,9961	1.119,02	0,9566	1.002,86	0,9888
Id-52-R	478,00	0,9966	527,00	0,9943	674,22	0,9545	680,52	0,9828

Id-53-R	1.088,00	0,9944	1.166,00	0,9963	1.507,81	0,9879	1.404,91	0,9952
---------	----------	--------	----------	--------	----------	--------	----------	--------

Fonte: Autora.

Aplicando a metodologia proposta por Cintra *et al.* (2013), conforme Tabela 28, obteve-se a classificação das provas de carga realizadas, para os métodos de Van der Veen (1953) e com a modificação proposta por Aoki (1976), em que houve 81% dos resultados na faixa entre Confiável e Aceitável para o método de Van der Veen (1953) e 68% para este método com a modificação proposta por Aoki (1976).

Tabela 50 – Classificação das provas de carga, conforme Cintra *et al.* (2013), para os métodos de Van der Veen e Aoki.

Classificação	Van der Veen	Aoki
Confiável	22	17
Aceitável	21	19
Tolerável	6	10
Inaceitável	4	7

Fonte: Autora.

Do mesmo modo que feito para as estacas tipo hélice contínua, aplicou-se a metodologia proposta por Cintra *et al.* (2013) aos métodos de extrapolação de Décourt (1996) e Chin-Kondner (1970). Os resultados são apresentados na Tabela 51.

Tabela 51 – Classificação das provas de carga, conforme Cintra *et al.* (2013), para os métodos de Décourt (1996) e Chin-Kondner (1970).

Classificação	Van der Veen	Aoki
Confiável	1	1
Aceitável	3	7
Tolerável	13	10
Inaceitável	36	35

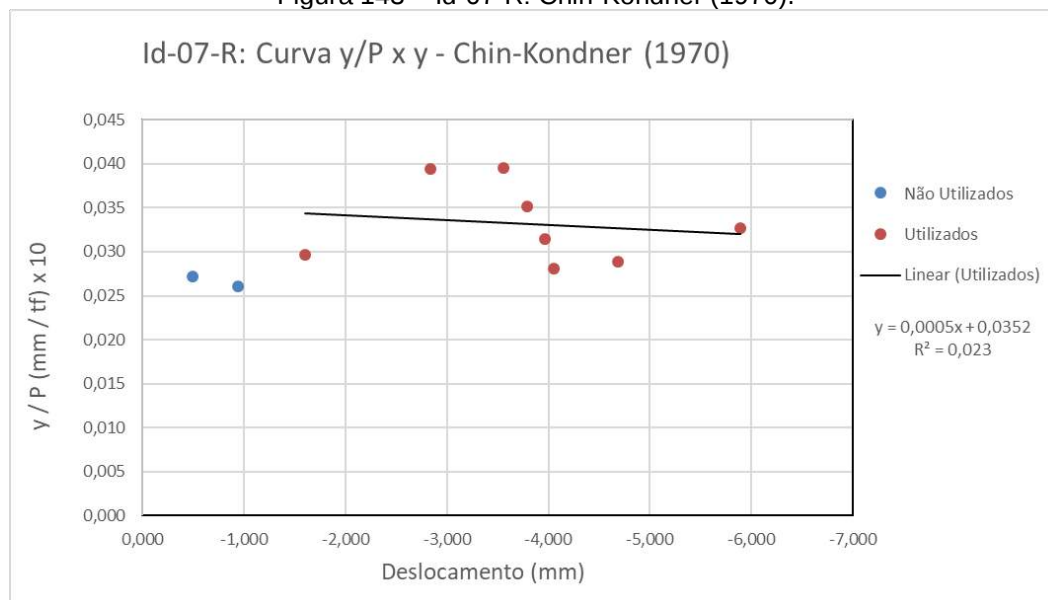
Fonte: Autora.

Desta forma, para verificação da aderência das cargas de ruptura com os métodos de previsão da capacidade de carga das estacas tipo raiz será utilizado o método de Van der Veen (1953). Contudo, uma vez que a aplicação dos métodos de Décourt e Chin-Kondner apresentaram bons coeficientes de determinação (R^2), optou-se, também, pela utilização dos valores obtidos pelo método de Décourt (1996), uma vez que a extensão deste método (Décourt, 2008) será utilizada na verificação da resistência devida ao atrito lateral das estacas ensaiadas.

Em relação ao método de Van der Veen (1953) e Aoki (1976), pode ser observado que os valores da carga de ruptura (Q_u) obtidos pela aplicação dos métodos de Décourt (1996) e Chin-Kondner (1970) são menos conservadores. A extrapolação das provas de carga das estacas 6 e 7, para o método de Van der Veen (1953) e Aoki (1976), será apresentada no capítulo de situações especiais, uma vez que a carga de ruptura destas estacas apresentou valor bastante distorcido em relação aos valores previstos e à carga de ensaio (Q_E).

Devido à grande dispersão entre os pontos, verifica-se que, para as estacas 06 e 07 o método proposto por Chin-Kondner (1970) apresentou dificuldade na aplicação. Conforme verificado na Figura 143, uma tentativa de correlação entre os pontos com o desprezo apenas de 02 (dois) ou 03 (três) pontos iniciais não foi possível (valor praticamente inexistente de R^2). Nesta situação, a carga de ruptura obtida foi de $Q_u = 18.320$ kN (Tabela 49).

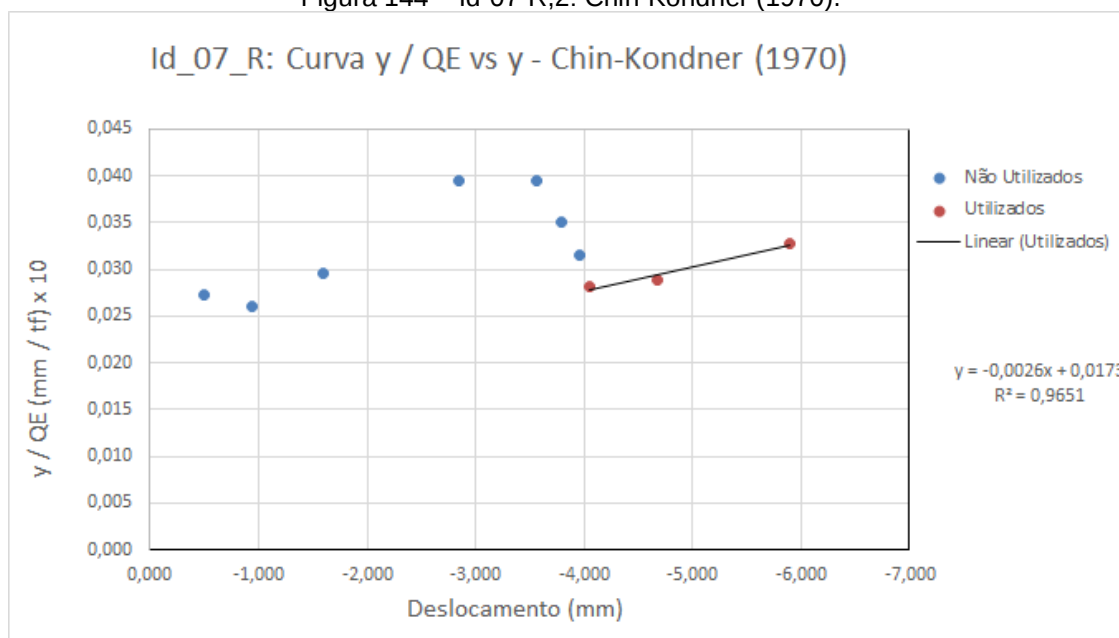
Figura 143 – Id-07-R: Chin-Kondner (1970).



Fonte: Autora.

De forma alternativa (Figura 144), ao se ignorar os 07 (sete) pontos iniciais a esta estaca (Id_07_R) para a aplicação do método, houve um grau de correlação razoável ($R^2 = 0,965$) e a carga de ruptura para esta situação foi de $Q_u = 3864$ kN (próximo ao valor de $Q_u = 4039$ kN obtido pela aplicação do método da rigidez de Décourt, 1996).

Figura 144 – Id-07-R,2: Chin-Kondner (1970).



Fonte: Autora.

A estimativa dos valores da carga de ruptura (Q_u) e da carga mobilizada pelo atrito lateral (Q_s) para as 53 (cinquenta e três) provas de carga nas estacas tipo raiz da região de estudo são apresentadas na Tabela 52, obtidas a partir da aplicação do método da rigidez (Décourt, 1996). Nesta tabela são apresentadas, ainda, a relação percentual entre a carga mobilizada pelo atrito lateral e a carga de ruptura.

O limite inferior da mobilização do atrito lateral (Q_s) foi representado pelo ponto que marca o início do trecho retilíneo do gráfico da rigidez, cujos pontos foram utilizados para a obtenção da carga de ruptura.

Tabela 52 – Décourt (1996): Cargas de ruptura (Q_u) e mobilização do atrito lateral (Q_s) para as estacas tipo raiz.

Ref	Ø (mm)	δmáx (mm)	Q _{uc} (kN)	Q _s (kN)	Q _s / Q _u
Id-01-R	410	-9,56	4.286,56	1.323,00	30,86%
Id-02-R	410	-3,38	2.189,14	220,00	10,05%
Id-03-R	410	-8,09	3.721,31	1.025,00	27,54%
Id-04-R	410	-9,96	3.622,31	900,00	24,85%
Id-05-R	410	-4,10	5.042,85	756,00	14,99%
Id-06-R	410	-2,83	8.259,92	960,00	11,62%
Id-07-R	410	-5,89	4.039,83	1.440,00	35,65%
Id-08-R	310	-2,50	1.486,57	560,00	37,67%
Id-09-R	310	-2,93	2.717,43	240,00	8,83%
Id-10-R	310	-1,09	1.832,52	480,00	26,19%
Id-11-R	410	-10,33	2.922,27	800,00	27,38%

Id-12-R	410	-5,68	3.392,42	800,00	23,58%
Id-13-R	410	-2,41	2.975,37	420,00	14,12%
Id-14-R	410	-2,41	2.975,37	420,00	14,12%
Id-15-R	410	-1,53	2.740,73	420,00	15,32%
Id-16-R	410	-3,93	3.186,52	800,00	25,11%
Id-17-R	410	-3,17	2.476,21	515,00	20,80%
Id-18-R	410	-5,66	3.486,84	676,00	19,39%
Id-19-R	410	-3,17	4.110,99	855,00	20,80%
Id-20-R	410	-10,74	3.005,83	910,00	30,27%
Id-21-R	410	-9,53	2.225,17	910,00	40,90%
Id-22-R	410	-9,00	1.914,38	840,00	43,88%
Id-23-R	410	-2,76	2.369,81	735,00	31,02%
Id-24-R	310	-7,70	3.854,82	502,80	13,04%
Id-25-R	410	-6,75	3.248,04	1.148,00	35,34%
Id-26-R	310	-3,07	1.823,02	380,00	20,84%
Id-27-R	410	-4,86	1.382,04	336,00	24,31%
Id-28-R	410	-3,13	2.108,43	511,00	24,24%
Id-29-R	410	-7,06	4.251,95	645,00	15,17%
Id-30-R	310	-1,35	451,44	90,00	19,94%
Id-31-R	410	-7,80	3.406,61	845,00	24,80%
Id-32-R	410	-9,19	3.802,03	1.014,00	26,67%
Id-33-R	310	-4,70	2.519,22	412,00	16,35%
Id-34-R	410	-4,59	3.025,76	780,00	25,78%
Id-35-R	410	-5,43	3.573,46	700,00	19,59%
Id-36-R	310	-10,47	1.724,36	500,00	29,00%
Id-37-R	410	-8,80	1.628,18	588,00	36,11%
Id-38-R	310	-3,87	1.541,02	330,00	21,41%
Id-39-R	310	-9,31	1.409,77	395,00	28,02%
Id-40-R	310	-1,14	390,33	144,00	36,89%
Id-41-R	310	-3,82	823,30	212,00	25,75%
Id-42-R	400	-16,59	3.799,78	1.024,00	26,95%
Id-43-R	310	-1,71	429,27	211,20	49,20%
Id-44-R	310	-6,20	2.783,68	815,00	29,28%
Id-45-R	410	-9,49	1.663,38	600,00	36,07%
Id-46-R	410	-6,15	3.777,24	459,00	12,15%
Id-47-R	310	-4,58	1.284,57	570,00	44,37%
Id-48-R	410	-11,92	2.462,35	459,00	18,64%
Id-49-R	410	-8,75	3.012,32	520,00	17,26%
Id-50-R	310	-6,52	2.401,19	595,00	24,78%
Id-51-R	310	-4,04	1.119,02	402,00	35,92%
Id-52-R	310	-2,19	674,22	156,00	23,14%
Id-53-R	310	-9,48	1.507,81	686,00	45,50%

Fonte: Autora.

Dentre as 53 provas de carga, pode-se verificar que em poucas a relação entre Q_s e Q_u superou os 30% (15 estacas, com relação Q_s / Q_u média de 38%). Para as demais provas de carga, a relação Q_s / Q_u média foi de 20,8%.

6.2.4.3 Décourt (2006)

Conforme apresentado por (MELO, 2009), o domínio de ponta das estacas analisadas foi obtido a partir do ponto em que houve mudança do coeficiente de determinação (R^2), a partir da correlação realizada entre Log da carga aplicada e Log da Rigidez. A carga de ruptura (Q_u), a parcela devido à resistência por atrito lateral (Q_s), nos seus limites inferiores e superiores, assim como o deslocamento equivalente a esta parcela seguem indicados na Tabela 53. Vale ressaltar que, nesta versão (Décourt, 2008), a carga Q_u obtida é uma carga convencionalizada, isto é, foi obtida a partir do valor de deslocamento arbitrado em 10% do diâmetro da estaca.

Tabela 53 – Décourt (2008): Cargas de ruptura (Q_u) e mobilização do atrito lateral (Q_s) para as estacas tipo raiz

Ref	Ø (mm)	δmáx (mm)	δQs (mm)	Q _{uc} (kN)	Q _{s,i} (kN)	Q _{s,s} (kN)	Q _{s,i} / Q _u	Q _{s,i} / Q _u
Id-01-R	410	9,56	1,81	4.498,54	768,25	2.766,70	17,08%	61,50%
Id-02-R	410	3,38	0,96	5.309,28	488,33	1.747,59	9,20%	32,92%
Id-03-R	410	8,09	4,21	3.756,44	1510,91	3.972,30	40,22%	105,75%
Id-04-R	410	9,96	1,09	4.892,79	423,50	1.744,59	8,66%	35,66%
Id-05-R*	410	4,10	0,58	10.759,89	454,38	2.232,57	4,22%	20,75%
Id-06-R*	410	2,83	-1,40	31.782,51	-965,31	3.709,88	-3,04%	11,67%
Id-07-R	410	5,89	3,24	8.345,01	502,53	1.793,51	6,02%	21,49%
Id-08-R	310	2,50	0,57	4.365,46	281,43	1.317,80	6,45%	30,19%
Id-09-R	310	2,93	1,53	3.172,47	520,69	2.247,81	16,41%	70,85%
Id-10-R	310	1,09	0,30	7.205,15	371,99	605,72	5,16%	8,41%
Id-11-R	410	10,33	4,16	3.052,57	1033,78	2.923,42	33,87%	95,77%
Id-12-R	410	5,68	3,22	3.816,48	1149,20	1.756,87	30,11%	46,03%
Id-13-R	410	2,41	1,22	7.975,84	569,25	1.245,02	7,14%	15,61%
Id-14-R	410	2,41	1,22	7.975,84	569,25	1.245,02	7,14%	15,61%
Id-15-R	410	1,53	1,04	4.370,41	841,72	2.439,36	19,26%	55,82%
Id-16-R	410	3,93	1,06	6.846,91	710,03	2.028,66	10,37%	29,63%
Id-17-R	410	3,17	1,70	4.434,98	679,11	1.618,94	15,31%	36,50%
Id-18-R	410	5,66	3,39	3.265,90	1319,55	2.404,14	40,40%	73,61%
Id-19-R	410	3,17	1,70	7.362,93	1127,46	2.687,79	15,31%	36,50%
Id-20-R	410	10,74	4,23	2.670,63	743,04	1.230,39	27,82%	46,07%
Id-21-R	410	9,53	4,22	2.443,15	876,20	1.854,01	35,86%	75,89%
Id-22-R	410	9,00	3,28	2.282,51	755,36	1.433,77	33,09%	62,82%

Id-23-R	410	2,76	1,20	5.005,96	633,40	1.749,17	12,65%	34,94%
Id-24-R	310	7,70	3,53	3.386,32	1034,18	3.070,93	30,54%	90,69%
Id-25-R	410	6,75	3,04	3.872,63	1007,59	2.086,48	26,02%	53,88%
Id-26-R	310	3,07	1,28	3.227,73	587,99	1.675,30	18,22%	51,90%
Id-27-R	410	4,86	2,44	2.071,53	617,91	1.266,48	29,83%	61,14%
Id-28-R	410	3,13	1,68	3.302,21	471,59	940,53	14,28%	28,48%
Id-29-R	410	7,06	3,55	4.731,48	1479,76	4.084,65	31,27%	86,33%
Id-30-R	310	1,35	0,41	788,72	202,24	377,64	25,64%	47,88%
Id-31-R	410	7,80	1,33	4.911,19	572,76	2.232,71	11,66%	45,46%
Id-32-R	410	9,19	3,92	3.697,94	1015,33	1.522,87	27,46%	41,18%
Id-33-R	310	4,70	1,86	3.098,14	561,32	2.433,95	18,12%	78,56%
Id-34-R	410	4,59	2,43	3.959,79	882,25	1.250,01	22,28%	31,57%
Id-35-R	410	5,43	2,55	4.290,65	875,83	2.442,90	20,41%	56,94%
Id-36-R	310	10,47	3,67	1.685,39	607,61	1.400,39	36,05%	83,09%
Id-37-R	410	8,80	3,57	1.942,69	658,17	886,01	33,88%	45,61%
Id-38-R	310	3,87	1,11	2.310,42	232,15	612,65	10,05%	26,52%
Id-39-R	310	9,31	2,29	1.551,70	368,68	456,64	23,76%	29,43%
Id-40-R	310	1,14	0,23	1.360,60	108,69	238,33	7,99%	17,52%
Id-41-R	310	3,82	0,91	1.295,84	282,70	484,98	21,82%	37,43%
Id-42-R	400	16,59	3,41	3.915,11	1161,51	3.490,37	29,67%	89,15%
Id-43-R	310	1,71	0,35	937,56	202,43	470,42	21,59%	50,18%
Id-44-R	310	6,20	1,54	3.850,32	752,13	2.898,33	19,53%	75,28%
Id-45-R	410	9,49	4,38	1.508,22	1020,36	2.580,12	67,65%	171,07%
Id-46-R	410	6,15	2,86	4.341,05	944,83	3.352,92	21,77%	77,24%
Id-47-R	310	4,58	0,97	2.108,23	505,37	816,24	23,97%	38,72%
Id-48-R	410	11,92	2,53	2.886,72	692,55	2.024,73	23,99%	70,14%
Id-49-R	410	8,75	2,25	3.253,57	539,83	2.056,99	16,59%	63,22%
Id-50-R	310	6,52	2,20	2.795,07	651,97	2.644,76	23,33%	94,62%
Id-51-R	310	4,04	0,93	1.965,46	325,84	665,09	16,58%	33,84%
Id-52-R	310	2,19	0,48	1.903,49	158,41	312,42	8,32%	16,41%
Id-53-R	310	9,48	2,90	1.679,93	626,45	691,23	37,29%	41,15%

$Q_{s,i}$ = Parcela devido ao atrito lateral, limite inferior.

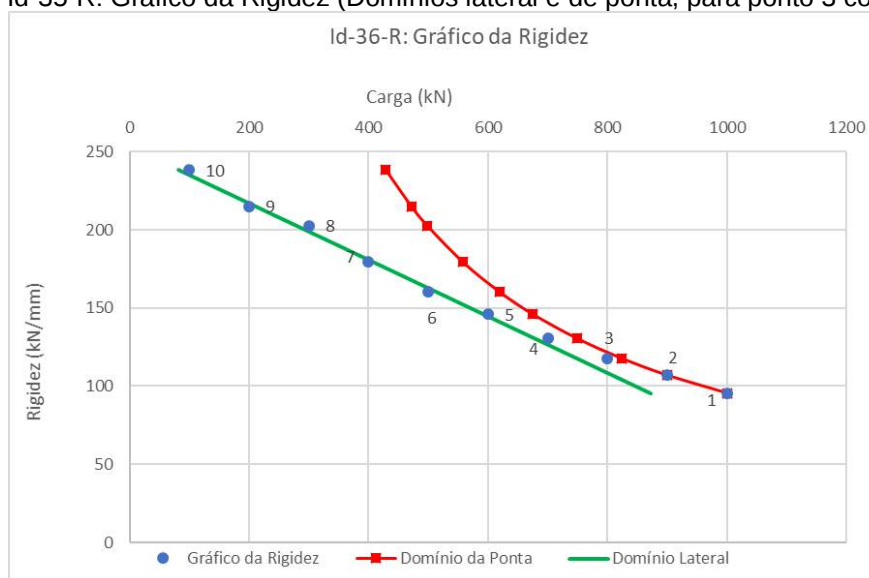
$Q_{s,s}$ = Parcela devido ao atrito lateral, limite superior.

Fonte: Autora.

Com exceção do valor obtido para a estaca 06 (que será tratada no capítulo de situações especiais e/ou atípicas), a média obtida para a relação entre $Q_{s,i}/Q_u$ de 22,8% relativamente próximo à média obtida a partir da aplicação do método da rigidez em sua versão original (Décourt, 1996). Para o limite superior, esta relação foi de 52,05%, apesar dos (pequenos) desvios ocorridos para as estacas 03 e 45, cujo limite superior ultrapassou o valor da carga convencionada de ruptura, além da estaca 06 que será tratada em casos especiais.

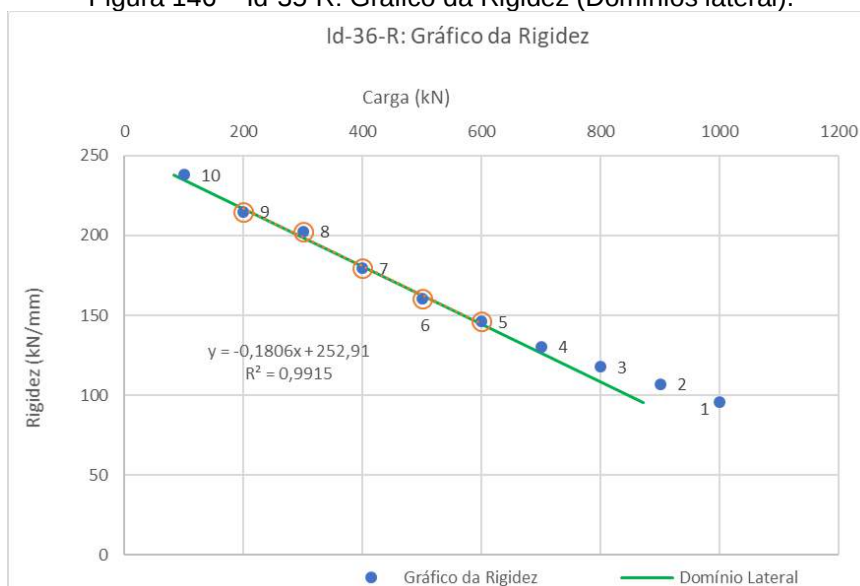
Como exemplo de aplicação, segue apresentado o gráfico de rigidez com indicação dos domínios lateral e de ponta, para a estacas 36 (Tabela 48). A Figura 145 apresenta os domínios lateral e da ponta, obtidos a partir da adoção do ponto “3” como ponto de regressão (alteração de R^2 de 1 para 0,998), o que resulta em uma carga de ruptura convencional de $Q_u = 1.685,39 \text{ kN}$, o limite inferior devido ao atrito lateral de $Q_{s,i} = 607,61 \text{ kN}$ e deslocamento correspondente de 3,67 mm. O limite superior do atrito lateral (obtido a partir da extrapolação da reta do domínio lateral - Figura 147) foi equivalente a de $Q_{s,s} = 1.400,39 \text{ kN}$.

Figura 145 – Id-35-R: Gráfico da Rigidez (Domínios lateral e de ponta, para ponto 3 como regressão)



Fonte: Autora.

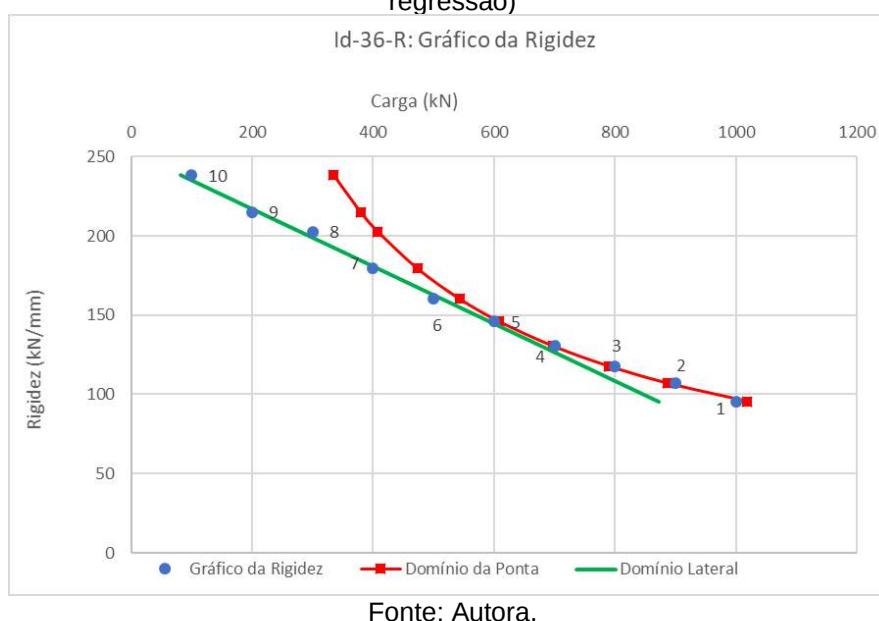
Figura 146 – Id-35-R: Gráfico da Rigidez (Domínios lateral).



Fonte: Autora.

Contudo, adotando-se o ponto “5” como ponto de regressão (o que pode ser identificado a partir da curva referente ao domínio de ponta apresentado na Figura 145), obtém-se a configuração apresentada na Figura 147 (alteração do R^2 de 0,998 do ponto 5 para 0,997 para o ponto 6). Nesta configuração, a carga de ruptura convencionada foi de $Q_u = 1.831,83 \text{ kN}$, com parcela devido ao atrito lateral de $Q_s = 411,72 \text{ kN}$ e deslocamento correspondente de 2,25 mm.

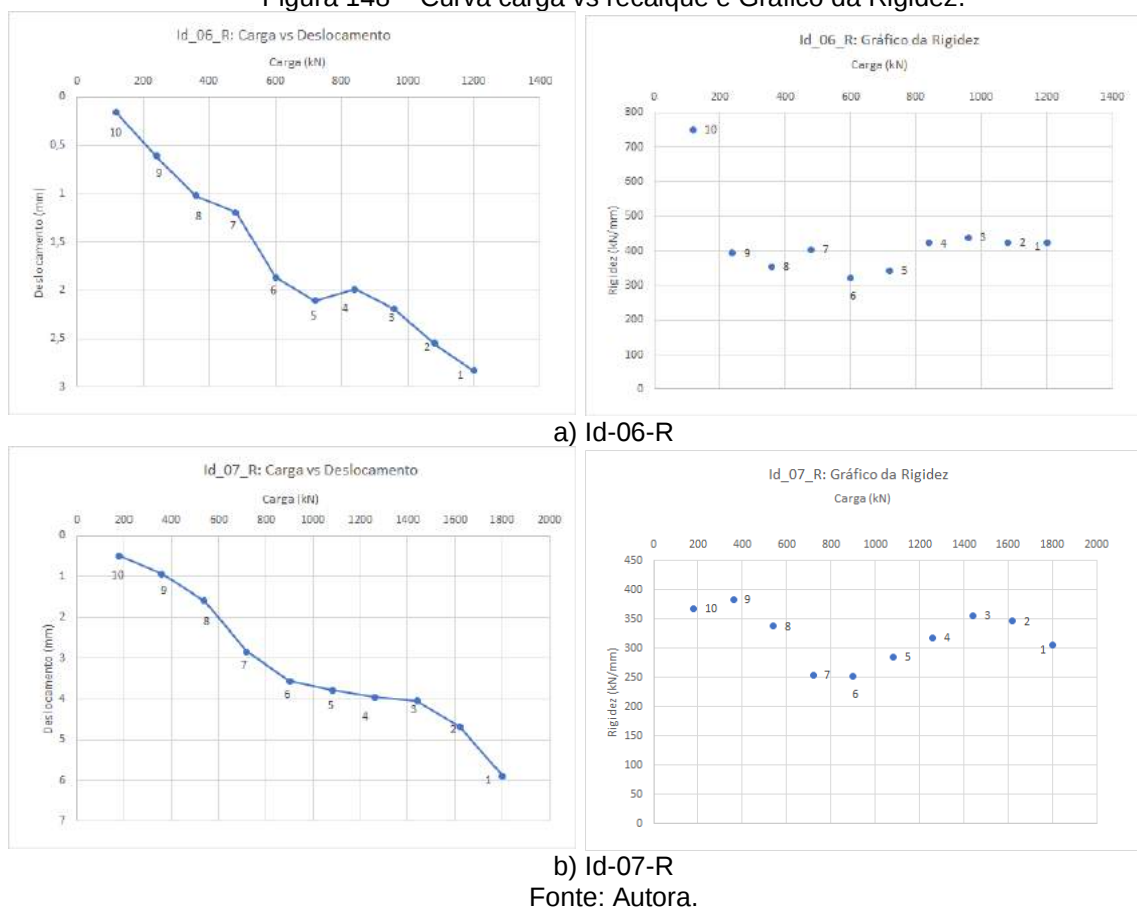
Figura 147 – Id-35-R: Gráfico da Rigidez (Domínios lateral e de ponta, para ponto de 5 como regressão)



Assim, a correta identificação do ponto de regressão depende da sensibilidade e experiência na avaliação do comportamento da curva carga vs recalque da prova de carga. Neste estudo, optou-se (nestas situações) pela escolha da situação que gerou a menor carga de ruptura (mesmo que convencionada) e cujos valores foram apresentados na Tabela 53.

O método da rigidez atualizado (2006) não pode ser bem aplicado às estacas Id-06-R e ID-07-R, devido à existência de “um degrau” na curva carga vs recalque, e, assim, o gráfico da rigidez não seguiu um padrão (rigidez decrescente com o aumento do carregamento), impossibilitando a definição dos domínios lateral e de ponta.

Figura 148 – Curva carga vs recalque e Gráfico da Rigidez.



6.2.4.4 Massad (1992)

A Tabela 54 apresenta o resultado obtido a partir da metodologia proposta por Massad (1992). Os resultados apresentados são referentes aos valores teóricos e aos valores obtidos a partir do método da parábola. Para a situação das estacas raiz em que houve embutimento de trecho em maciço rochoso, considerou-se a estaca uniforme, com os dados representativos do trecho de solo.

As estimativas dos parâmetros do solo foram obtidas conforme (MASSAD, 1991). Em relação ao valor teórico de k (rigidez solo-estaca), as estacas foram classificadas como curtas ou rígidas, com exceção da estaca 47. Apesar deste fato, o método da parábola foi aplicado à todas as estacas, como forma (tentativa) de obter a parcela referente ao atrito lateral (A_{lr}) e o correspondente deslocamento.

Tabela 54 – Massad (1992): Rigidez solo estaca (k), e parcela devido ao atrito lateral (A_{lr}) – Valores teóricos e método da parábola.

Ref.	k	A_{lr} (kN)	y_1 (mm)	$\mu \cdot A_{lr}$ (kN)	$\mu \cdot y_1$ (mm)
------	-----	------------------	---------------	----------------------------	-------------------------

1	1,77	746,42	1,55	746,27	1,73
2	3,44	1.098,64	1,32	863,22	0,67
3	5,13	1.029,85	1,00	1.435,42	0,96
4	5,11	2.334,88	1,95	773,33	2,09
5	1,39	858,62	2,65	2.293,52	1,60
6	1,41	676,83	1,45	1.284,73	2,29
7	2,57	1.672,49	1,97	1.274,81	3,64
8	3,91	1.096,90	1,75	886,64	0,44
9	2,69	649,78	1,50	877,47	1,17
10	1,35	618,87	2,00	1.521,87	0,31
11	3,29	962,23	1,45	677,81	1,51
12	1,96	784,42	2,14	1.387,89	1,28
13	6,06	1.734,23	1,53	1.632,82	1,26
14	7,58	2.299,75	1,62	1.632,82	1,26
15	3,49	1.440,48	1,32	1.440,19	0,53
16	3,89	1.782,13	2,36	1.923,22	0,87
17	1,07	725,15	2,80	821,84	1,03
18	4,02	1.501,14	2,12	1.558,97	0,48
19	4,71	1.629,34	2,10	3.346,29	1,03
20	2,66	1.362,16	2,34	406,40	2,57
21	1,89	873,56	2,11	428,48	0,71
22	1,79	1.121,34	2,37	296,31	0,83
23	1,36	988,22	2,42	809,33	0,88
24	7,90	1.481,67	1,78	2.101,74	2,53
25	2,56	1.343,39	2,37	983,72	0,83
26	2,40	886,25	2,37	1.029,39	0,42
27	1,99	932,61	1,94	312,35	0,15
28	4,46	1.121,34	0,95	388,37	1,11
29	3,86	1.675,67	2,16	1.795,43	1,12
30	1,05	485,35	1,72	131,26	0,25
31	5,65	1.206,22	1,21	1.173,86	1,26
32	5,65	1.206,22	1,21	1.020,27	2,42
33	6,60	1.112,63	1,61	1.309,76	1,53
34	3,05	1.187,51	1,92	1.086,41	1,41
35	3,55	948,44	1,34	1.114,08	1,95
36	7,65	1.410,32	2,09	574,68	1,04
37	2,54	704,89	1,17	237,11	0,26
38	4,30	722,88	1,46	429,71	1,52
39	7,81	959,82	1,26	370,56	1,00
40	0,75	343,44	2,13	124,02	0,02
41	2,30	754,17	2,08	193,21	2,29
42	6,32	1.712,03	1,66	1.227,74	1,19
43	3,88	676,11	1,33	229,21	0,98
44	5,86	1.128,30	1,74	2.009,20	0,11
45	3,27	1.236,84	1,74	317,34	4,35
46	9,59	1.836,12	1,36	1.664,89	2,22

47	12,71	1.441,66	1,36	1.082,84	1,37
48	6,91	1.007,66	0,77	532,88	0,97
49	4,36	1.437,00	1,75	583,77	0,99
50	5,57	955,81	1,41	1.005,54	1,24
51	5,25	1.061,21	1,66	480,63	0,04
52	0,97	389,54	2,07	204,00	0,38
53	4,30	711,99	1,26	364,67	1,20

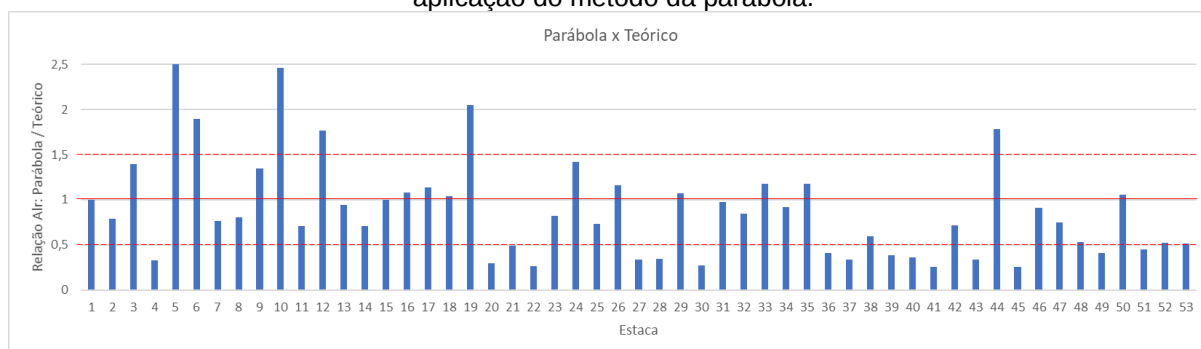
Fonte: Autora.

As estacas em destaque na Tabela 54 (estacas 40, 41, 43, 45 e 50 a 53) foram estacas tipo raiz executadas totalmente em solo.

Em relação ao deslocamento máximo obtido na prova de carga (apresentados na Tabela 48), verifica-se que, os deslocamentos para o método teórico foram (em média), 46% dos deslocamentos máximos, enquanto que esta relação foi de 25% em relação aos valores obtidos pelo método da parábola.

Uma vez que o método da parábola não poderia ser aplicado às estacas em estudo (estacas foram classificadas como estacas curtas ou rígidas), os valores seguem apresentados servem apenas como referência. Comparando-se os valores teóricos com os valores obtidos pelo método da parábola (Figura 149), para a parcela devido ao atrito lateral, tem-se uma relação média entre estes métodos de 88,21%, média esta que é reduzida para 72,59% ao retirar da amostra os valores cuja relação foi superior à 1,5 (estacas 5, 6, 10, 12, 19 e 44), o que permite aferir a aderência da metodologia aplicada.

Figura 149 – Massad (1992): A_{lr} – Comparação entre os valores teóricos e os obtidos a partir da aplicação do método da parábola.



Fonte: Autora.

6.2.4.5 Método das duas retas

As estacas do tipo raiz em estudo foram classificadas como curtas ou rígidas ($k \leq 3$) e, assim, a metodologia proposta por Massad (1992 e 1993) não pôde ser aplicada às estacas, uma vez que os resultados não seriam coerentes. Para estas situações, partiu-se, então, para a aplicação do método das duas retas (Massad e Lazzo, 1998).

Algumas situações devem ser destacadas na análise dos resultados referentes à aplicação deste método às estacas em estudo:

- i. Uma vez que as provas de carga não foram levadas à grandes deslocamentos e/ou próximas à carga de ruptura, dado o seu objetivo original (provas de carga efetuadas apenas para validar o coeficiente 2,0 de segurança aplicado às estacas), o trecho 4-5 não foi “claramente” identificado em algumas situações. Nestas situações, determinou-se que este trecho seria composto pelos últimos pontos da prova de carga.
- ii. A reta referente ao trecho 0-3 foi “inferior” à reta $P_0 = y_0 \cdot 2 \cdot k_r$, o que implica no desenvolvimento da prova de carga sob domínio do trecho elástico. Pela análise dos gráficos gerados para esta situação, pode-se aferir o predomínio da mobilização lateral sobre o domínio da ponta até o limite de desenvolvimento da prova de carga.
- iii. Conforme apresentado na Tabela 54, diversas estacas foram classificadas em uma situação intermediária em relação à rigidez solo-estaca (k). Assim, nem o método da parábola e nem o método das duas retas é adequado para a interpretação da curva carga vs recalque destas provas de carga.

A Tabela 55 apresenta o atrito lateral na ruptura (A_{lr}) e o correspondente deslocamento obtidos a partir da aplicação do método das duas retas às estacas do tipo raiz em estudo. A estaca 06, conforme apresentado nas demais situações, será apresentada nos casos especiais.

Tabela 55 – Método das duas retas (Massad e Lazzo, 1998): A_{lr} e deslocamento correspondente.

Ref.	Ø (mm)	δmáx (mm)	Alr (kN)	y1 (mm)
------	--------	-----------	----------	---------

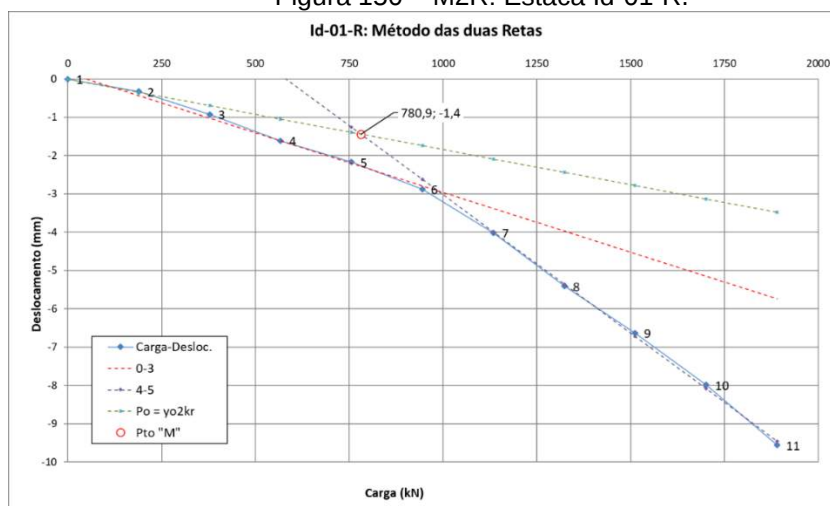
ld-01-R	410	9,56	780,89	1,44
ld-02-R	410	3,38	913,03	1,88
ld-03-R	410	8,09	1.636,50	4,08
ld-04-R	410	9,96	858,34	1,83
ld-05-R	410	4,10	1.841,41	3,93
ld-06-R	410	2,83	*	*
ld-07-R	410	5,89	946,58	1,43
ld-08-R	310	2,50	815,23	2,54
ld-09-R	310	2,93	699,63	2,18
ld-10-R	310	1,09	1.941,84	4,23
ld-11-R	410	10,33	906,84	2,26
ld-12-R	410	5,68	1.311,83	3,50
ld-13-R	410	2,41	1.876,58	5,01
ld-14-R	410	2,41	1.876,58	5,01
ld-15-R	410	1,53	1.148,08	1,84
ld-16-R	410	3,93	1.668,37	4,29
ld-17-R	410	3,17	603,05	1,24
ld-18-R	410	5,66	1.550,46	4,40
ld-19-R	410	3,17	1.043,68	3,17
ld-20-R	410	10,74	661,68	1,51
ld-21-R	410	9,53	807,65	1,84
ld-22-R	410	9,00	808,35	1,53
ld-23-R	410	2,76	766,52	1,28
ld-24-R	310	7,70	1.736,85	8,23
ld-25-R	410	6,75	1.202,19	2,72
ld-26-R	310	3,07	943,52	3,02
ld-27-R	410	4,86	504,44	1,05
ld-28-R	410	3,13	386,39	0,73
ld-29-R	410	7,06	1.751,55	4,35
ld-30-R	310	1,35	257,23	0,48
ld-31-R	410	7,80	1.320,06	3,75
ld-32-R	410	9,19	922,22	2,62
ld-33-R	310	4,70	1.080,11	5,14
ld-34-R	410	4,59	960,40	2,37
ld-35-R	410	5,43	936,03	2,35
ld-36-R	310	10,47	628,70	3,56
ld-37-R	410	8,80	529,90	1,12
ld-38-R	310	3,87	389,87	1,69
ld-39-R	310	9,31	547,91	2,81
ld-40-R	310	1,14	191,00	0,45
ld-41-R	310	3,82	457,92	1,45
ld-42-R	410	16,59	1.938,77	5,96
ld-43-R	310	1,71	320,78	1,22
ld-44-R	310	6,20	1.997,47	9,01

Id-45-R	410	9,49	1.013,20	2,33
Id-46-R	410	6,15	1.321,49	4,71
Id-47-R	310	4,58	-	-
Id-48-R	410	11,92	1.191,65	3,14
Id-49-R	410	8,75	1.008,69	2,68
Id-50-R	310	6,52	963,97	3,97
Id-51-R	310	4,04	571,37	2,35
Id-52-R	310	2,19	293,76	0,76
Id-53-R	310	9,48	604,64	2,30

Fonte: Autora.

A Figura 150 apresenta a aplicação do M2R à estaca Id-01-R. Esta estaca foi classificada como curta ou rígida ($k = 1,77$, Tabela 54). O trecho 0-3 foi definido a partir dos pontos 1 a 5, enquanto que o trecho 4-5 foi definido pelos pontos 7 a 11. A carga e ruptura não pode ser definida. O atrito lateral na ruptura foi de $A_{lr} = 780,9 \text{ kN}$, com respectivo deslocamento de 1,4 mm.

Figura 150 – M2R: Estaca Id-01-R.

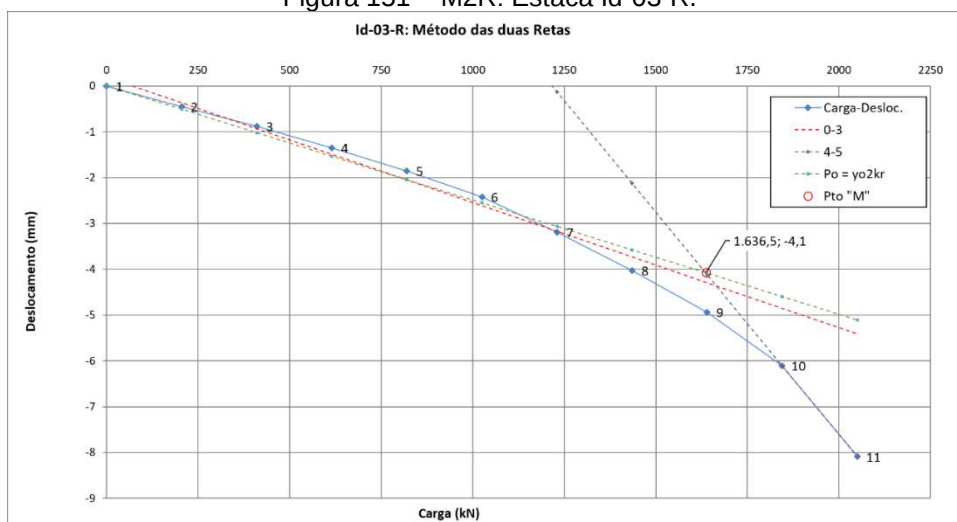


Fonte: Autora.

Esta estaca, pela aplicação do método de Massad (1992) apresentou valor de $A_{lr} = 746 \text{ kN}$ aproximadamente, tanto em relação ao valor teórico quanto pelo método da parábola. Em relação aos deslocamentos, estes foram de 1,55 mm e 1,73 mm para os valores teóricos e o método da parábola, respectivamente (Tabela 54).

Já a Figura 151 apresenta a aplicação do M2R à estaca Id-03-R, que foi classificada como intermediária em relação à rigidez solo estaca ($k = 5,13$, Tabela 54).

Figura 151 – M2R: Estaca Id-03-R.



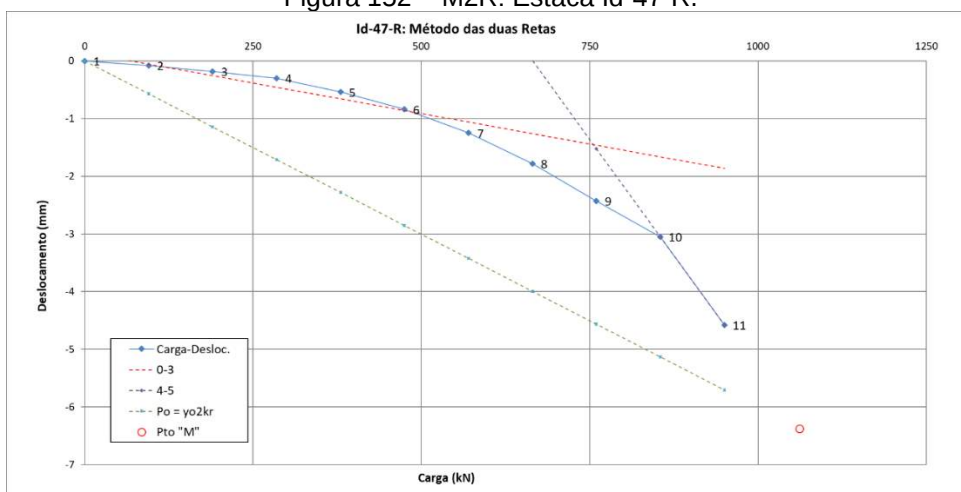
Fonte: Autora.

Em relação aos valores teóricos e da parábola (Massad, 1992), a estaca Id-03-R apresentou A_{lr} de 1.029,85 kN e 1.435,42 N e deslocamentos equivalentes de 1,00 mm e 0,96 mm, respectivamente. Já a aplicação do M2R resultou em valores de $A_{lr} = 1.636,5 \text{ kN}$ e respectivo deslocamento de 4,1 mm. Em relação ao atrito lateral na ruptura, o M2R apresentou valor 14% superior ao método da parábola, sendo esta diferença de 59% em comparação ao valor teórico.

A estaca Id-47-R foi classificada como longa ($k = 12,71$, Tabela 54). Conforme pode ser visualizado pela Figura 152, o M2R não pôde ser aplicado. O trecho 0-3 pode ser identificado pelos pontos 0 a 6, enquanto o trecho 4-5 foi iniciado a partir do ponto 10, não sendo identificado o início do trecho 5-6 (ruptura). O cruzamento da reta 4-5 com a reta $P_0 = y_0 \cdot 2 \cdot k_r$ ocorreria após o trecho pseudo-elástico equivalente ao trecho 0-3.

Uma vez que não há como comparar os resultados obtidos pelo M2R com os resultados obtidos pelo método da parábola, uma vez que os métodos são excludentes (aplicam-se de acordo com o valor da rigidez solo-estaca), apresenta-se o resumo dos resultados obtidos por estes métodos de acordo com o valor obtido da rigidez solo-estaca, ou seja, a partir da classificação das estacas em curtas ou rígidas, intermediárias e as longas (Tabela 56, Tabela 57 e Tabela 58, adotando-se $k > 10$ para estacas longas).

Figura 152 – M2R: Estaca Id-47-R.



Fonte: Autora.

Tabela 56 – M2R: Estacas curtas ou rígidas ($k \leq 3$).

Ref.	k	$\varnothing$ (mm)	$\delta_{m\acute{a}x}$ (mm)	A_{lr-M2R} (kN)	y_1 (mm)
Id-01-R	1,770	410	9,56	780,89	1,44
Id-05-R	1,390	410	4,10	1.841,41	3,93
Id-06-R	1,410	410	2,83	308,95	0,47
Id-07-R	2,570	410	5,89	946,58	1,43
Id-09-R	2,690	310	2,93	699,63	2,18
Id-10-R	1,350	310	1,09	1.941,84	4,23
Id-12-R	1,960	410	5,68	1.311,83	3,50
Id-17-R	1,070	410	3,17	603,05	1,24
Id-20-R	2,660	410	10,74	661,68	1,51
Id-21-R	1,890	410	9,53	807,65	1,84
Id-22-R	1,790	410	9,00	808,35	1,53
Id-23-R	1,360	410	2,76	766,52	1,28
Id-25-R	2,560	410	6,75	1.202,19	2,72
Id-26-R	2,400	310	3,07	943,52	3,02
Id-27-R	1,990	410	4,86	504,44	1,05
Id-30-R	1,050	310	1,35	257,23	0,48
Id-37-R	2,540	410	8,80	529,90	1,12
Id-40-R	0,750	310	1,14	191,00	0,45
Id-41-R	2,300	310	3,82	457,92	1,45
Id-52-R	0,970	310	2,19	293,76	0,76

Fonte: Autora.

Tabela 57 – M2R e Parábola: Estacas intermediárias ($3 < k \leq 10$).

Ref.	k	$\varnothing$ (mm)	$\delta_{m\acute{a}x}$ (mm)	A_{lr-M2R} (kN)	y_1 (mm)	A_{lr-P}	y_1
------	-----	--------------------	--------------------------------	----------------------	---------------	------------	-------

Id-02-R	3,440	410	3,38	913,03	1,88	863,22	0,67
Id-03-R	5,130	410	8,09	1.636,50	4,08	1.435,42	0,96
Id-04-R	5,110	410	9,96	858,34	1,83	773,33	2,09
Id-08-R	3,910	310	2,50	815,23	2,54	886,64	0,44
Id-11-R	3,290	410	10,33	906,84	2,26	677,81	1,51
Id-13-R	6,060	410	2,41	1.876,58	5,01	1.632,82	1,26
Id-14-R	7,580	410	2,41	1.876,58	5,01	1.632,82	1,26
Id-15-R	3,490	410	1,53	1.148,08	1,84	1.440,19	0,53
Id-16-R	3,890	410	3,93	1.668,37	4,29	1.923,22	0,87
Id-18-R	4,020	410	5,66	1.550,46	4,40	1.558,97	0,48
Id-19-R	4,710	410	3,17	1.043,68	3,17	3.346,29	1,03
Id-24-R	7,900	310	7,70	1.736,85	8,23	2.101,74	2,53
Id-28-R	4,460	410	3,13	386,39	0,73	388,37	1,11
Id-29-R	3,860	410	7,06	1.751,55	4,35	1.795,43	1,12
Id-31-R	5,650	410	7,80	1.320,06	3,75	1.173,86	1,26
Id-32-R	5,650	410	9,19	922,22	2,62	1.020,27	2,42
Id-33-R	6,600	310	4,70	1.080,11	5,14	1.309,76	1,53
Id-34-R	3,050	410	4,59	960,40	2,37	1.086,41	1,41
Id-35-R	3,550	410	5,43	936,03	2,35	1.114,08	1,95
Id-36-R	7,650	310	10,47	628,70	3,56	574,68	1,04
Id-38-R	4,300	310	3,87	389,87	1,69	429,71	1,52
Id-39-R	7,810	310	9,31	547,91	2,81	370,56	1
Id-42-R	6,320	410	16,59	1.938,77	5,96	1.227,74	1,19
Id-43-R	3,880	310	1,71	320,78	1,22	229,21	0,98
Id-44-R	5,860	310	6,20	1.997,47	9,01	2.009,20	0,11
Id-45-R	3,270	410	9,49	1.013,20	2,33	317,34	4,35
Id-46-R	9,590	410	6,15	1.321,49	4,71	1.664,89	2,22
Id-48-R	6,910	410	11,92	1.191,65	3,14	532,88	0,97
Id-49-R	4,360	410	8,75	1.008,69	2,68	583,77	0,99
Id-50-R	5,570	310	6,52	963,97	3,97	1.005,54	1,24
Id-51-R	5,250	310	4,04	571,37	2,35	480,63	0,04
Id-53-R	4,300	310	9,48	604,64	2,30	364,67	1,2

Fonte: Autora.

Tabela 58 – Parábola: Estacas longas ($k > 10$).

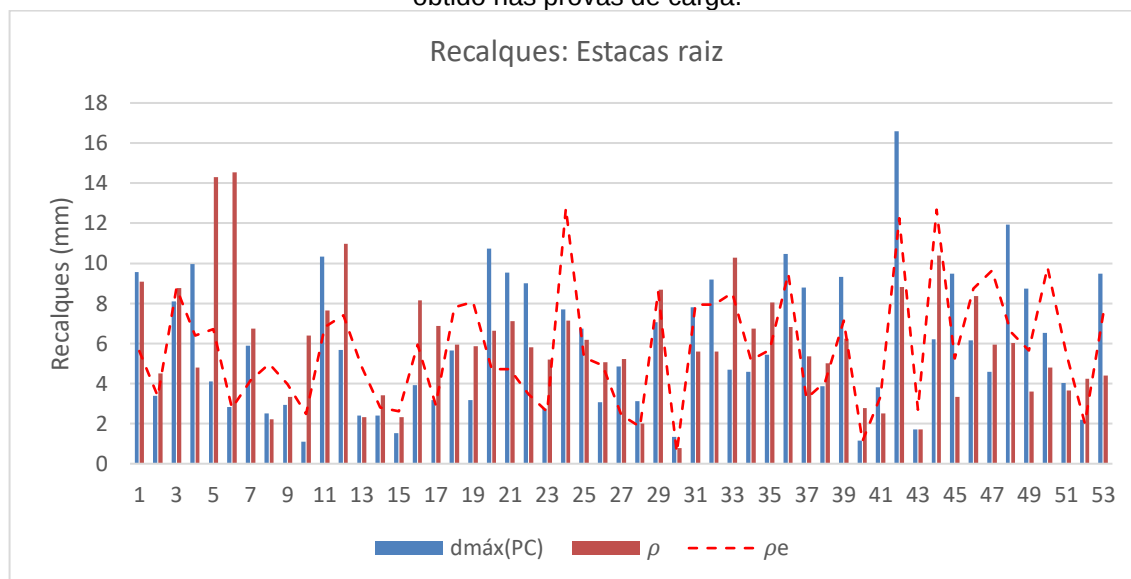
Ref.	k	Ø (mm)	$\delta_{máx}$ (mm)	A_{lr} -Par (kN)	y_1 (mm)
Id-47-R	12,710	310	4,58	1.082,84	1,37

Fonte: Autora.

6.2.5 Recalques

O gráfico da Figura 153 apresenta o comparativo entre a previsão dos recalques (máximo e elástico) a partir da aplicação do método de Poulos e Davis (1980) às estacas tipo raiz com os recalques máximos obtidos na prova de carga estática à compressão realizada nas estacas.

Figura 153 – Recalques: Previsões (encurtamento elástico e recalque máximo) e recalque máximo obtido nas provas de carga.



Fonte: Autora.

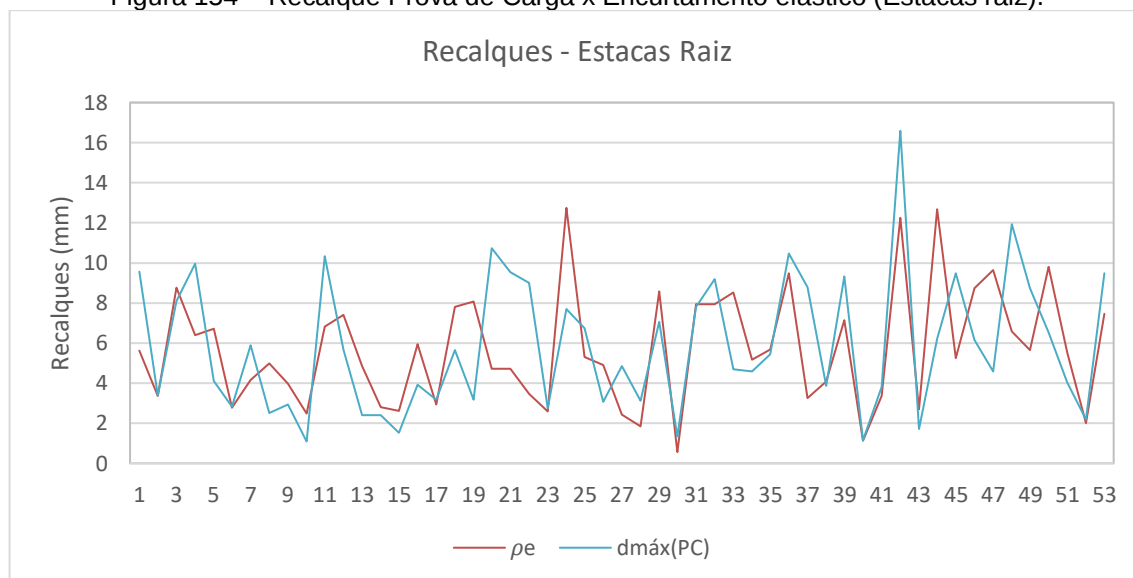
Houve grande variação entre os recalques previstos e os recalques obtidos na prova de carga realizada. Contudo, assume-se que estas variações ocorreram, principalmente, a partir da definição dos parâmetros do solo, à saber:

- i. Módulo de deformabilidade do solo, calculado conforme proposto por Aoki e Cintra (2010) com base no coeficiente K do método de Aoki-Velloso (1975). Considerou-se a adoção de um K único e um N_{SPT} médio, para todo o comprimento da estaca.
- ii. Precisão na adoção dos coeficientes de correção/ponderação, obtidos com base nos ábacos.
- iii. Consideração do trecho em maciço rochoso como uma ponta fictícia, fato que eleva sobremaneira a relação E_b/E_s , uma vez que o módulo de deformabilidade E_b (estrato mais rígido) refere-se ao módulo de

deformabilidade da rocha matriz, bem elevado em relação ao módulo de deformabilidade dos solos.

A Figura 154, por sua vez, apresenta o comparativo entre a previsão do encurtamento elástico das estacas (ρ_e) e o deslocamento máximo obtido nas provas de carga realizadas. Observa-se uma menor variação entre os valores apresentados (em relação ao apresentado na Figura 153).

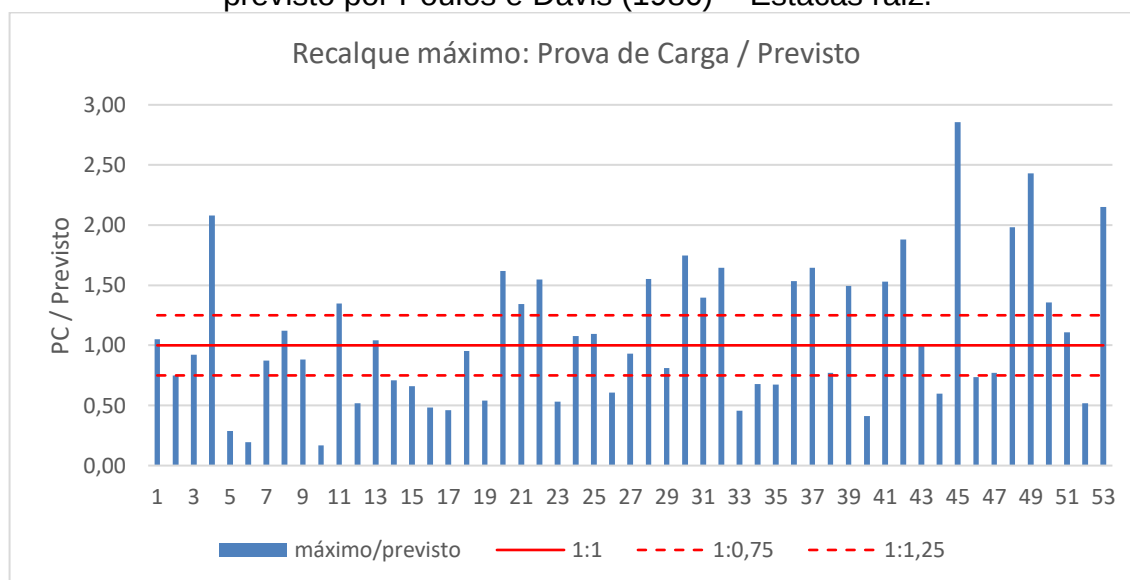
Figura 154 – Recalque Prova de Carga x Encurtamento elástico (Estacas raiz).



Fonte: Autora.

Por conta das premissas adotadas, não se pôde aferir que houve uma boa aderência entre a previsão dos recalques máximos por Poulos e Davis (1980) e os valores obtidos nas provas de carga, conforme pode ser visualizado a partir desta relação contida no gráfico da Figura 155, visto que poucas estacas ficaram com relações entre a faixa arbitrária de $\pm 25\%$. Conforme apresentado na Figura 154, os recalques máximos foram mais compatíveis com os recalques devidos ao encurtamento elástico da estaca.

Figura 155 – Relação entre o recalque máximo (prova de carga) e o recalque previsto por Poulos e Davis (1980) – Estacas raiz.



Fonte: Autora.

6.2.6 Avaliação dos resultados – Estacas raiz

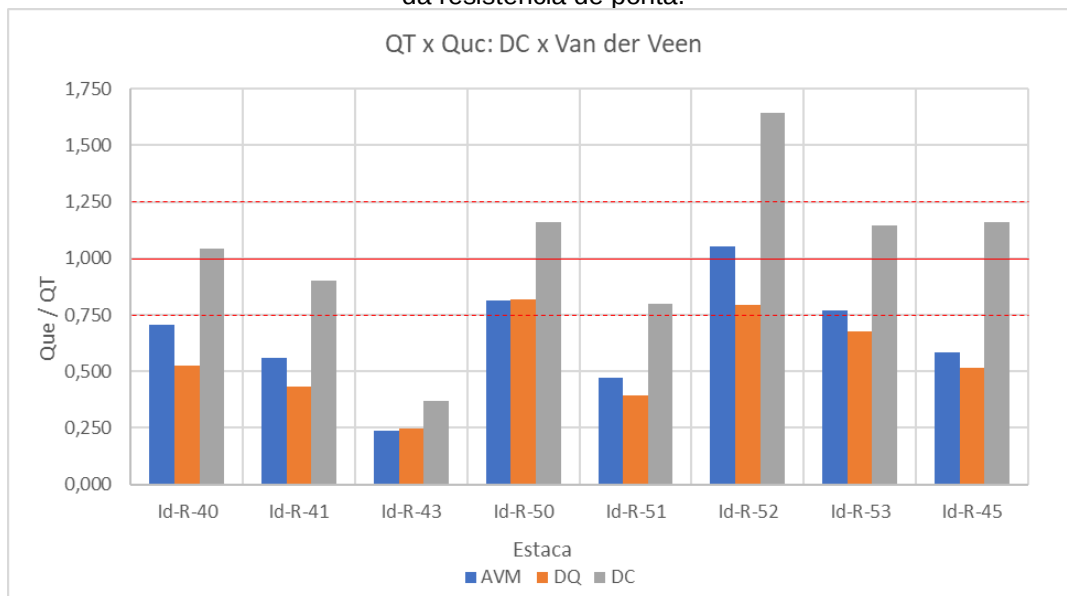
Em relação à carga de ruptura (extrapolada ou convencionada) obtida por meios de análises da curva carga vs recalque, a avaliação dos resultados será realizada a partir da comparação entre a capacidade de carga total (QR) obtida pelos métodos semi-empíricos aplicados com o método de extrapolação (Que) de Van der Veen (1953), que apresentou melhor coeficiente de determinação R^2 para as estacas em análise, além dos resultados serem classificados como confiáveis (em sua maioria) a partir do critério exposto por Cintra et al. (2013). Contudo, uma vez que o método da rigidez de Décourt (2008) apresentou também bons coeficientes de determinação (assim como o método de Chin-Kondner, 1970), este método será utilizado nas comparações, principalmente por permitir a identificação das parcelas (limites inferior e superior) devidas à resistência por atrito lateral.

6.2.6.1 Estacas totalmente em solo

Apresenta-se, a seguir, gráficos de barras contendo o comparativo das relações entre a capacidade de carga (QT) obtida a partir dos métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso modificado por Monteiro (1975, 1997), Décourt-Quaresma (1978, 1982) e Davi-Cabral (1996) e a carga de ruptura extrapolada (Que) obtida a partir da análise

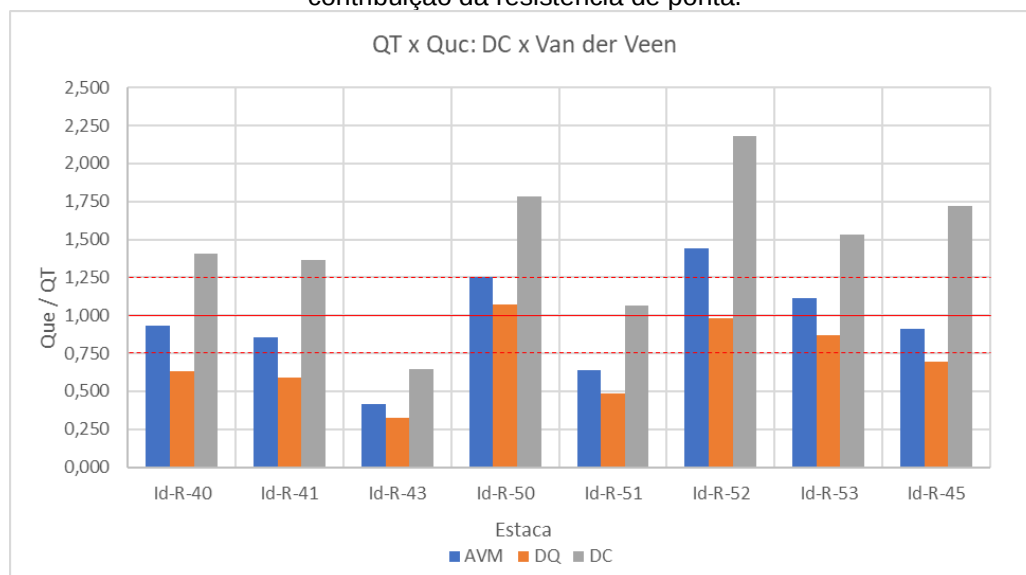
das curvas carga vs recalque das provas de carga pelo método de Van der Veen (1953), considerando a contribuição da resistência de ponta (Figura 156) e sem a consideração da contribuição da resistência de ponta (Figura 157).

Figura 156 – Estacas raiz totalmente em solo: Relações entre QT e Que, considerando a contribuição da resistência de ponta.



Fonte: Autora.

Figura 157 – Estacas raiz totalmente em solo: Relações entre QT e Que, NÃO considerando a contribuição da resistência de ponta.



Fonte: Autora.

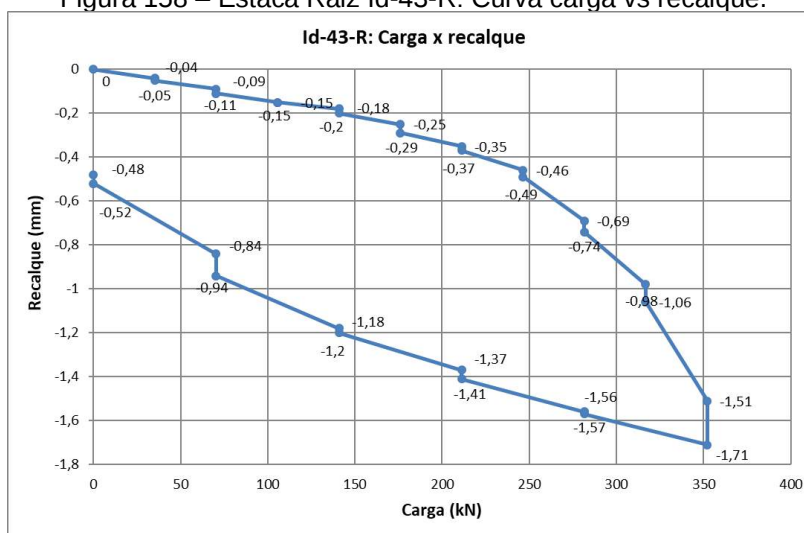
Em relação à uma faixa arbitrária de variação dos resultados (25%), observa-se, ao se incluir a consideração da resistência da ponta à capacidade de carga das

estacas, os valores obtidos são muito superiores à carga de ruptura extrapolada por Van der Veen, o que representa valores superestimados.

Com exceção da estaca 43, a metodologia proposta por David-Cabral apresentou valores a favor da segurança para todas as estacas, apesar de fora da faixa arbitrária de variação de 25% quando comparados à carga de ruptura por Van der Veen. Os métodos de AVM e de DQ apresentaram maiores valores de capacidade de carga previstos e, assim, em relação à carga de ruptura extrapolada, estes métodos superestimariam a capacidade de carga. O método de DQ, apesar de prever valores contra a segurança, apresentou maior proximidade com as cargas de ruptura de Van der Veen.

A prova de carga da estaca 43 foi executada com carga de ensaio de 352 kN e obteve deslocamento máximo de 1,71 mm, ou seja, não foi levada à grandes deslocamentos e maiores cargas, de forma que se pudesse avaliar melhor o comportamento desta estaca sob atuação de carga. Ainda, deve-se reavaliar a sondagem utilizada para obtenção da capacidade de carga, uma vez que, de acordo com a sondagem de referência utilizada, a capacidade de carga obtida para esta estaca foi muito maior do que carga de ruptura obtida pelos métodos de extrapolação utilizados, além de não ser compatível com a carga de ensaio, o que sugere um erro de indexação da sondagem à prova de carga. A curva carga vs recalque segue apresentada na Figura 158.

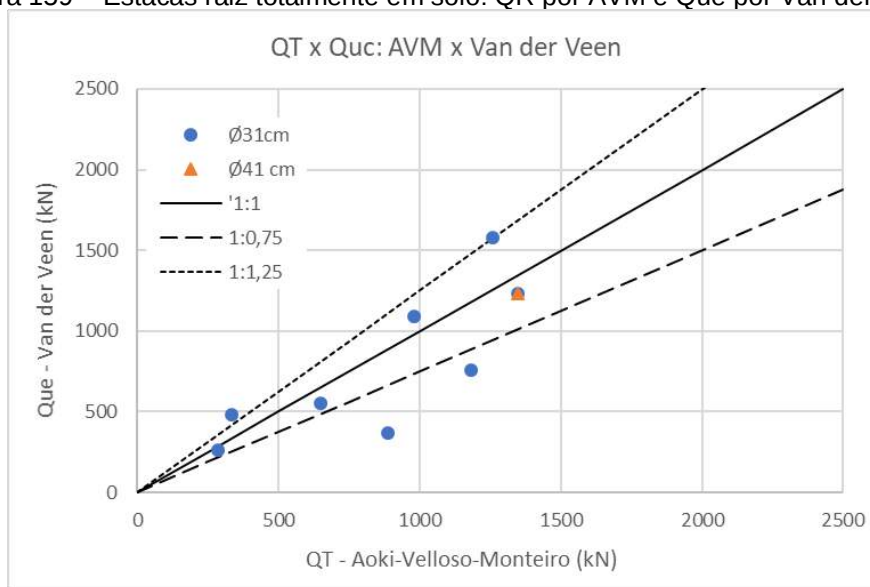
Figura 158 – Estaca Raiz Id-43-R: Curva carga vs recalque.



Fonte: Autora.

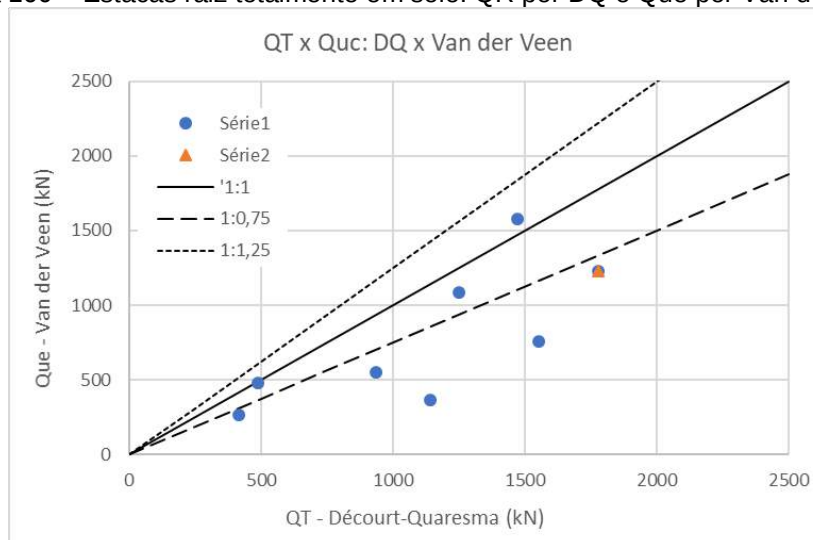
Os gráficos de dispersão dos resultados da comparação entre a capacidade de carga (considerando apenas a contribuição do atrito lateral) e a carga de ruptura extrapolada são apresentados na Figura 159, Figura 160 e Figura 161, para os métodos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Davi-Cabral, respectivamente, sendo possível a verificação de valores menos dispersos e a favor da segurança para o método de Davi-Cabral, conforme descrito acima.

Figura 159 – Estacas raiz totalmente em solo: QR por AVM e Que por Van der Veen.



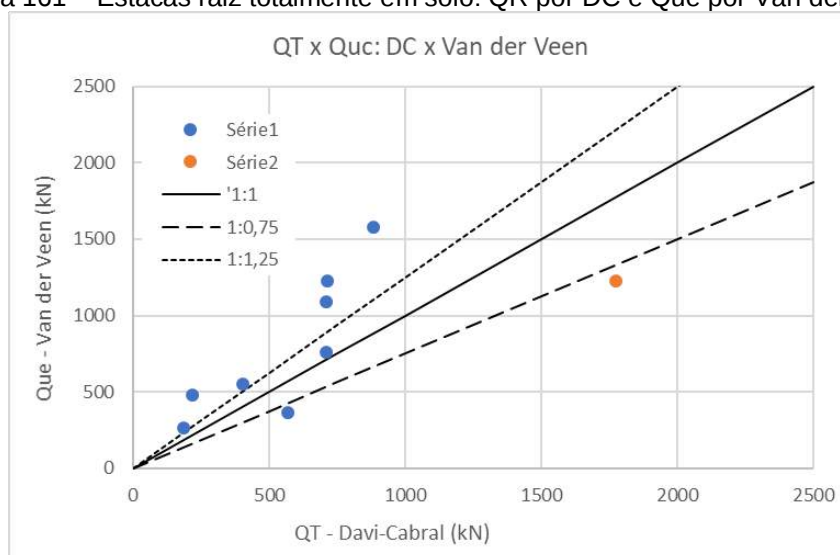
Fonte: Autora.

Figura 160 – Estacas raiz totalmente em solo: QR por DQ e Que por Van der Veen.



Fonte: Autora.

Figura 161 – Estacas raiz totalmente em solo: QR por DC e Que por Van der Veen.



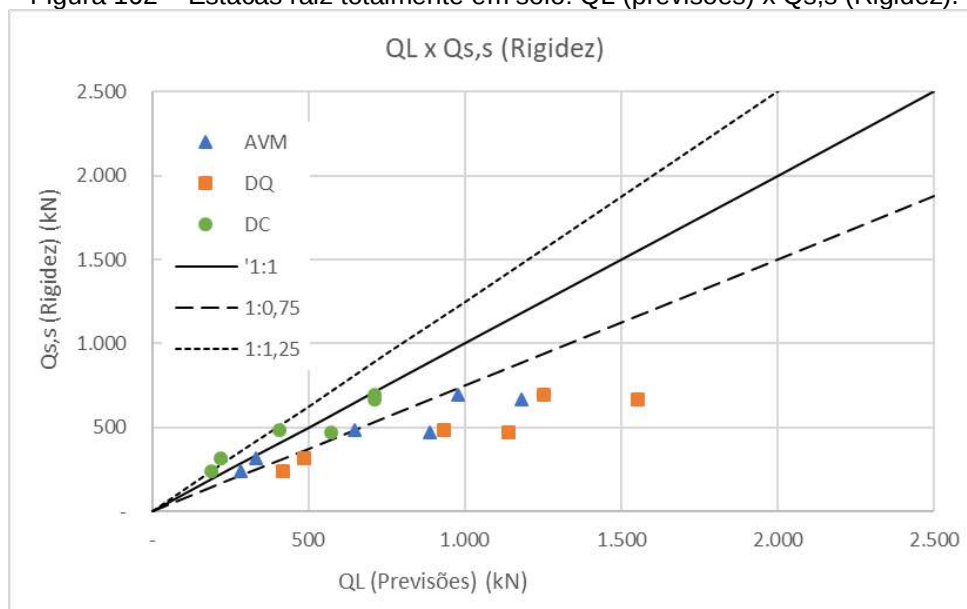
Fonte: Autora.

A Tabela 39 apresentou os valores da parcela de resistência devido ao atrito lateral pela aplicação dos métodos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Davi-Cabral às estacas tipo raiz totalmente em solo. Para verificar os resultados obtidos, estes foram comparados com a parcela devido ao atrito lateral obtido a partir da aplicação do método da rigidez atualizado (Décourt, 2008, Tabela 32). Os valores são (re)apresentados para as estacas e seguem indicados na Tabela 59, com a indicação dos limites inferiores e superiores da parcela devido ao atrito lateral das estacas. O gráfico de dispersão entre os resultados obtidos é apresentado na sequência, na Figura 162, em função do limite superior do atrito lateral obtido a partir do método da rigidez (Décourt, 2008).

Tabela 59 – Estacas raiz totalmente em solo: Resistência devido ao atrito lateral

Ref.	Ø (cm)	Previsões			Décourt (2008)	
		AVM QL (kN)	DQ QL (kN)	DC QL (QN)	Qs,i (kN)	Qs,s (kN)
Id-R-40	31	284,22	416,34	187,34	108,69	238,33
Id-R-41	31	648,37	932,99	404,69	282,70	484,98
Id-R-43	31	887,92	1.138,53	570,11	202,43	470,42
Id-R-50	31	1.257,08	1.469,36	882,86	651,97	2.644,76
Id-R-51	31	1.181,28	1.551,41	711,67	325,84	665,09
Id-R-52	31	332,00	486,46	219,58	158,41	312,42
Id-R-53	31	978,69	1.250,24	711,67	626,45	691,23
Id-R-45	41	1.348,42	1.776,87	714,47	1.020,36	2.580,12

Figura 162 – Estacas raiz totalmente em solo: QL (previsões) x Qs,s (Rigidez).



Fonte: Autora.

A parcela devido ao atrito lateral obtida por AVM e por DQ apresentaram valores superestimados em relação à carga extrapolada, sendo os valores previstos por AVM mais próximos dos valores extrapolados (por mais que superiores). Os valores previstos por DC, por sua vez, foram inferiores aos extrapolados, e, comparando-se estes valores à faixa de variação arbitrada em 25%, pode-se aferir que houve aderência destes valores previstos com os obtidos pela extrapolação da rigidez (Décourt, 2008).

O método da parábola (Massad, 1992) e o M2R (Massad e Lazzo, 1998) também permitiram a identificação da parcela devido ao atrito lateral das estacas ensaiadas. Contudo, para estas estacas apresentadas, apenas 03 serão comparadas às previsões realizadas, uma vez que, devido à classificação de rigidez solo-estaca, apenas estas 03 estacas foram classificadas como curtas ou rígidas e, assim, houve a possibilidade da aplicação do M2R. As demais estacas foram classificadas como intermediárias, e, desta forma, a aplicação do método da parábola e do M2R não são recomendados (e/ou devem ser utilizados com cautela). A aplicação deste dois métodos à estacas intermediárias gerou valores bem divergentes em várias situações, conforme apresentado na Tabela 56 e na Tabela 57.

A Tabela 60 apresenta o valor da parcela devido ao atrito lateral obtidos a partir da aplicação do M2R às estacas curtas ou rígidas (estacas 40, 41 e 52) e do M2R e

do método da parábola aplicado às estacas intermediárias (estacas 43, 45, 50, 51 e 53).

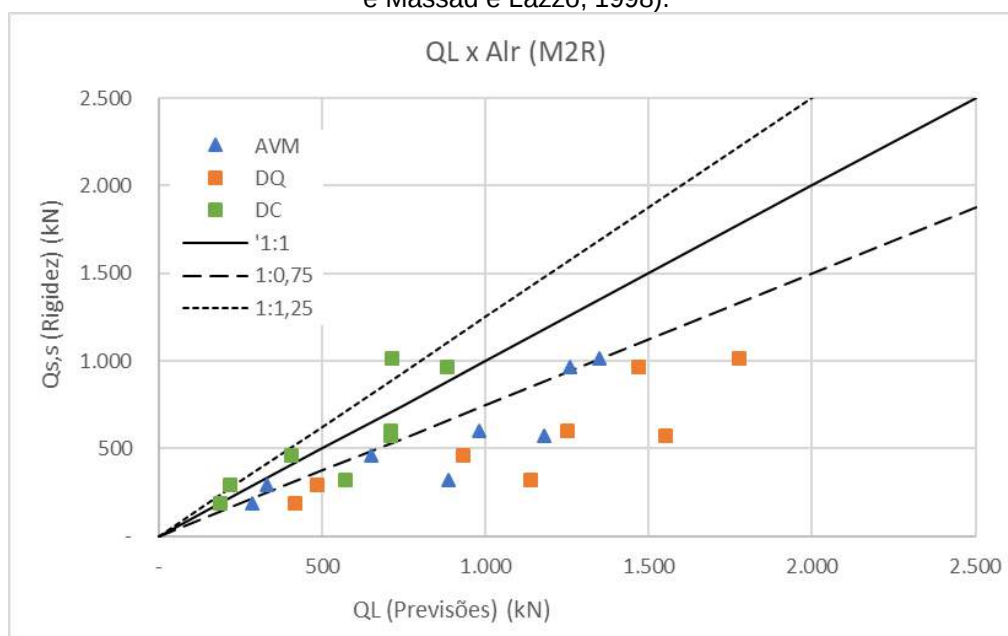
Tabela 60 – Parábola e M2R: Parcelas devido ao atrito lateral, estacas raiz totalmente em solo

Ref.	Ø (cm)	Classificação	Alr, M2R (kN)	Alr, Par (kN)
Id-R-40	31	Curta	191,00	-
Id-R-41	31	Curta	457,92	-
Id-R-43	31	Intermediária	320,78	229,21
Id-R-50	31	Intermediária	963,97	1.005,54
Id-R-51	31	Intermediária	571,37	480,63
Id-R-52	31	Curta	293,76	-
Id-R-53	31	Intermediária	604,64	364,67
Id-R-45	41	Intermediária	1.013,20	317,34

Fonte: Autora.

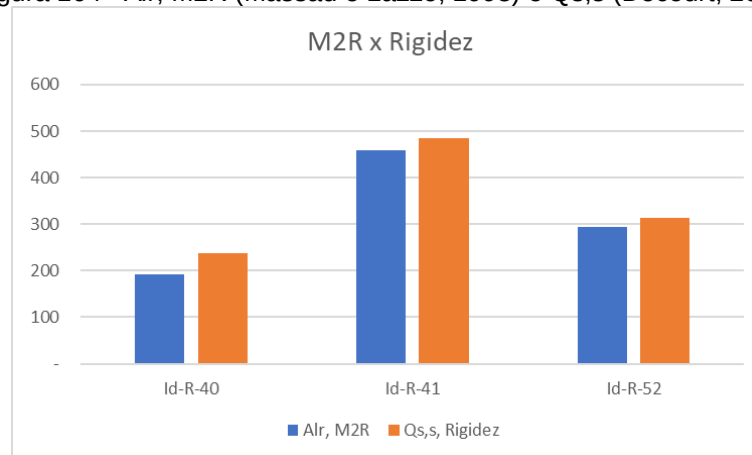
Comparando estas extrapolações (Tabela 60) com as previsões realizadas (utilizando os valores do M2R para todas as estacas indicadas), obtém-se o gráfico de dispersão da Figura 163, que permite identificar uma maior proximidade dos dados de DC aos valores de M2R para as estacas apresentadas (assim como ocorrido com o método da rigidez). A Figura 164 apresenta o comparativo entre a carga extrapolada devido ao atrito lateral obtida pelo M2R e pelo método da rigidez (Décourt, 2008), mostrando a similaridade dos resultados obtidos para as estacas indicadas.

Figura 163 – Estacas raiz totalmente em solo: Dispersão entre QL (previsões) x μ .Alr (Massad, 1992 e Massad e Lazzo, 1998).



Fonte: Autora.

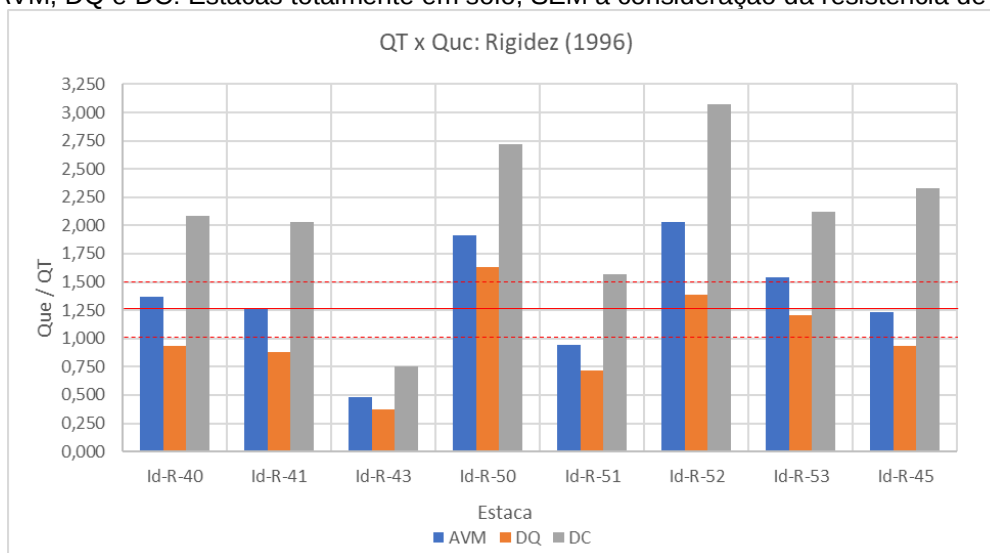
Figura 164 –Alr, M2R (Massad e Lazzo, 1998) e Qs,s (Décourt, 2008).



Fonte: Autora.

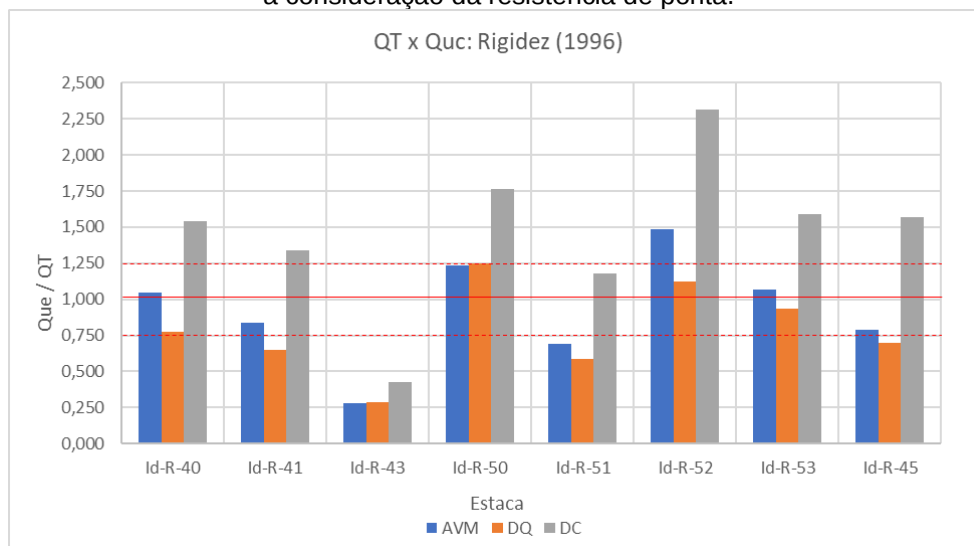
Com relação à carga de ruptura obtido a partir da aplicação do método da rigidez (Décourt, 1996), observa-se que houve uma grande dispersão entre estes resultados e os resultados previstos. Em comparação à carga extrapolada, os métodos de previsão estariam subestimando os valores, visto que o método da rigidez apresentou cargas de ruptura superiores às de Van der Veen (1953). Apenas a título ilustrativo, a Figura 165 e a Figura 166 apresentam a relação entre a carga extrapolada de Décourt e as previsões por AVM, DQ e DC, sem e com a consideração da resistência de ponta, respectivamente.

Figura 165 – Relação entre carga extrapolada do método da rigidez (Décourt, 1996) e as previsões por AVM, DQ e DC: Estacas totalmente em solo, SEM a consideração da resistência de ponta.



Fonte: Autora.

Figura 166 – Relação entre carga extrapolada do método da rigidez (Décourt, 1996) e as previsões por AVM, DQ e DC: Estacas totalmente em solo, COM a consideração da resistência de ponta.



Fonte: Autora.

Comparando-se os resultados obtidos pelas previsões com as cargas extrapoladas de Van der Veen (1953) e com as do método da rigidez (Décourt, 1996), verifica-se a aderência das previsões ao primeiro método sem a consideração da resistência de ponta (Figura 165). Contudo, ao se considerar a resistência de ponta, há uma melhor aderência dos resultados da extrapolação pelo método da rigidez aos previstos (Figura 166).

6.2.6.2 Estacas parcialmente embutidas em maciço rochoso – Carga de ruptura

Conforme apresentado na fundamentação teórica, há grande diversidade de métodos para previsão da capacidade de carga das estacas, tanto no trecho em solo quanto no trecho embutido em maciço rochoso. Contudo, todos os métodos apresentados neste trabalho (metodologias empíricas com base no SPT para o trecho em solo e com base na compressão simples da rocha para o trecho em maciço rochoso) foram formulados com base nos dados dos materiais de regiões específicas estudadas. Assim, são equações distintas e que geram resultados completamente distintos.

Outra peculiaridade existente neste trabalho foi a existência de poucos ensaios à compressão simples nas rochas matriz da área em estudo. Os ensaios foram concentrados em pequena região. Contudo, optou-se por utilizar a hipótese que as

amostras representariam toda a região em estudo e, assim, optou-se pela utilização dos valores médios das amostras para o cálculo da capacidade de carga das estacas no trecho em maciço rochoso, ao invés de arbitrar um valor teórico existente nas literaturas.

Os ensaios de compressão realizados nas amostras de rocha da região em estudo retornaram valores relativamente baixos de resistência à compressão da rocha matriz. Conforme apresentado na Tabela 19, os valores de q_u variaram entre 37,6 MPa e 111,5 MPa. Para se considerar, contudo, o efeito das descontinuidades do maciço rochoso ao testemunho de rocha matriz ensaiada aplicou-se a equação (3.24), proposta por Zhang (2010, apud Zhang 2016), com base no RQD.

O RQD médio das sondagens foi de 25% (sendo este valor aplicado às amostras 1 e 4, cujas sondagens não foram localizadas). A aplicação da equação (3.24) em conjunto com o RQD contido nas sondagens para os metros iniciais resultou em valores de resistência à compressão (corrigidos) baixos, principalmente quando comparados à resistência característica do concreto da estaca (20 MPa para as estacas em análise). Assim, o maciço rochoso determinou a resistência da estaca e não a adesão argamassa-rocha.

Para análise da resistência devido ao atrito lateral do trecho de estaca embutida em maciço rochoso, o coeficiente α a serem aplicados à equação generalizada (equação (3.17)) para os métodos de Rosemberg e Journeaux (limite inferior de 0,375), Rowe e Armitage e Zhang são relativamente próximos: 0,375, 0,45 e 0,4, respectivamente, para o coeficiente $\beta = 0,5$.

Os métodos propostos por Horvath e Kenney e Carter e Kulhawy apresentam, praticamente, os mesmos coeficientes α : 0,21 a 0,25 para o primeiro método e 0,20 para o segundo, também para o $\beta = 0,5$, gerando valores de resistência lateral bem inferiores aos 3 primeiros métodos apresentados.

O método proposto por Poulos e Davis contém uma relação direta entre a resistência à compressão simples e a resistência devido ao atrito lateral (equação 2.17), ou seja, o coeficiente $\beta = 1$. Contudo, a resistência ao atrito lateral é calculada em função da resistência unitária de ponta (também calculada em razão direta da resistência à compressão simples da rocha).

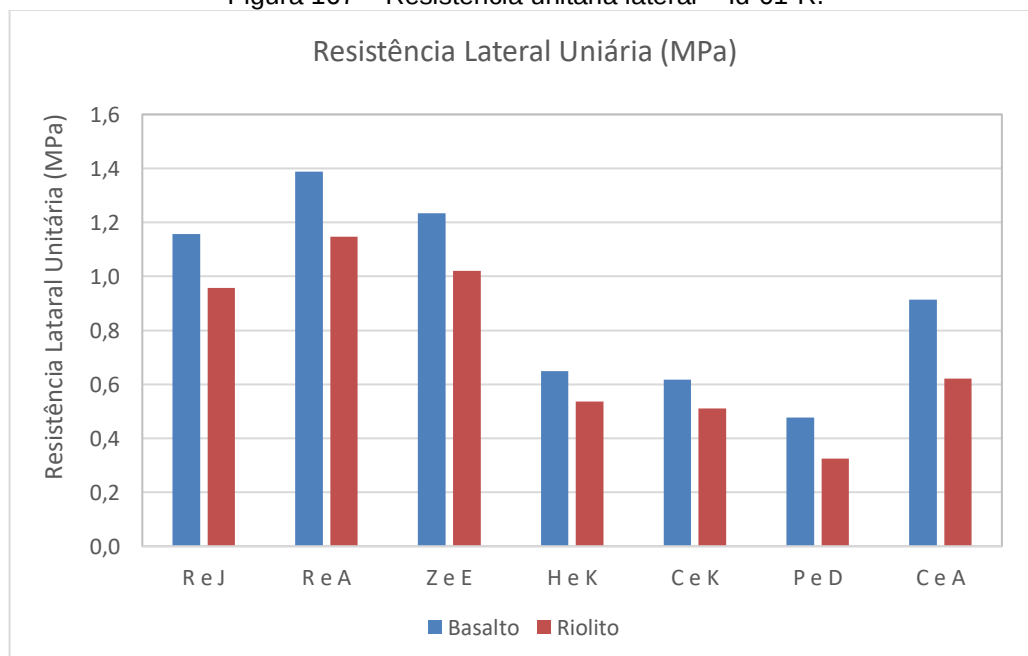
O método proposto por Cabral e Antunes parte do valor da resistência à compressão simples da rocha, sem a aplicação da redução proposta por Zhang (2010,

apud Zhang 2016), uma vez que o método já prevê coeficientes de redução para consideração da presença de fissuras e fendas, correlacionando-as com o grau de alteração da rocha. Adotando-se o valor de $\beta_{P0} = 4$ (conservador) e $\beta_0 = 12\%$ (rocha pouco alterada a sã), obtém-se o coeficiente de redução $\beta_P = 0,48$ a ser aplicado.

O gráfico da Figura 167 apresenta o comparativo entre a resistência lateral unitária das estacas no trecho em maciço rochoso, calculado para estes métodos, em função da resistência à compressão (média) da rocha matriz, para a estaca Id-01-R. Neste gráfico fica claro a semelhança entre os métodos de ReJ, ReA e ZeE, bem como a semelhança entre os métodos de HeK, CeK e PeD. O método proposto por CeA resultou valores intermediários.

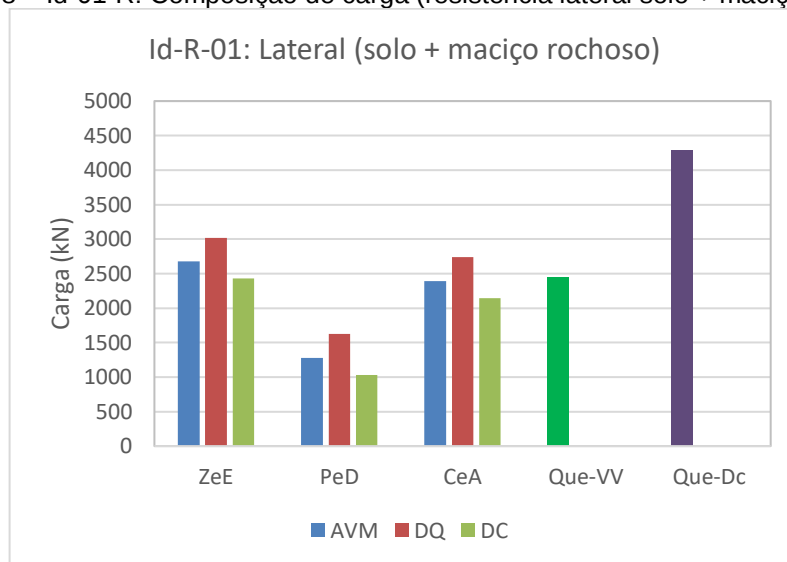
O gráfico da Figura 168 apresenta o comparativo realizado entre os métodos de Z e E, P e D e C e A, para a estaca 1, combinados às situações com consideração da parcela de resistência devido ao atrito lateral do trecho em solo. Apresenta-se neste gráfico, também, as cargas de ruptura extrapoladas pelo método de Van der Veen (Que-VV) e pelo método da rigidez (Que-Dc).

Figura 167 – Resistência unitária lateral – Id-01-R.



Fonte: Autora.

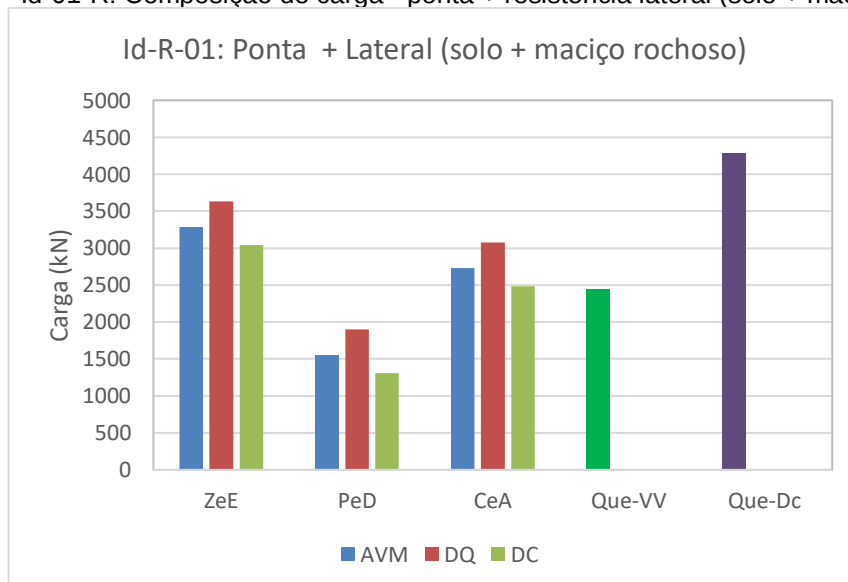
Figura 168 – Id-01-R: Composição de carga (resistência lateral solo + maciço rochoso).



Fonte: Autora.

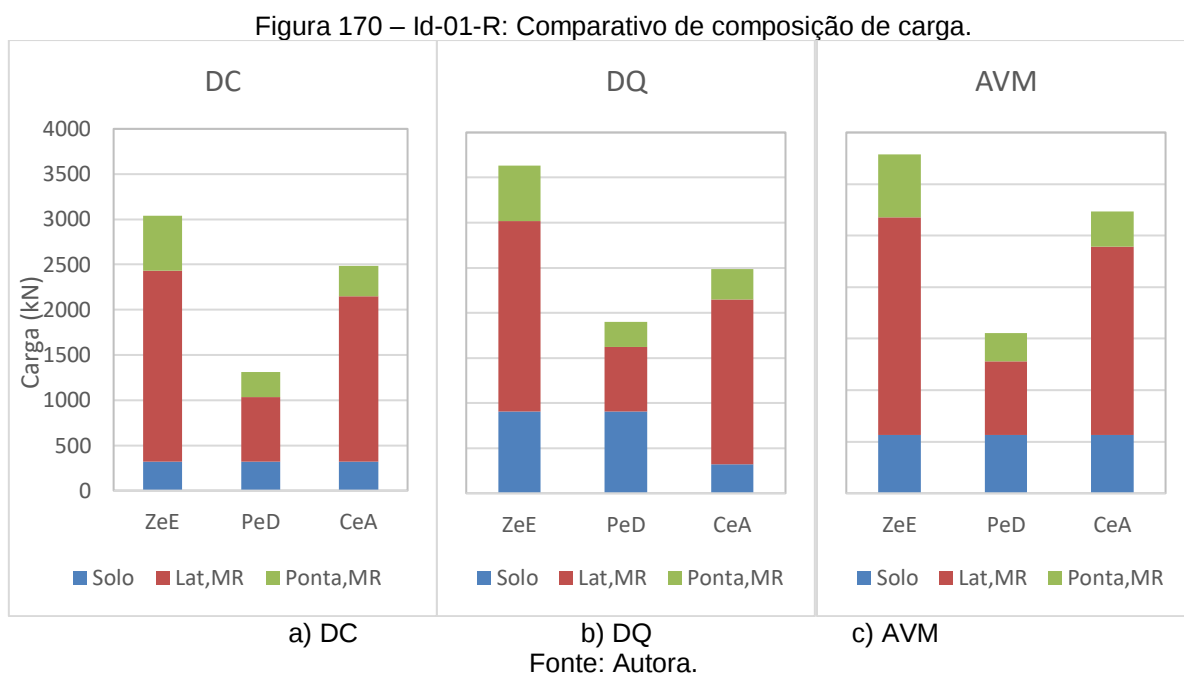
A capacidade de carga a partir dos métodos semi-empíricos de AVM e DC para o trecho de estaca em solo acrescidas da parcela de atrito lateral do trecho em maciço rochoso pelos métodos de Z e E e C e A apresentaram valores bem próximos à carga de ruptura extrapolada por VV. A capacidade de carga da estaca contendo as combinações com PeD apresentaram valores muito abaixo da carga extrapolada por VV. Todas as combinações apresentadas ficaram distantes da carga de ruptura extrapolada por Dc.

Figura 169 – Id-01-R: Composição de carga - ponta + resistência lateral (solo + maciço rochoso).



Fonte: Autora.

A Figura 170 apresenta o comparativo da composição de cargas, com a parcela de resistência devido ao atrito lateral do trecho em solo calculada pelos métodos semi-empíricos de DC, DQ e AVM, respectivamente, de onde pode-se aferir a proporção entre as parcelas no valor final da capacidade de carga da estaca (estaca com 2,0 m de embutimento, com diâmetro no trecho em maciço rochoso de 31 cm e rocha matriz basalto).



Verifica-se a pouca influência exercida pela resistência devido ao atrito lateral o trecho em solo (mesmo para o método de DQ, com os maiores valores). Em relação à resistência de ponta, observa-se o maior valor calculado para o método de Z e E.

Dado à grande quantidade de dados presentes nas avaliações, os resultados foram apresentados em grupos, montados a partir do tipo de rocha matriz (basalto ou riolito), e do comprimento da estaca no trecho de embutimento em maciço rochoso (embutimento de 2m e 3 m).

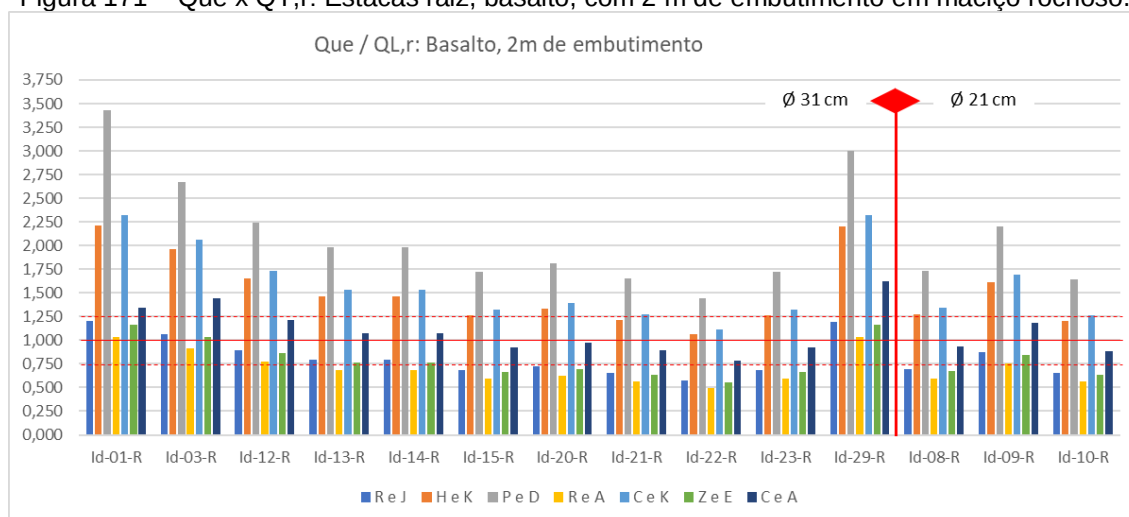
Assim como apresentado para a estaca 1, a parcela devido ao atrito lateral no trecho em maciço rochoso comanda a composição de carga das estacas em análise, apesar do pouco comprimento embutido.

Os resultados gerados demonstraram que, para as estacas do tipo raiz presentes neste estudo, em comparação à carga de ruptura extrapolada por Van der

Veen, a previsão da capacidade de carga foi compatível com a consideração apenas da parcela de resistência devido ao atrito lateral no trecho em maciço rochoso. A consideração adicional da parcela do atrito lateral do trecho em solo superestimou, muito, os resultados obtidos.

Por sua vez, a Figura 171 apresenta a relação entre a carga de ruptura por Van der Veen (Que) e a carga prevista para as estacas, considerando apenas a contribuição da parcela devido ao atrito lateral no trecho em maciço rochoso (QL,r), para as estacas com 2,0 m de embutimento e rocha matriz basalto. Esta relação, para estacas com embutimento em maciço rochoso de 3,0 m é apresentada na Figura 172.

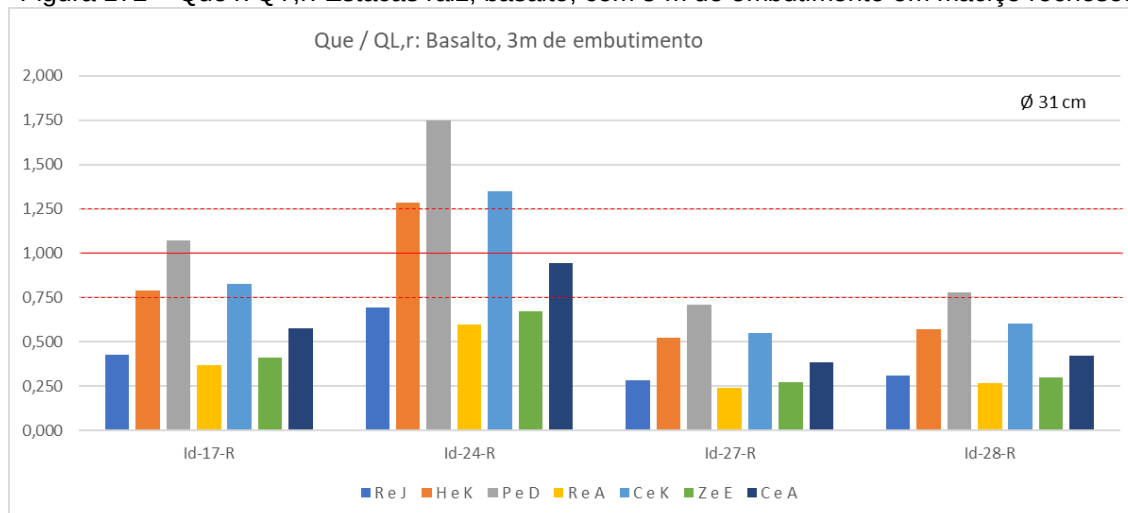
Figura 171 – Que x QT,r: Estacas raiz, basalto, com 2 m de embutimento em maciço rochoso.



Fonte: Autora.

Conforme apresentado, para 2,0 m de embutimento, os valores previstos foram aderentes à carga de ruptura obtida a partir da extrapolação por Van der Veen, praticamente para todos os métodos apresentados, considerando uma faixa arbitrada de aceitação em $\pm 25\%$, sendo que o método de P e D subestimaria muito a previsão, enquanto que o método de R e A apresentou os valores menos conservadores. Para as estacas com 3,0 m de embutimento, observa-se que a previsão da capacidade de carga passa a ficar superestimada, com relações entre Que e QL,r menores do que 1,0.

Figura 172 – Que x QT,r: Estacas raiz, basalto, com 3 m de embutimento em maciço rochoso.

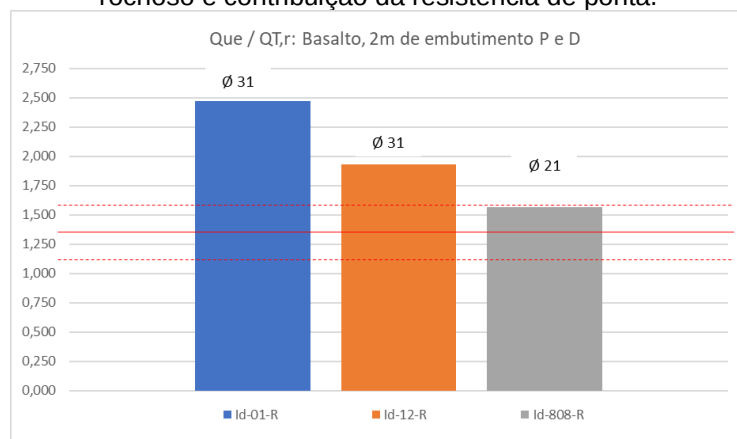


Fonte: Autora.

Conforme pode ser visualizado nos gráficos apresentados (Figura 171 e Figura 172), a consideração apenas da contribuição das parcelas devido ao atrito lateral, apenas do trecho em maciço rochoso (ou com o acréscimo da parcela lateral do solo a este valor), já superestimam a previsão da capacidade de carga para os métodos apresentados (visto que a relação entre Que e QL é menor do que 1,0), com exceção do método de Poulos e Davis, em que a carga de ruptura foi muito maior do que a carga prevista com a aplicação deste método. Em algumas estacas, os métodos de H e K e C e K apresentaram também valores subestimados, mas, na maioria, estes métodos também apresentaram valores superestimados.

Em relação ao método de P e D (Poulos e Davis, 1980), ainda que se inclua a contribuição da resistência da ponta na composição da capacidade de carga das estacas para que, assim, a carga prevista se aproxime mais da carga de ruptura por Van der Veen, este método subestimou a capacidade de carga quando comparada com a carga de ruptura extrapolada (mesmo com a consideração do limite superior permitido pelos autores, Poulos e Davis, 1980). A Figura 173 apresenta a relação entre a carga de ruptura por Van der Veen e a carga prevista, a partir da consideração da contribuição da resistência da ponta (em maciço rochoso) para o método de P e D, para as estacas 1 (calculada com q_u de amostra realizada próximo à estaca), e para as estacas 12 e 8 (calculadas com base na média das amostras de q_u), com diâmetros de 31 cm, 31 cm e 21 cm no trecho em maciço rochoso, respectivamente.

Figura 173 – Que (Van der Veen) x QT,r: Estacas raiz, basalto, com 2 m de embutimento em maciço rochoso e contribuição da resistência de ponta.



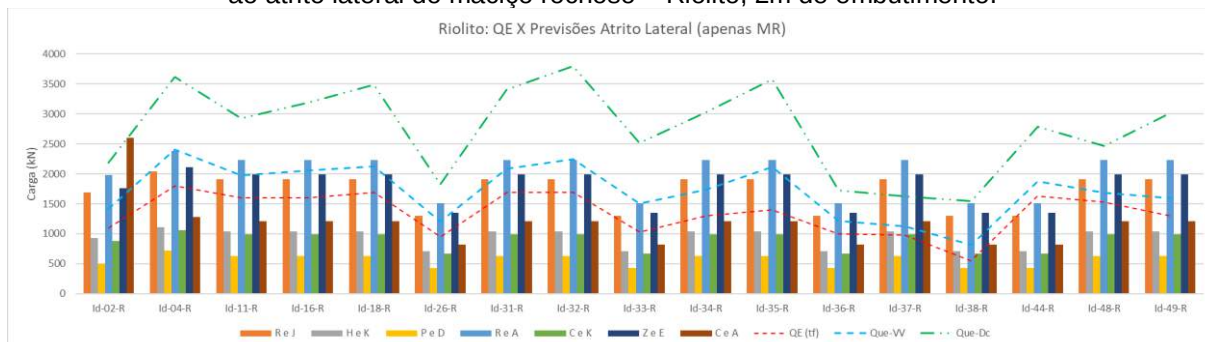
Fonte: Autora.

O acréscimo da resistência de ponta às combinações indicadas não será contabilizado, uma vez que os resultados das previsões apontadas já se apresentaram bastante superestimados quando em comparação com a carga de ruptura extrapolada por Van der Veen (1953). Estas parcelas, contudo, foram apresentadas na Tabela 43.

Na sequência, seguem sintetizados em forma de gráficos (Figura 174 a Figura 183) os resultados obtidos para as estacas parcialmente embutidas em maciço rochoso, a partir das considerações: contribuição apenas do maciço rochoso (resistência lateral) e com a contribuição do trecho em solo (resistência lateral). A resistência da ponta da estaca em maciço rochoso não foi apresentada, uma vez que as combinações citadas já forneceram previsões muito superiores à carga de ensaio.

- Contribuição apenas do Maciço Rochoso – Riolito (MR)
- 2,0 m de embutimento

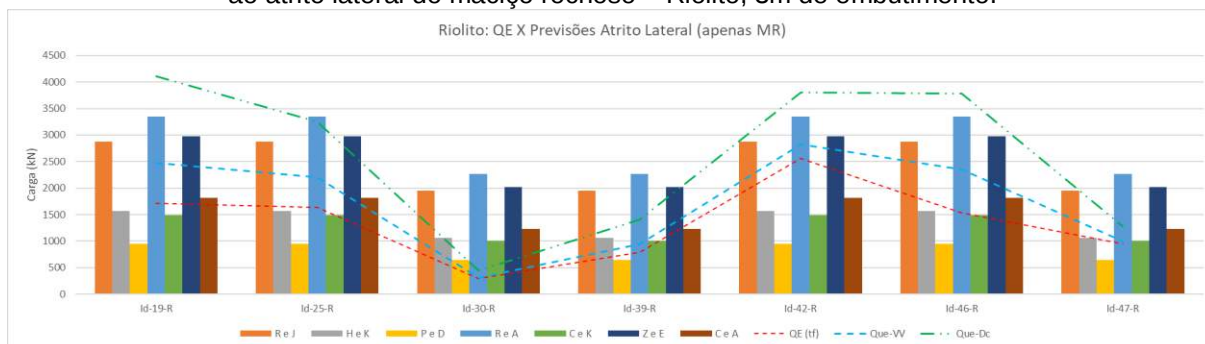
Figura 174 – Capacidade de carga (prevista), considerando apenas a contribuição da parcela devido ao atrito lateral do maciço rochoso – Riolito, 2m de embutimento.



Fonte: Autora.

- 3,0 m de embutimento

Figura 175 – Capacidade de carga (prevista), considerando apenas a contribuição da parcela devido ao atrito lateral do maciço rochoso – Riolito, 3m de embutimento.

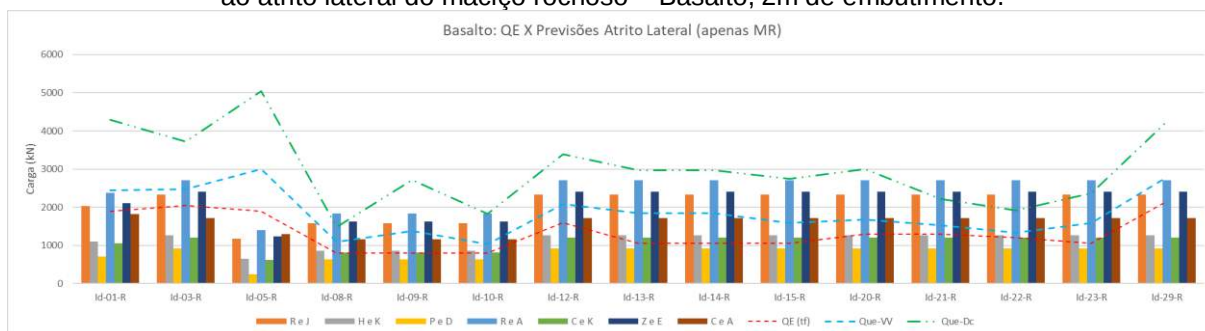


Fonte: Autora.

- Contribuição apenas do Maciço Rochoso – Basalto (MR)

- 2,0 m de embutimento

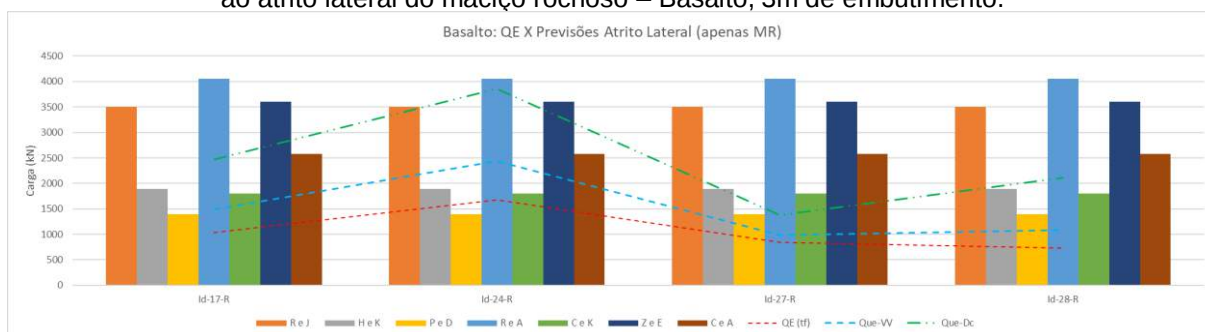
Figura 176 – Capacidade de carga (prevista), considerando apenas a contribuição da parcela devido ao atrito lateral do maciço rochoso – Basalto, 2m de embutimento.



Fonte: Autora.

- 3,0 m de embutimento

Figura 177 – Capacidade de carga (prevista), considerando apenas a contribuição da parcela devido ao atrito lateral do maciço rochoso – Basalto, 3m de embutimento.



Fonte: Autora.

- Contribuição do trecho em solo, por Aoki-Velloso-Monteiro

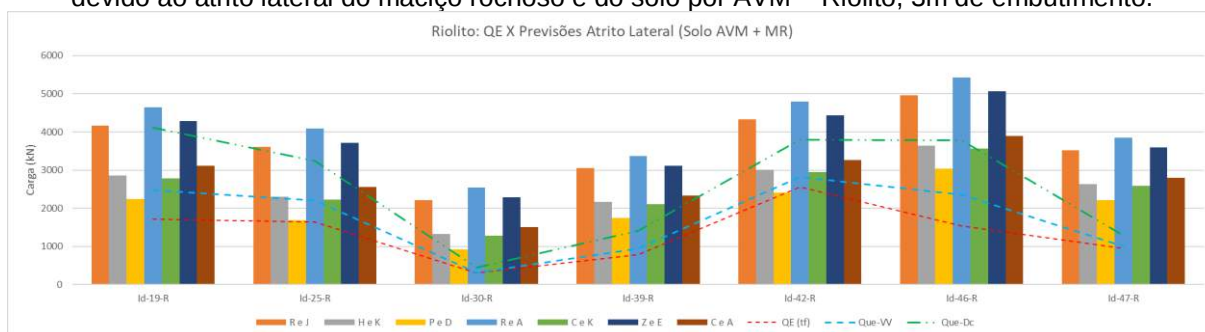
- Riolito: 2,0 m de embutimento

Figura 178 – Capacidade de carga (prevista), considerando apenas a contribuição das parcelas devido ao atrito lateral do maciço rochoso e do solo por AVM – Riolito, 2m de embutimento.



- Riolito: 3,0 m de embutimento

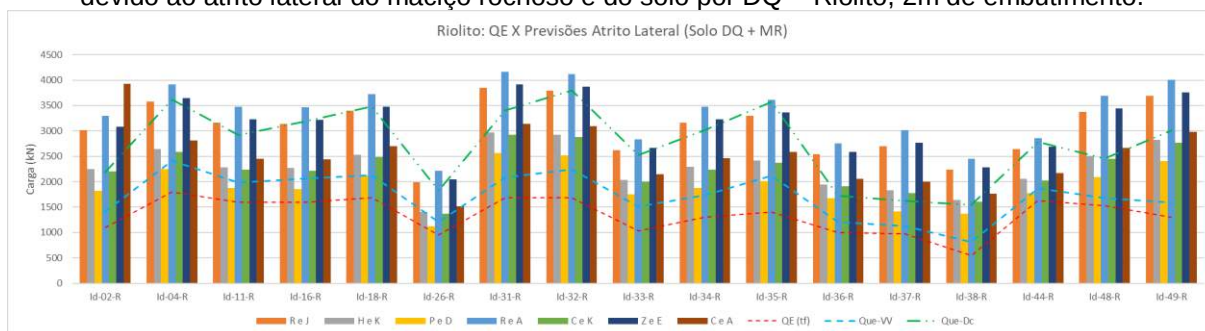
Figura 179 – Capacidade de carga (prevista), considerando apenas a contribuição das parcelas devido ao atrito lateral do maciço rochoso e do solo por AVM – Riolito, 3m de embutimento.



- Contribuição do trecho em solo, por Décourt-Quaresma

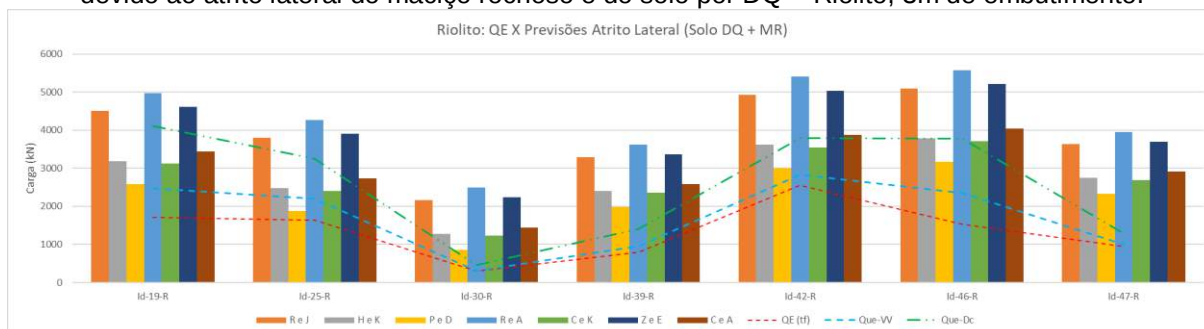
- Riolito: 2,0 m de embutimento

Figura 180– Capacidade de carga (prevista), considerando apenas a contribuição das parcelas devido ao atrito lateral do maciço rochoso e do solo por DQ – Riolito, 2m de embutimento.



- Riolito: 3,0 m de embutimento

Figura 181 – Capacidade de carga (prevista), considerando apenas a contribuição das parcelas devido ao atrito lateral do maciço rochoso e do solo por DQ – Riolito, 3m de embutimento.

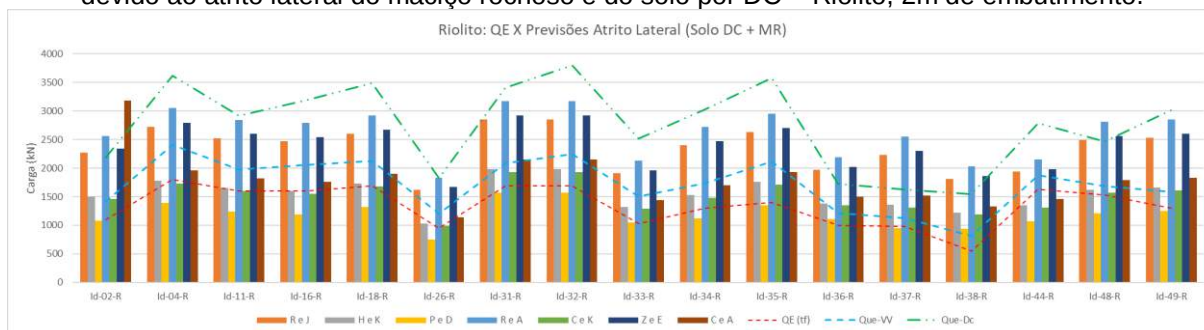


Fonte: Autora.

- Contribuição do trecho em solo, por David Cabral

- Riolito, 2,0 m de embutimento

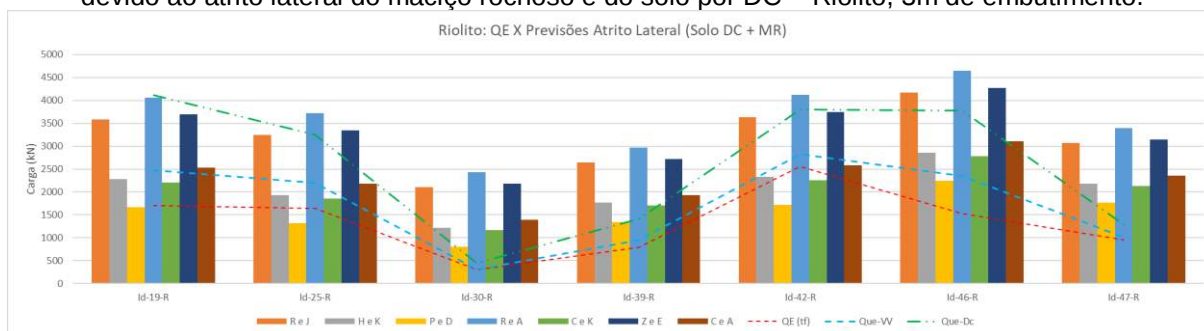
Figura 182 – Capacidade de carga (prevista), considerando apenas a contribuição das parcelas devido ao atrito lateral do maciço rochoso e do solo por DC – Riolito, 2m de embutimento.



Fonte: Autora.

- 3,0 m de embutimento

Figura 183 – Capacidade de carga (prevista), considerando apenas a contribuição das parcelas devido ao atrito lateral do maciço rochoso e do solo por DC – Riolito, 3m de embutimento.



Fonte: Autora.

As composições de capacidade de carga envolvendo o método proposto por R e A (Rowe e Armitage, 1984), apresentaram valores menos conservativos (maiores valores de previsão, maior relação), sendo a situação mais conservadora a que contém a combinação dos valores com P e D (Poulos e Davis, 1980).

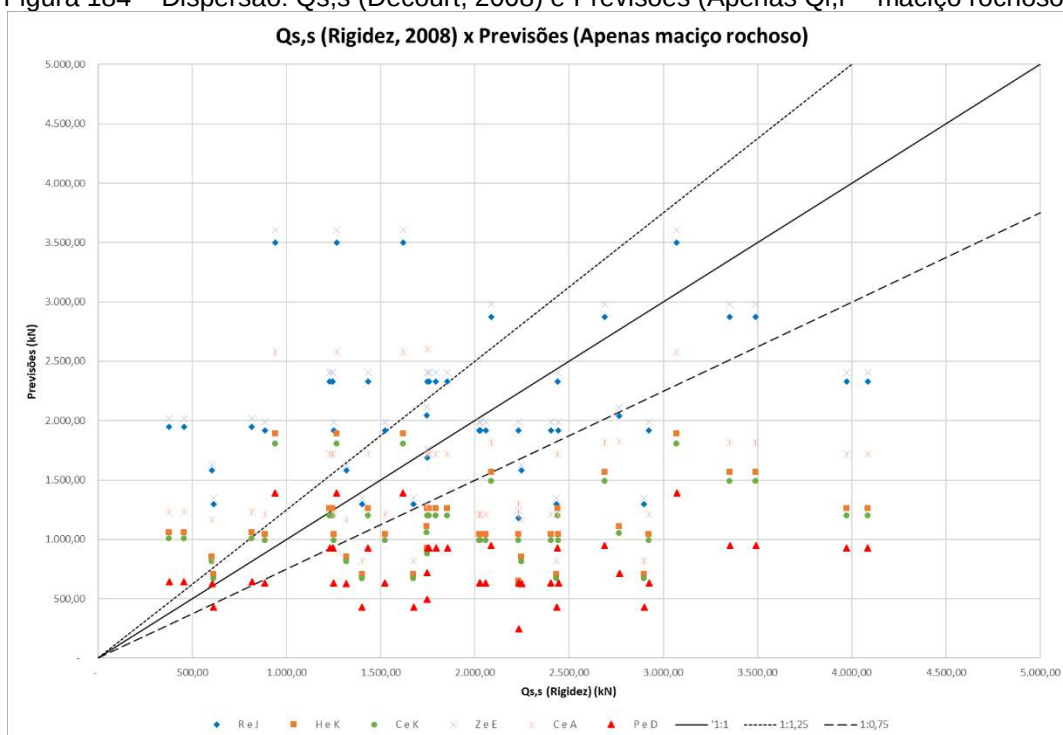
Para estas estacas, o método de Davi-Cabral (para obtenção da resistência lateral no trecho em solo) acrescido da resistência lateral no trecho em maciço rochoso pelos métodos apresentados apresentou maior aderência em relação à carga de ruptura obtida por meio do método de Van der Veen. Para a maior parte das estacas, o resultado obtido pode ser enquadrado na faixa arbitrada de aceitação de 25%. Contudo, pode ser verificado que a capacidade de carga (prevista) obtida da forma mencionada estaria superestimada em relação à carga de ruptura, uma vez que a relação entre a carga de ruptura extrapolada e a carga prevista (Q_{ue}/Q_T) gerou valores menores do que 1.

6.2.6.3 Estacas parcialmente embutidas em maciço rochoso – Parcela devido ao atrito lateral

Os métodos propostos por Décourt (1996, 2008), Massad (1992) e Massad e Lazzo (1998) permitiram a identificação (separação) da parcela devido ao atrito lateral das provas de carga realizadas na área de estudo. Assim como realizado para as estacas do tipo hélice contínua e para as estacas raiz executadas totalmente em solo, a parcela devido ao atrito lateral prevista a partir dos métodos semi-empíricos (AVM, DQ e DC) terão a sua aderência verificada com os métodos de extrapolação indicados.

A Figura 184 apresenta o gráfico de dispersão entre a parcela devido ao atrito lateral por Décourt (2008), limite superior, e a parcela devido ao atrito lateral considerando apenas a contribuição do maciço rochoso. Observa-se, para a situação indicada, que a carga extrapolada (parcela lateral) foi maior que a carga prevista para a maior parte das estacas, o que afere que esta consideração, em parte, subestima os valores de previsão de carga.

Figura 184 – Dispersão: $Q_{s,s}$ (Décourt, 2008) e Previsões (Apenas $Q_{l,r}$ – maciço rochoso).



Fonte: Autora.

A Figura 185, Figura 186 e Figura 187 apresentam, por sua vez, os gráficos de dispersão entre a parcela devido ao atrito lateral pela aplicação do método da rigidez e os valores previstos por AVM, DQ e DV, respectivamente acrescidos às parcelas de atrito lateral em rocha. Com estas combinações, a condição prevista com a metodologia proposta por R e J superestimaria os valores para todas as situações apresentadas.

Os valores contendo as combinações de carga com o método semi-empírico de DC para o trecho em solo apresentou os valores mais aderentes à parcela de atrito lateral de Décourt (2008).

Figura 185 – Dispersão: Qs,s (Décourt, 2008) e Previsões (AVM).

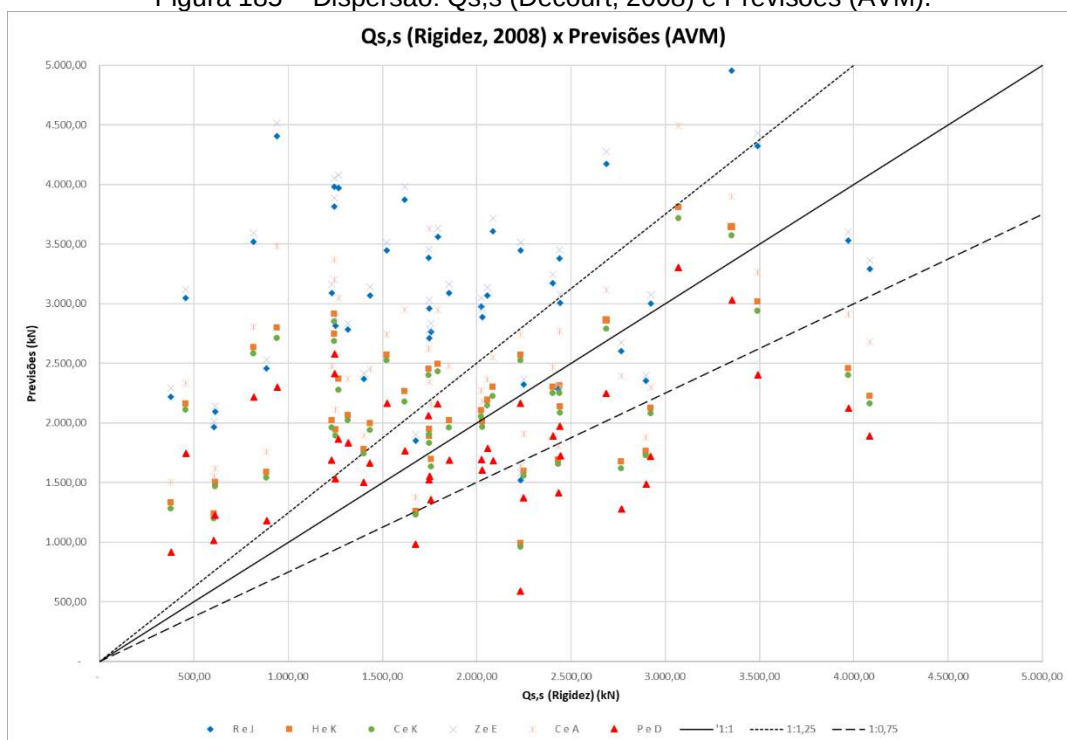


Figura 186– Dispersão: Qs,s (Décourt, 2008) e Previsões (DQ).

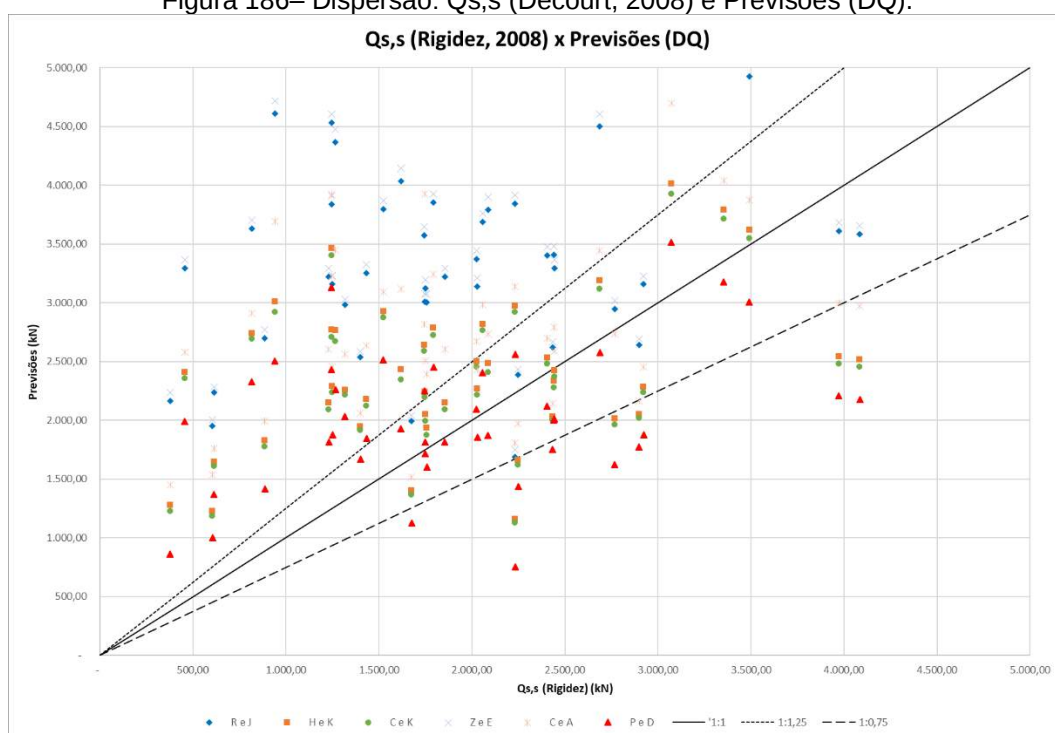
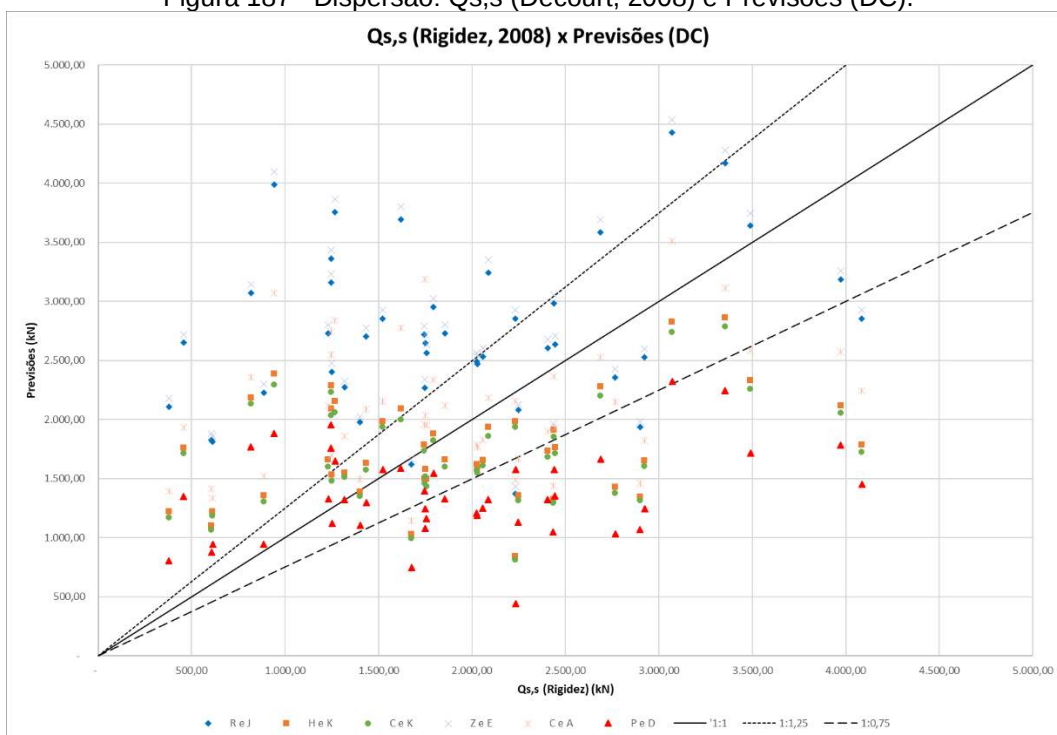


Figura 187– Dispersão: Qs,s (Décourt, 2008) e Previsões (DC).



Fonte: Autora.

O método de DC foi o mais conservativo, nas situações indicadas. A comparação com o método da rigidez (Figura 185 e Figura 186), para os métodos de AVM e DQ, apresentaram menor dispersão dos valores, quando comparado aos valores obtidos pela aplicação do M2R (Figura 189). Contudo, o método da rigidez (devido à utilização do limite superior da parcela de atrito lateral), resultou em valores muito superiores aos previstos (relações menores que 1,0).

A Figura 188 e Figura 189 apresentam os gráficos de dispersão, montados a partir da consideração do trecho em rocha atuando como uma ponta fictícia, com as parcelas devido ao atrito lateral pelo método da rigidez e pelo M2R, respectivamente. A parcela de resistência devido ao atrito lateral foi contabilizada apenas a partir da contribuição do trecho em solo, uma vez que o trecho em rocha é considerado como “atuação da ponta” (parcela de resistência devido à ponta).

O método de DC foi o mais conservativo, nas situações indicadas.

A comparação com o método da rigidez (Figura 188), para os métodos de AVM e DQ, apresentaram menor dispersão dos valores, quando comparado aos valores obtidos pela aplicação do M2R (Figura 189). Contudo, o método da rigidez (devido à utilização do limite superior da parcela de atrito lateral), resultou em valores muito superiores aos previstos (relações menores que 1,0).

Figura 188 - $Q_{s,s}$ (Rigidez, 2008) x Previsões (Apenas solo).

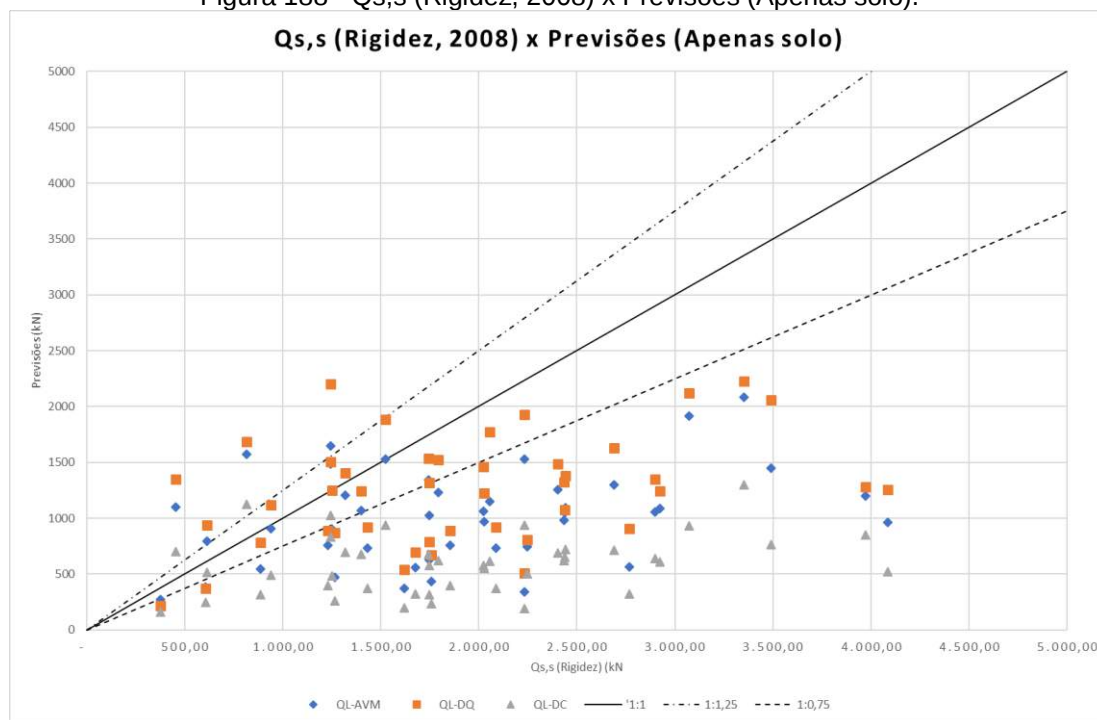
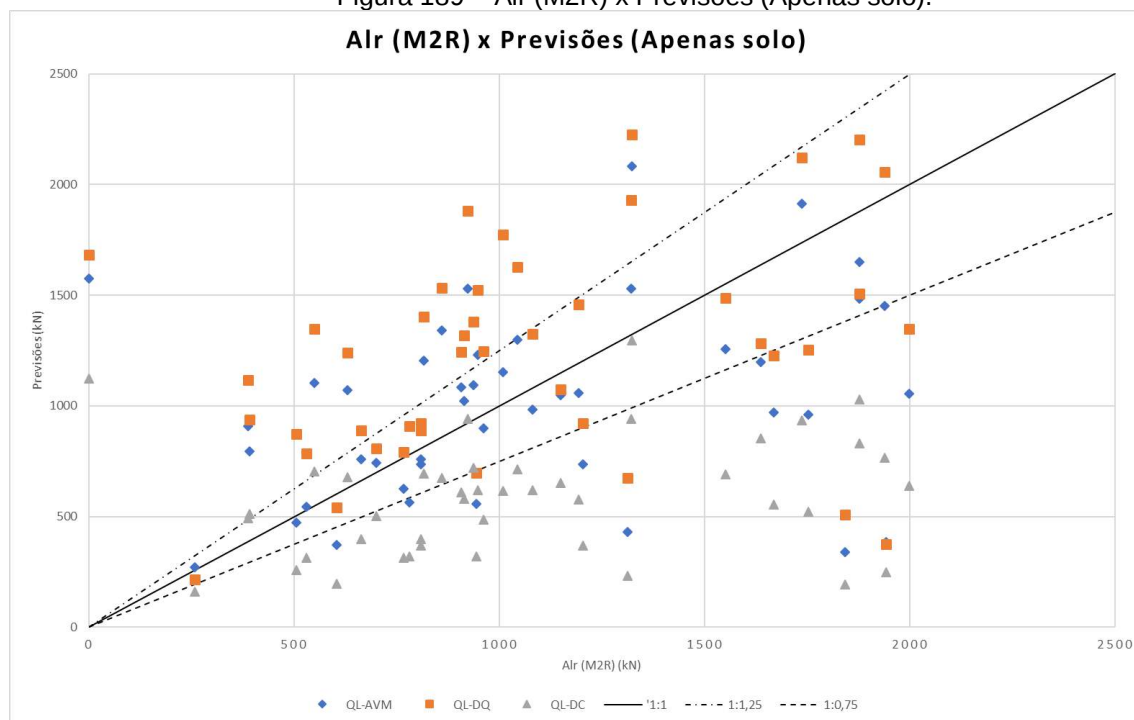


Figura 189 – A_{lr} (M2R) x Previsões (Apenas solo).



6.3 SÍNTESE

As provas de carga foram realizadas com a finalidade de verificar a conformidade com o projeto, isto é, com o objetivo de validar o coeficiente de segurança (igual a 2,0) e liberar o estaqueamento conforme prescrições da NBR 6122 (ABNT, 2010). Além de não haver instrumentação em profundidade das estacas ensaiadas, o que permitiria a verificação das extrapolações realizadas a partir da análise das curvas carga vs recalque, não se obteve os registros referentes aos cuidados durante a execução das estacas a serem ensaiadas, apesar de sua existência devido aos procedimentos executivos seguidos durante o empreendimento. Ainda, não há, necessariamente, uma sondagem de referência próxima o suficiente da estaca para garantir que os resultados obtidos neste estudo sejam mais exatos possível. Pode-se citar, por exemplo, situações neste estudo em que a sondagem rotativa de referência utilizada para a obtenção das características da rocha encontrava-se distante em mais de 80,0 m da estaca executada.

Dada a irregularidade do perfil mostrado durante a apresentação da área de estudo, os dados resultantes aqui apresentados podem sofrer alterações significativas com a utilização de alguma outra sondagem mais próxima da estaca executada.

A síntese dos resultados obtidos será apresentada, na sequência, segregados por tipo de estaca analisado.

- **Estacas hélice contínua**

A partir do coeficiente de dispersão (R^2) obtido dos valores de carga de ruptura, avaliou-se que o método de Van der Veen apresentou resultados mais confiáveis que os demais métodos analisados. A confiabilidade dos resultados obtidos foi também verificada a partir do critério proposto por Cintra et al. (2013), que classificam as extrapolações em faixas (confiável aceitável, tolerável e inaceitável) a partir da relação da carga extrapolada com a carga do ensaio.

Os valores obtidos por outros métodos de extrapolação aplicados foram maiores que os obtidos por Van der Veen. Contudo, devido ao não desenvolvimento da prova de carga até a ruptura ou até o desenvolvimento de maiores deslocamentos,

a aplicação destes métodos torna-se menos confiável, o que pôde ser verificado pelos coeficientes de determinação obtidos.

Em relação à resistência devido ao atrito lateral, o método da rigidez (Décourt, 2008) apresentou valores mais aderentes ao método de Décourt-Quaresma (1978, 1996). Os métodos propostos por Massad (1992) e o método proposto por Massad e Lazzo (1998), apesar da maior dificuldade de aplicação quando comparado aos outros métodos de extrapolação, apresentaram valores próximos (apesar de superiores) aos obtidos pelo método da rigidez (2008) para a maior parte das análises.

- **Estacas raiz**

Em relação às estacas tipo raiz executadas totalmente em solo avaliadas, o método proposto por David Cabral (1996) foi o que apresentou resultados mais compatíveis com a carga de ruptura extrapolada a partir da aplicação do método de Van der Veen (1953). Os métodos de Aoki-Velloso (1975) modificado por Monteiro (1997) e o método de Décourt-Quaresma (1978, 1982), em relação à carga de ruptura de Van der Veen (1953) mostraram-se superestimados. A contribuição da resistência de ponta foi também desconsiderada, uma vez que os resultados com esta consideração superestimavam, muito, a capacidade de carga prevista para as estacas, quando comparadas com a carga extrapolada de ruptura de Van der Veen. Ao realizar a comparação da parcela de atrito lateral e ponta a partir do método da rigidez, o método semi-empírico proposto por David Cabral foi o que foi mais aderente aos resultados.

A verificação da aderência dos métodos semi-empíricos aos resultados extrapolados para as provas de carga realizadas não permitiu a aferição de uma “metodologia mais aderente”, em relação à identificação da parcela de resistência devido ao atrito lateral. Estes valores, obtidos a partir do método da Rigidez (Décourt, 2008) e do M2R (Massad e Lazzo, 1998) apresentaram relações bem dispersas com as previsões realizadas. Fez-se comparações considerando apenas a atuação do trecho em solo (tratando o trecho em maciço rochoso como uma ponta fictícia) e com a soma das parcelas dos trechos em maciço rochoso e em solo. Na primeira situação, o M2R apresentou valores menos dispersos que o método da rigidez. Contudo, boa

parte das estacas analisadas foram classificadas como intermediárias e, assim os resultados obtidos pela aplicação pelo M2R merecem uma análise mais detalhada.

Para a segunda análise, a parcela de atrito lateral prevista mostrou-se superdimensionada em relação às extrapolações realizadas.

7 CASOS ESPECIAIS

Serão apresentados, nos itens a seguir, situações de provas de carga estática em que não foi possível uma boa análise da curva carga vs recalque.

7.1 INTRODUÇÃO

O objetivo deste capítulo foi a apresentação, de forma breve e simplificada, de algumas situações em que não foi possível uma boa análise da curva carga vs recalque das provas de carga realizadas na área de estudo.

Serão apresentadas análises realizadas em duas provas de carga em estacas do tipo raiz, ensaiadas até a carga de ensaio e finalizadas sem grandes recalques e que, devido à forma da curva carga vs recalque, as cargas extrapoladas apresentaram valores inconsistentes.

Alguns exemplos de outras provas de carga realizadas na região e que não foram levadas à 100% da carga de ensaio serão apresentadas: uma prova de carga paralisada devido à ocorrência de grandes recalques (deslocamentos), o que sinalizaria para a ruptura da estaca, uma prova de carga paralisada devido à rotação do bloco de coroamento da estaca, uma prova de carga paralisada devido à ocorrência de deslocamentos abruptos (sinal de má integridade do fuste) e uma prova de carga paralisada devido ao deslocamento excessivo da estaca de reação.

7.2 Estacas tipo raiz com ensaio finalizado

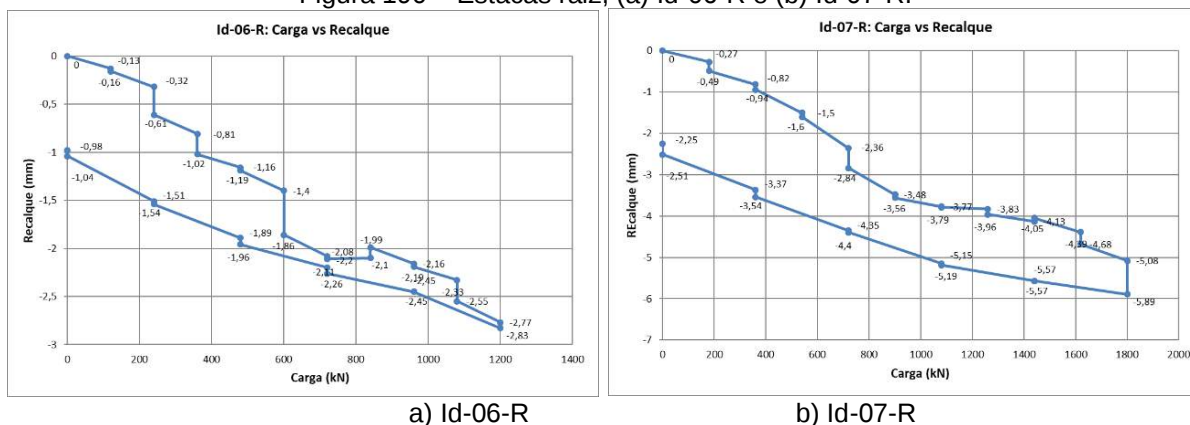
A Figura 190 apresenta a curva carga vs recalque de 02 (duas) estacas tipo raiz, com embutimento em rocha (estacas Id-06-R e Id-07-R).

A estaca Id-06-R é uma estaca tipo raiz, parcialmente embutida em maciço rochoso. O comprimento total desta estaca é 8,5 m, sendo 2,0 m de embutimento no maciço rochoso. O diâmetro no trecho em solo foi de 41 cm, sendo reduzido para 31 cm no trecho em maciço rochoso. A estaca foi ensaiada até uma carga de 1.200 kN, obtendo um deslocamento de 2,83 mm.

A estaca Id-07-R é uma estaca tipo raiz, parcialmente embutida em maciço rochoso. O comprimento total desta estaca é 10 m, sendo 2,0 m de embutimento no maciço rochoso. O diâmetro no trecho em solo foi de 41 cm, sendo reduzido para 31

cm no trecho em maciço rochoso. A estaca foi ensaiada até uma carga de 1.800 kN, obtendo um deslocamento de 5,89 mm.

Figura 190 – Estacas raiz, (a) Id-06-R e (b) Id-07-R.



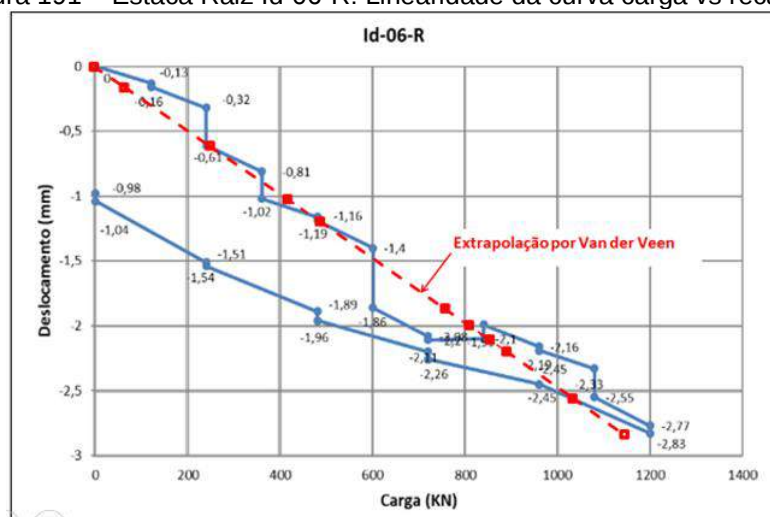
Fonte: Autora.

Estas provas de carga foram realizadas até o final da carga de ensaio, validando o coeficiente de segurança 2,0. Observa-se que não houve grandes deslocamentos.

Devido ao comportamento da curva carga vs recalque destas provas de carga, a aplicação de alguns métodos de extrapolação não retornou resultados coerentes.

A aplicação do método de Van der Veen (1953) à estaca Id-06-R, por exemplo, leva à obtenção de uma carga de ruptura extrapolada de $Q_{ue} = 25.150 \text{ kN}$ para um coeficiente de determinação da reta de ajuste de $R^2 = 0,987$. Nesta situação, o deslocamento equivalente à $\delta = 608 \text{ mm}$. Para a estaca Id-07-R, o coeficiente de determinação da melhor reta ajustada aos pontos da prova de carga foi de $R^2 = 0,987$, o que gerou a carga de ruptura extrapolada de $Q_{ue} = 37.560 \text{ kN}$ e deslocamento equivalente de $\delta = 974 \text{ mm}$. Estes valores elevados obtidos são justificados pelo linearidade da curva no trecho de carregamento (Figura 191).

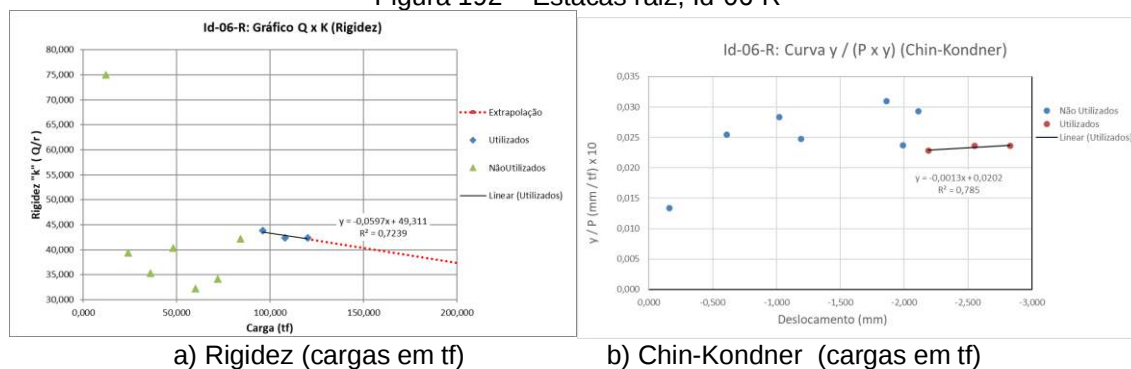
Figura 191 – Estaca Raiz Id-06-R: Linearidade da curva carga vs recalque.



Fonte: Autora.

Apesar de retornar cargas extrapoladas menores, a aplicação do método da rigidez (Décourt, 1996) e o método de Chin-Kondner (1970) também apresentaram valores incoerentes, conforme pode ser avaliado a partir da análise da Figura 192 e da Figura 193.

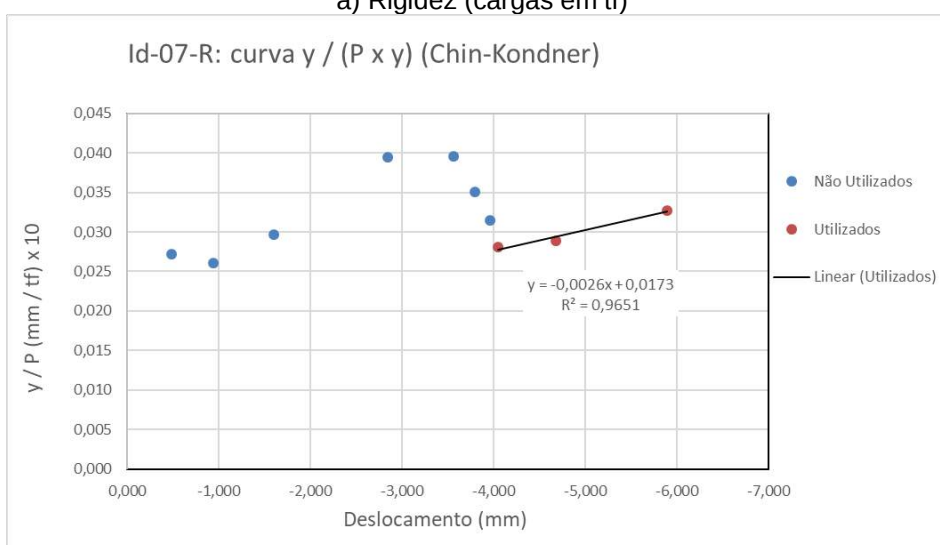
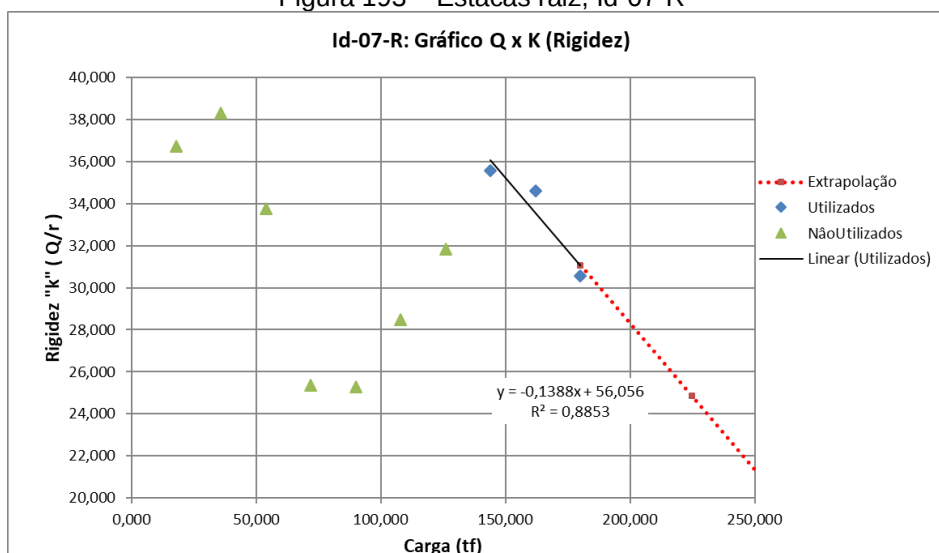
Figura 192 – Estacas raiz, Id-06-R



Fonte: Autora.

O coeficiente de determinação para a estaca Id-06-R, $R^2 = 0,723$ e $R^2 = 0,785$, para os métodos da rigidez e de Chin-Kondner (1970), respectivamente, o que não aponta para bons resultados (metodologias apontam para R^2 esperado em torno de 0,99 para bons resultados). A carga de ruptura extrapolada para os métodos indicados foi de $Q_{ue} = 8.260 \text{ kN}$ para o método da rigidez e de $Q_{ue} = 7.989 \text{ kN}$ para o método de Chin-Kondner.

Figura 193 – Estacas raiz, Id-07-R



Fonte: Autora.

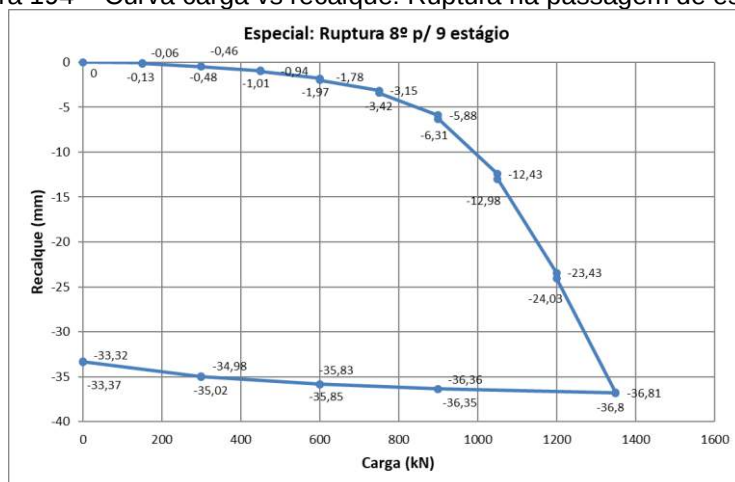
O coeficiente de determinação para a estaca Id-07-R, $R^2 = 0,885$ e $R^2 = 0,965$, para os métodos da rigidez e de Chin-Kondner (1970), respectivamente. Apesar dos melhores coeficientes de determinação quando comparados aos da estaca Id-06-R, estes valores ainda não são satisfatórios para consideração do resultado como bom. A carga de ruptura extrapolada para os métodos indicados foi de $Q_{ue} = 4.040 \text{ kN}$ para o método da rigidez e de $Q_{ue} = 3.864 \text{ kN}$ para o método de Chin-Kondner.

7.3 Ruptura na passagem de estágio

A Figura 194 apresenta a curva carga vs recalque de uma prova de carga estática realizada em estaca tipo hélice contínua, Ø 50 cm e comprimento de 9,0 m. A carga de ensaio prevista era de $Q_e = 1500$ kN, aplicado em 10 estágios de 150 kN cada.

O ensaio foi composto por 4 estacas de reação. Conforme relatório emitido pelo executante da prova de carga, esta prova de carga não se desenvolveu conforme esperado. A estaca sofreu uma ruptura na passagem do 8º para o 9º estágio, apresentando recalque superior a 35mm.

Figura 194 – Curva carga vs recalque: Ruptura na passagem de estágio.

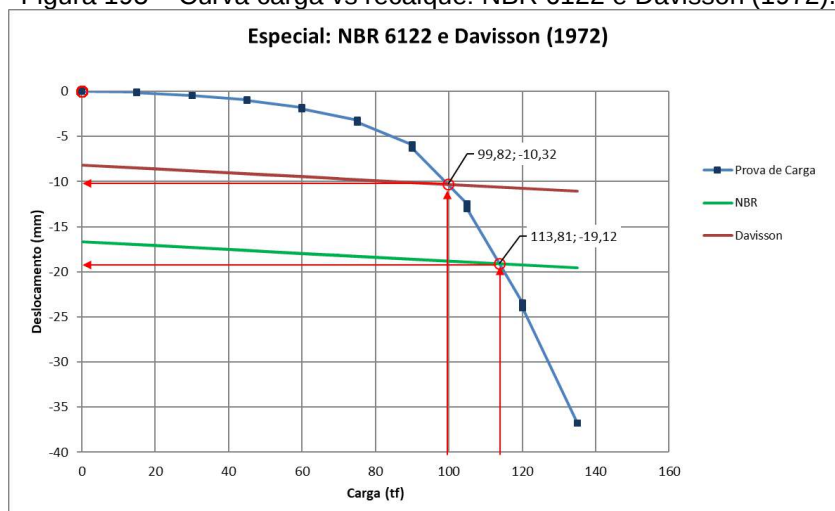


Fonte: Autora.

Após uma hora do final do descarregamento, iniciou-se a etapa de descarregamento, composta por 4 estágios. O deslocamento atingido para a carga máxima aplicada ($Q_e = 1350$ kN) foi de $\delta_{máx} = 35,81$ mm, com deslocamento residual de $\delta_{res} = 33,32$ mm.

Para esta estaca foi possível a aplicação das metodologias propostas por Davisson (1972) e pela NBR 6122 (ABNT, 2010), obtendo-se cargas de ruptura convencionada de $Q_{u,c} = 11380,1$ kN pela NBR 6122 e de $Q_{u,c} = 998,2$ kN por Davisson (1972), com respectivos deslocamentos de $\delta = 19,12$ mm e $\delta = 10,32$ mm.

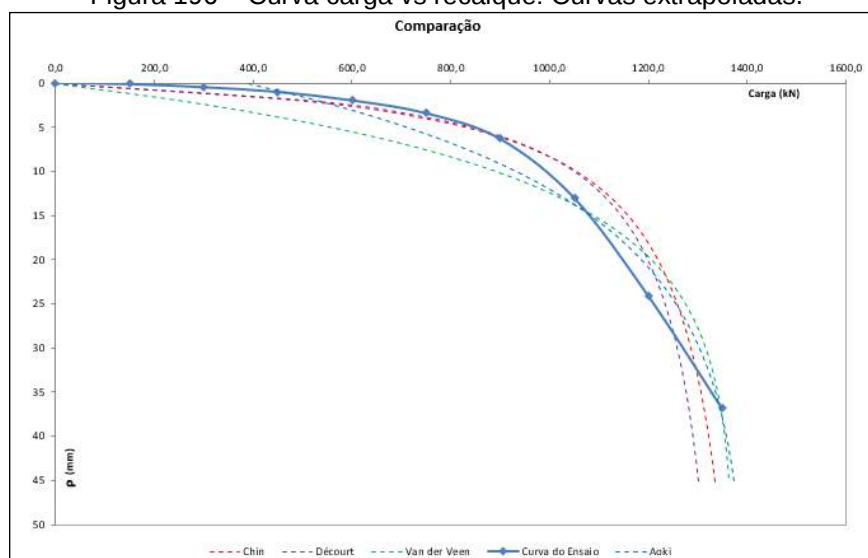
Figura 195 – Curva carga vs recalque: NBR 6122 e Davisson (1972).



Fonte: Autora.

Neste caso, por haver ruptura durante o ensaio, não seria necessário a aplicação dos métodos de extrapolação em busca da carga de ruptura (extrapolada). Em uma tentativa de aplicação dos métodos de Van der Veen (1953), Décourt (1996) e Chin-Kondner (1970), verifica-se a obtenção de uma carga de ruptura maior do que a ruptura real sem, contudo, ajuste da curva extrapolada à curva real (Figura 196).

Figura 196 – Curva carga vs recalque: Curvas extrapoladas.



Fonte: Autora.

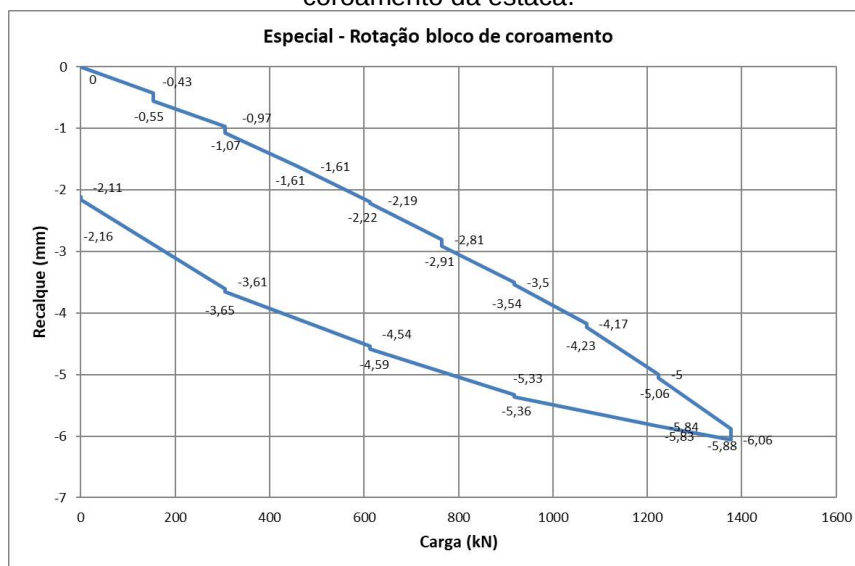
7.4 Rotação do bloco de coroamento da estaca

A situação aqui apresentada trata de finalização de prova de carga estática devido à (pequenos) desvios ocorridos durante à execução.

A Figura 197 apresenta a curva carga vs recalque de prova de carga estática à compressão, realizada em estaca tipo raiz com comprimento total de 10,5 m (2,0 m de embutimento em maciço rochoso). A estaca foi executada com diâmetro de 41 cm no trecho em solo e com diâmetro de 31 cm no trecho em maciço rochoso.

A prova de carga foi realizada com a carga prevista (carga de ensaio) de $Q_e = 1.530 \text{ kN}$, aplicada em 10 estágios de carregamento e duas estacas de reação.

Figura 197 – Curva carga vs recalque: Prova de carga paralisaada devido à rotação do bloco de coroamento da estaca.



Fonte: Autora.

A partir do 8º estágio, o relatório uma provável excentricidade da estaca teste provocou a rotação do bloco de coroamento e, para se preservar a integridade do bloco, a prova de carga foi paralisaada no 9º estágio, com carga máxima aplicada de $Q_{e,max} = 1380 \text{ kN}$. Para esta situação, a aplicação dos métodos de extrapolação para análise da prova de carga apontaria para resultados não confiáveis e que não poderiam ser extrapolados à outras estacas similares, visto que a paralisação ocorreu devido à provável excentricidade da estaca.

Devido à baixa deformação ocorrida (deslocamento máximo de $\delta_{m\acute{a}x} = 6,06 \text{ mm}$ e deslocamento residual de $\delta_{res} = 2,11 \text{ mm}$), a carga de trabalho da referida estaca foi confirmada, com coeficiente de segurança igual ou superior a 1,8.

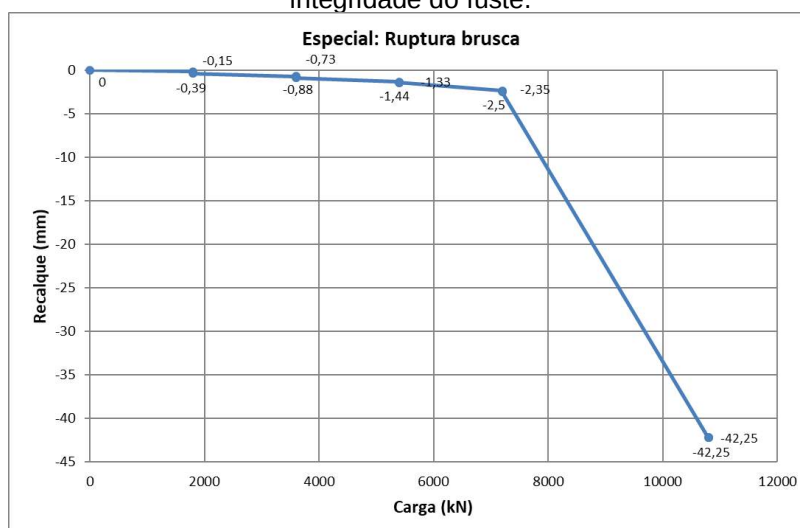
7.5 Ruptura devido à defeito de integridade do fuste da estaca

Outra situação ocorrida durante a execução de prova de carga estática à compressão em estaca raiz foi a ocorrência de deslocamento excessivo na estaca ensaiada.

A estaca ensaiada era uma estaca raiz, com comprimento total de 8,5 m (2,0 m de embutimento em maciço rochoso), diâmetro de 41 cm no trecho em solo e de 31 cm no trecho embutido em maciço rochoso. A carga total prevista para o ensaio era de $Q_e = 1.800 \text{ kN}$, aplicados em 10 estágios e suportados por 4 estacas de reação.

Conforme relatório da prova de carga, houve uma ruptura brusca a partir de 900 kN de carga aplicada, o que foi caracterizado como um defeito na integridade do fuste da estaca. A prova de carga foi, então, paralisada antes do 6º estágio de carregamento, com a carga indicada. A curva carga vs recalque desta prova de carga segue apresentada na Figura 198.

Figura 198 – Curva carga vs recalque: Prova de carga paralisada devido defeito de integridade do fuste.



Fonte: Autora.

Devido à esta ruptura, não foi possível confirmar a carga da estaca.

7.6 Deslocamento excessivo de estaca de reação

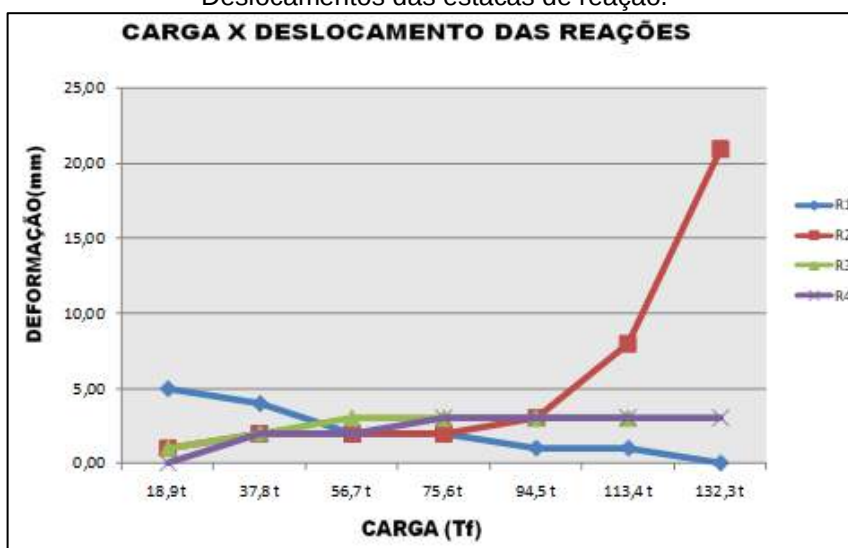
Um outro exemplo de prova de carga que não foi levada até a ruptura e em que não foi possível a determinação da carga de ruptura a partir de métodos de

extrapolação deve-se à paralisação da prova de carga devido à deslocamentos excessivos das estacas de reação.

A estaca ensaiada foi do tipo raiz, com 10,35 m de comprimento total (2,0 m de embutimento em maciço rochoso). O diâmetro do trecho em solo foi 41 cm e 31 cm no trecho em maciço rochoso. A carga de ensaio foi de $Q_e = 1.890 \text{ kN}$, aplicada em 10 estágios, com suporte de 4 estacas de reação.

A prova de carga foi paralisada no 7º estágio, com carga máxima atingida de $Q_{e,max} = 1.320 \text{ kN}$, devido a ocorrência de um deslocamento acentuado em uma das estacas de reação. A Figura 199 apresenta a evolução dos deslocamentos das estacas de reação, monitorados durante a realização do ensaio, onde pode ser verificado o deslocamento excessivo da estaca de reação R2.

Figura 199 – Prova de carga paralisada devido a deslocamento excessivo de estaca de reação: Deslocamentos das estacas de reação.

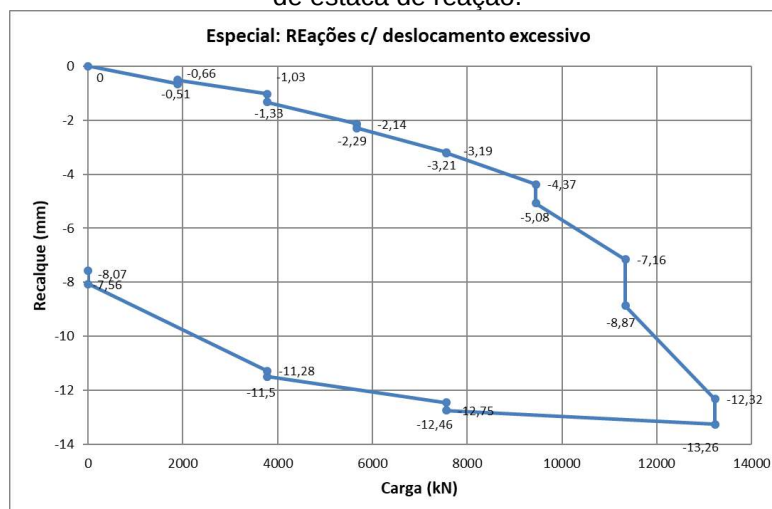


Fonte: Autora/Relatórios Internos.

Não se pôde comprovar a carga de ruptura da estaca ensaiada uma vez que a prova de carga foi paralisada no 7º estágio, isto é, com a aplicação de 140% da carga de trabalho.

A curva carga vs recalque eferente ao ensaio realizado é apresentada na Figura 200.

Figura 200 – Curva carga vs recalque: Prova de carga paralisaada devido a deslocamento excessivo de estaca de reação.



Fonte: Autora/Relatórios Internos.

7.7 SÍNTESE

Algumas provas de carga, devido ao comportamento excepcional da curva carga vs recalque, deveriam ser realizadas até maiores deslocamentos ou maiores cargas, de forma que se pudesse melhor avaliar o comportamento da estaca sob a ação das cargas e, assim, obter cargas de ruptura (mesmo que extrapoladas) com valores mais aceitáveis. A tentativa de aplicação de métodos para extrapolação da curva carga vs recalque das duas provas de carga apresentadas nesta situação levaram à cargas de ruptura inconsistentes (estacas raiz 06 e 07, com cargas de ruptura extrapoladas de $Q_{ue} = 25.150 \text{ kN}$ e $Q_{ue} = 37.560 \text{ kN}$ a partir da aplicação do método de Van der Veen, 1953, contra uma carga de ensaio de $QE = 1.200 \text{ kN}$ e $QE = 1.800 \text{ kN}$, respectivamente).

Em outras situações houve a necessidade de interrupção da prova de carga antes da sua finalização.

Para a prova de carga que foi paralisaada na passagem do 9º estágio de carregamento devido à obtenção de recalque excessivo, foi possível liberar a estaca com um fator de segurança $FS = 1,8$. A carga de ruptura convencionada a partir da NBR 6122 (ABNT, 2010) e de Davisson (1972) foi de $Q_{u,c} = 1138,1 \text{ kN}$ e $Q_{u,c} = 998,2 \text{ kN}$, respectivamente, para a carga máxima aplicada de $Q_e = 1350 \text{ kN}$.

Os outros exemplos de provas, paralisados antes do término da prova de carga, foram apresentados para ilustrar situações em que houve prejuízo da análise por conta de problemas construtivos. Este fato evidencia importância dos cuidados durante a execução da estaca e dos aparatos que envolvem a realização das provas de carga.

8 CONCLUSÕES

A primeira parte do trabalho consistiu em um grande levantamento de dados e organização destes em um banco de dados que permitisse a rápida identificação e utilização das informações. Foram coletadas informações de sondagens (à percussão e rotativas), de ensaios à compressão simples em rochas e das provas de carga estáticas à compressão realizadas nas estacas tipo hélice e tipo raiz executadas na região de estudo. Houve execução de estacas tipo raiz totalmente em solo e de estacas parcialmente embutidas em maciço rochoso, mas com embutimento máximo de 3,0 m.

Após a coleta de dados, partiu-se para a tentativa de caracterização geológico-geotécnica da área, a partir, principalmente, das informações contidas nas sondagens realizadas. Foi possível verificar solo residual, original de basalto e riolito, constituído principalmente por argila siltosa nas camadas mais superficiais, seguidas por camada de silte argiloso antes da obtenção do impenetrável/superfície rochosa. O maciço rochoso (basalto e riolito), a partir das sondagens rotativas realizadas, foi caracterizado como medianamente a pouco alterado, coerente e extremamente fraturado.

Em relação à capacidade de carga das estacas, algumas conclusões que podem ser apontadas são:

Geral:

- Para este banco de dados analisado, o método de extrapolação de Van der Veen (1953) apresentou cargas de ruptura que podem ser consideradas conservadoras em relação aos demais métodos avaliados. O método apresentou boa relação R^2 , contudo, uma vez que não houve sinalização da ruptura ou seja, carga aplicada não foi próxima da “carga última”, Contudo, este método apresenta a melhor relação R^2 em relação ao ajuste com a curva carga vs recalque real. Esta situação ocorreu para todas as estacas em análise (hélice contínua, raiz totalmente em solo e raiz parcialmente embutida em maciço rochoso).
- Em linhas gerais, cuidados especiais sempre devem ser tomados em relação à extrapolação dos resultados, principalmente para as provas de carga que não são levadas à grandes cargas e/ou recalques, pois tratam-se de projeções.

- O processo construtivo das estacas pode influenciar significativamente no resultado das provas de carga, conforme verificado por algumas situações especiais apresentadas. O acompanhamento da execução e obtenção do relatório detalhado da execução de cada estaca é essencial às análises.

Estacas tipo hélice contínua:

- A capacidade de carga obtida pelos métodos de Décourt-Quaresma (1978, 1982) e Antunes-Cabral (1996) apresentaram bons ajustes à carga de ruptura de extrapolação de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976).
- Em relação parcela de resistência devido ao atrito lateral, pode-se aferir que houve uma maior aderência entre os resultados do método semi-empírico de DQ com os resultados obtidos a partir da análise da curva carga vs recalque com o método da rigidez (Décourt, 1996, 2008).

Estacas raiz:

- Para as estacas tipo raiz executadas totalmente em solo, a metodologia proposta por David-Cabral apresentou valores a favor da segurança para todas as estacas, apesar de fora da faixa arbitrada de variação de 25%, quando comparados ao método de Van der Veen. O método de DQ, apesar de prever valores contra a segurança, apresentou maior proximidade com as cargas de ruptura de Van der Veen.
- Ainda para as estacas tipo raiz executadas totalmente em solo, comparando-se os resultados obtidos pelas previsões com as cargas extrapoladas de Van der Veen (1953) e com as do método da rigidez (Décourt, 1996), verifica-se a aderência das previsões ao primeiro método quando não se considera a contribuição da resistência da ponta. Contudo, ao se considerar a resistência de ponta, há uma melhor aderência dos resultados da extrapolação pelo método da rigidez aos previstos.
- Para as estacas tipo raiz com embutimento em maciço rochoso, a parcela de resistência unitária devido ao atrito lateral do trecho de estaca em maciço rochoso a partir da aplicação do método de Poulos e Davis (1980) foi a mais conservadora, enquanto esta parcela pela aplicação do método proposto por Rowe e Armitage (1984) forneceu os maiores valores.
- Os métodos da rigidez (Décourt, 1996, 2008) e das duas retas (Massad e Lazzo, 1998) foram utilizados para apontar a separação das parcelas de resistência

devido ao atrito lateral e devido à ponta, a partir do resultado das provas de carga. Estes métodos, entre si, apresentaram resultados compatíveis, apesar de não haver muita aderência com as previsões de capacidade de carga realizada para as estacas.

- Para as estacas em análise, as cargas de ruptura por Van der Veen (1953) foram compatíveis com a previsão da capacidade de carga composta apenas pelo trecho em maciço rochoso, pelos métodos indicados, por mais que haja variações (grande) entre os métodos.
- Ainda sobre capacidade de carga das estacas, ao se analisar a separação entre a parcela de atrito lateral e de ponta para as estacas parcialmente embutidas em maciço rochoso, a comparação da carga de ruptura dos métodos da rigidez (Décourt, 2008) e das duas retas (Massad e Lazzo, 1998) não permitiram a verificação da aderência quanto aos métodos utilizados para o cálculo previsão. Fez-se comparações considerando apenas a atuação do trecho em solo (tratando o trecho em maciço rochoso como uma ponta fictícia) e com a soma das parcelas dos trechos em maciço rochoso e em solo. Na primeira situação, o M2R apresentou valores menos dispersos que o método da rigidez. Contudo, boa parte das estacas analisadas foram classificadas como intermediárias e, assim os resultados obtidos pela aplicação pelo M2R merecem uma análise mais detalhada. Para a segunda análise, a parcela de atrito lateral prevista mostrou-se superdimensionada em relação às extrapolações realizadas.

Em relação às análises geoestatísticas:

- Conforme apresentado em (YAMAMOTO e LANDIM, 2013), modelagens matemáticas demandam processos de tentativas, além de experiência na realização das análises. Dado à quantidade de dados presentes na análise e a falta de experiência da autora, os resultados apresentados para a análise geoestatística podem não estar entre os melhores resultados possíveis, mas serviram como base explanatória das inúmeras ferramentas auxiliares para análises presentes no mercado e de fácil manipulação, que podem auxiliar os engenheiros de projeto na tomada de decisões.

- A previsão por krigagem da superfície impenetrável ao trépano e da superfície representada pelo topo do maciço rochoso, atrelada aos mapas com os erros associados às estimativas, fornecem aos projetistas uma visão sobre a variabilidade existente na região e ajudam na tomada de decisões. Isso também vale para a geração de uma superfície resistente a partir de um N_{SPT} específico, uma vez que a capacidade de carga das estacas, dado o comprimento variável, depende da superfície de suporte.
- As análises realizadas no software de código aberto SGeMS serviram para demonstrar que existem ferramentas de baixo (ou nenhum) custo que fornecem informações (previsões) com boa precisão e que podem ser utilizados pelos engenheiros no auxílio às tomadas de decisões.
- A análise introdutória realizada com base no índice de confiabilidade e probabilidade de ruína ajuda na otimização do estaqueamento, uma vez que indica o fator de segurança atrelado a uma probabilidade de ruína considerada aceitável.
- Em relação aos resultados das estimativas e simulações, além de auxiliarem aos engenheiros na tomada de decisões quanto aos valores a serem adotados em regiões sem realização de investigações, o estudo serviu para apontar, a partir do mapa de variação, regiões que, devido à grande variabilidade, seria ideal a realização de investigações (sondagens) adicionais para diminuir as incertezas quanto aos valores obtidos.

8.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A área de estudo representa apenas uma pequena parte de um empreendimento de grande porte realizado na região. Em relação à superfície representada pelo topo do maciço rochoso e ao tipo de rocha matriz, a área de estudo é heterogênea. Houve, ainda, a realização de sondagens sobre o terreno natural e sobre o terreno terraplenado. Sugere-se a continuação deste trabalho a partir de:

- i. Realização de ensaios que permitam a caracterização do maciço rochoso, bem como que permitam a realização da sua classificação geomecânica

- ii. Realização de provas de carga instrumentadas em profundidade, em regiões estratégicas.

As informações do maciço rochoso permitirão a retirada das incertezas associadas às previsões da capacidade de carga das estacas parcialmente embutidas em maciço rochoso, permitindo confiabilidade aos resultados aqui apresentados. As informações das provas de carga instrumentadas permitirão avaliar, com precisão, as metodologias propostas por Décourt (2008) e Massad (1992), quanto à separação das parcelas de resistência devido ao atrito lateral e à ponta, assim como permitirão aferir os recalques obtidos.

Sugere-se, ainda, a realização da análise a partir da probabilidade de ruína, com aplicação da teoria bayesiana (Hachich, 2012, 2017) e com a aplicação do índice de confiabilidade (Aoki, 2010).

Para as análises geoestatísticas, pretende-se obter os traçados referentes ao nível d'água obtido nas sondagens à percussão, além das superfícies do maciço rochoso determinadas por condições específicas (nesta região, de superfícies a partir da qual o RQD ultrapassa 25%).

REFERÊNCIAS

- Petrobras**, 2014. Disponível em: <<http://www.petrobras.com.br/pt/nossas-atividades/principais-operacoes/refinarias/refinaria-abreu-e-lima.htm>>. Acesso em: 04 abr. 2018.
- Globo.com**, 2014. Disponível em: <www.oglobo.globo.com>. Acesso em: 04 abr. 2018.
- Google Maps**, 09 fev. 2018. Disponível em: <<https://maps.google.com.br/maps>>.
- ABNT. **NBR 8036: Programação de sondagens de simples reconhecimento do solos para fundações de edifícios - Procedimento**. Rio de Janeiro. 1983.
- ABNT. **NBR 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio**. Rio de Janeiro. 2001.
- ABNT. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - procedimento**. Rio de Janeiro. 2004.
- ABNT. **NBR 12131: Estacas - Prova de carga estática - Método de ensaio**. Rio de Janeiro. 2006.
- ABNT. **NBR 7680: Concreto - Extração, preparo e ensaio de testemunhos de concreto**. Rio de Janeiro. 2007.
- ABNT. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro. 2010.
- ABNT. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento**. Rio de Janeiro. 2014.
- ALONSO, U. R. Estacas hélice contínua em monitoração eletrônica - Previsão da capacidade de carga através do ensaio SPT-T. **Solos e Rochas**, São Paulo, v. 19, p. 81-84, 1996.
- ANTUNES, W. R.; CABRAL, D. A. **Capacidade de carga de estacas hélice contínua**. SEFE 3. São Paulo: [s.n.]. 1996. p. pp. 105-109.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An Approximate method to estimate the bearing capacity of piles. **Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering**, Buenos Aires, 1975. p. 367-376.
- CABRAL, D. A.; ANTUNES, W. R. Sugestão para a determinação de capacidade de carga de estacas escavadas embutidas em rocha. **Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia**, São Paulo, 2000. p. 169-177.
- CARTER, J. P.; KULHAWY, F. H. **Analysis and design of drilled shaft foundations**. Report EL-5918, Electric Power Research Institute. Palo Alto, CA. 1988.

CHIN, F. K. Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure. **Proc. of the 2ns Doutheast Asian Conference on Soil Engineering**, 1970. pp. 81-90.

CHIN, F. K. Discussion on Pile Test. **ASCE Journal for Soil Mechanics and Foundation Engineering.**, Arkansas, 1971. pp. 930-932.

CINTRA, J. C. A. et al. **Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos**. 1ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. 1ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

CORREA, P. **Modelação e estimação: Uma introdução à geoestatística**. UFPR. [S.l.], p. 80 pp. 2010. Disponível em: http://www.leg.ufpr.br/lib/exe/fetch.php/disciplinas:geoesalq:pira2012:numist_-_modelacao_e_estimacao_-sgems.pdf.

COUTINHO, R. Q. **Geotechnical interpretative report**. Technical Report III. Recife. 2008.

COUTINHO, R. Q. **Program and specifications for (additional site investigation and laboratory tests**. Technical Report I. Recife. 2008.

COUTINHO, R. Q.; MONTEIRO, C. F. B.; OLIVEIRA, A. T. J. Banco de dados das argilas orgânicas moles/médias do Recife. **Simpósio Brasileiro de Informática em Geotecnica - Infogeo**, São Paulo, Vol. I, 1996. pp. 105-116.

DAVISSON, M. High capacity piles. **Proceedings ASCE Lecture Sections - Innovations in foundations construction.**, Chicago, 1972.

DÉCOURT, L. Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N values of the SPT. **Proceedings. European Symposium on Penetration Testing**, Amsterdam, 1982.

DÉCOURT, L. **A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez**. 3º Seminário de Engenharia de fundações Especiais e Geotecnia (Sefe III). São Paulo: [s.n.]. 1996. p. 215-224.

DÉCOURT, L. Análise e Projeto de Fundações Profundas: Estacas. In: HACHICH, W., et al. **Fundações: teoria e prática**. 2ª. ed. São Paulo: Pini Ltda, 1998. Cap. 8.1, p. 265-301.

DÉCOURT, L. Loading tests: Interpretation and prediction of their results. **Geotechnical Special Publication (GSP)**, Research to Practice in Geotechnical Engineering., 2008.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**, Rio de Janeiro, 1978. p. 45-54.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Como calcular (rapidamente) a capacidade de carga limite de uma estaca. **A Construção**, São Paulo, v. 1800, 1982.

DEERE, D. U. Technical description of rock cores for engineering purposes. **Rock Mechanics and Engineering Geology**, Vol. 1, nº 01, 1964. pp. 16-22.

DEHGHAM, P. et al. An investigating on the soil standard penetration test (SPT) variations, using geostatistical methods in Chehel Baze National Park of Mashhad city, North East of Iran. **Journal of Biodiversity and Environmental Sciences (JBES)**, Vol. 4, Nº 06, 2014. pp. 308-314.

FELLENIOUS, B. H. What capacity value to choose from the results a static loading test (Reprinted). **Deep Foundation Institute**, Fulcrum, 2001. pp. 19-22.

FELLENIOUS, B. H. **Basics of Foundation Design**. Electronic Edition. ed. [S.I.]: Pile Buck International, 2018.

FERREIRA, M. M. S. **Classificação geomecânica e análise de estacas raiz parcialmente embutidas em maciço rochoso - Petroquímica Suape. (Dissertação de Mestrado)**. Universidade Federal de Pernambuco (UFPE). Recife. 2017.

FONTELES, H. R. N. **Caracterização geotécnica do subsolo da porção nordeste do município de fortaleza (CE) com base em geoestatística. (Dissertação de Mestrado)**. EESC/USP. São Carlos. 2003.

FONTELES, H. R. N. Geoestatística aplicada ao mapeamento da superfície impenetrável ao SPT: o caso da porção nordeste de Fortaleza/CE, Nordeste do Brasil. **Revista de Geologia**, v. Vol. 27 n.º 1, p. pp. 39-52, 2014.

FREITAS, R. S.; SODRÉ, D. J. R.; SANTOS, I. M. **Mapeamento geotécnico tridimensional a partir de resultados de sondagens SPT - Estudo de Caso: Campus da UFPA em Beelém/PA. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - COBRAMSEG**. Minas Gerais: [s.n.]. 2016.

HACHICH, W. Riscos, fiabilidade e segurança nas obras geotécnicas. **Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia**, Lisboa, 2012.

HACHICH, W. **Segurança de barragens: alguns recursos à luz da análise de riscos**. PUC-Rio/ABMS. Rio de Janeiro. 2017.

HACHICH, W. et al. **Fundações – Teoria e Prática**. 2ª. ed. São Paulo: [s.n.], 1998.

HORVATH, R. **Field load test data on concrete-to-rock bond strenght for drilled pier foundations**. Publication 78-07. Univ. of Toronto. Toronto. 1978.

HORVATH, R.; KENNEY, T. **Shaft resistance of rock socketed drilled piers**. Proceedings of Symposium on Deep Foundations. Atlanta, Georgia: ASCE. 1979. p. 182-214.

JUVÊNCIO, E. L. **Avaliação do comportamento de estacas parcialmente embutidas em rocha gnáissica**. Tese de doutorado. COPPE / UFRJ. Rio de Janeiro, p. 225. 2015.

LANDIM, P. M. B.; MONTEIRO, R. C. **Introdução ao GSLIB (Geostatistical Software Library)**. DGA, IGCE, UNESP. Rio Claro, p. 19 pp. 2000. Disponível em <http://www.rc.unesp.br/igce/aplicada/textodi.html>.

LIMA, L. C. D. **Análise de provas de carga realizadas em micro-estacas utilizadas no reforço das fundações de uma ponte histórica do Recife-PE**. Dissertação de Mestrado. UFPE. Recife. 2008.

MARQUES, J. A. F.; MASSAD, F. **Método das duas retas modificado aplicado a estacas com bulbos**. Sefe V. São Paulo: [s.n.]. 2004.

MASSAD, F. Notes on the interpretation of failure load from routine pile load tests., v. 9, p. 33-36, 1986.

MASSAD, F. Estacas escavadas em compressão axial: comportamento e parâmetros visando a estimativa dos recalques. **Segundo Seminário de Engenharia de Fundações Especiais (SEFE II)**, São Paulo, 1991. pp. 255-264.

MASSAD, F. Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral. **Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP - BT/PEF/9202**, São Paulo, 1992.

MASSAD, F. Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral. Parte II: Estaca embutida em camada mais resistente. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, 1993. pp. 93-112.

MASSAD, F. **Método da rigidez de Décourt aplicado a estaca submetida a vários ciclos de carregamento**. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (Sefe VII). São Paulo: [s.n.]. 2012. p. Seção Técnica 1.

MASSAD, F.; LAZZO, G. Método gráfico para interpretar a curva carga-recalque de provas de carga verticais em estacas rígidas e curtas. **Congresso Brasileiro de Mecânica dos SOLOS e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG XI)**, Brasília, 1998. v.3, pp. 1407-1414.

MELO, B. N. **Análise de provas de carga à compressão à luz do conceito da rigidez. (Dissertação de Mestrado)**. Unicamp. Campinas. 2009.

MENDES, R. M.; LORANDI, R. Study of SPT behavior of penetration resistance under influence of the groundwater level fluctuation, using geostatistical methodology. **RMZ - Materials and Geoenvironment**, v. Vol. 50, p. pp. 225-228, 2003.

MONTGOMERY, D.; RUNGER, G. C. **Estatística aplicada e probabilidade para engenheiros**. Rio de Janeiro: LTC, 2013.

MUSSARA, M. D. **Análise do comportamento de estaca barrete embutida em rocha..** Dissertação de mestrado. Universidade de São Paulo. [S.l.], p. 254. 2014.

NESMITH, W. M.; SIEGEL, T. C. Shortcomings of the Davisson Offset Limit Applied to Axial Compressive Load Tests on Cast-in-Place Piles. **Contemporary Topics in Deep Foundations**, 2009.

NOGUCHI, L. T.; ALBUQUERQUE, P. J. R.; MUCHETI, A. S. **Confiabilidade de fundações superficiais executadas em São Caetano do Sul/SP**. Geosul. Porto Alegre: [s.n.]. 2012.

OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S. N. A. (Editores) **Geologia de Engenharia**. 1ª. ed. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998.

OLIVEIRA, P. E. S. **Análise de provas de carga e confiabilidade para edifício comercial na região metropolitana do Recife**. (Dissertação de Mestrado) UFPE. Recife. 2013.

O'NEILL, M. W. et al. **Load transfer for drilled shafts in intermediate geomaterials**. FHWA-RD-95-172. Draft report U.S. Department of Transportation. [S.l.]. 1996.

PFATZGRAFF, P. A. S. **Carta geotécnica e de suscetibilidade a processos geológicos do município de Ipojuca/Pernambuco**. CPRM/FIDEM. Recife, p. 18. 1998.

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

PRIYA, B. D.; DODAGOUDAR, G. R. Spatial variability of soil-rock interface in Chennai using geophysical and geotechnical data. **Geotechnical Safety and Risk V**, 2015.

PRUNUNIATI, P. L.; GARCIA, J. R.; RODRIGUEZ, T. G. Recalques em fundações profundas - Análise em estacas hélice contínua. **REEC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, v. Vol. 14, n.º01, p. 112-123, 2018.

ROSENBERG, P.; JOURNEAUX, N. Friction and end bearing tests on bedrock for high capacity socket design. **Canadian Geotechnical Journal**, 1976. 324-333.

ROWE, R.; ARMITAGE, H. Design of piles socked into weak rock. **Report GEOT 11-84**, London: Univ. of Western Ontario, 1984.

SAMUI, P.; SITHARAM, T. G. Application of geostatistical models for estimating spatial variability of rock depth. **Engineering (www.SciRP.org/journal/eng)**, 2011. 886-894.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2º. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SERRA JUNIOR, E.; OJIMA, L. M. Caracterização e classificação de maciços rochosos. In: OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S. N. A.; (EDITORES) **Geologia de Engenharia**. São Paulo: ABGE, 1998. p. pp. 211-226.

SILVA NETO, A. N.; OLIVEIRA, J. T. R. **Estudos de confiabilidade e segurança de fundações profundas no Complexo Industrial de Suape com análise de variabilidade de projeto**. Cobramseg. Belo Horizonte: [s.n.]. 2016.

SILVA NETO, A. N.; OLIVEIRA, J. T. R. Confiabilidade e segurança de fundações em dois empreendimentos no nordeste do Brasil. **Revista de Engenharia**, v. nro. 55, p. pp.19-28, 2018.

SILVA, D. F. Mapeamento geoestatístico dos parâmetros NSPT e torque máximo de solos em parte da bacia do Ribeirão Cambezinho em Londrina/PR. (Dissertação de Mestrado), Londrina, 2008.

SILVA, J. L. D. **Metodologia de projeto de fundações por estacas incluindo probabilidade de ruína**. Dissertação de Mestrado. EESC-USP. São Carlos. 2004.

SOARES, W. C. **Banco de Dados geológico-geotécnico com base em sondagens à percussão e uso de SIG: Análise espacial da profundidade do lençol freático e do NSPT para obras de fundações em João Pessoa. (Tese de Doutorado)**. EESC/USP. São Carlos. 2011.

SOARES, W. C. **Radier estaqueado com estacas Hollow Auger em solo arenoso. (Tese de Doutorado)**. UFPE (Universidade Federal de Pernambuco). Recife. 2011.

TRIOLA, M. F. **Introdução à Estatística**. 9ª. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2005.

VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. **International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering**, Zurich, 1953. p. 84-90.

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

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações - Fundações Profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, v. Vol. 2, 2010.

VIANNA, A. P. F.; CINTRA, J. C. A. **Análise de provas de carga estática em estacas pré-moldadas cravadas na cidade de Curitiba e região metropolitana (2000)**. EESC/USP (Tese de Doutorado). São Carlos. 2000.

VIEIRA, S. R. et al. **Geoestatistical theory and application to variability of some agronomical properties**. Berkeley. Hilgardia, p. 75. 1983.

WWW.GEOFIX.COM.BR. **Geofix**. Disponível em: <<http://www.geofix.com.br/servico-pce.php>>. Acesso em: jul. 2018.

YAMAMOTO, J. K. Geokrigagem. **Simulação Gaussiana Sequencial**, 2017 Setembro 2017. Disponível em: <www.geokrigagem.com.br/simulacao-gaussiana-sequencial/>. Acesso em: Outubro 2018.

YAMAMOTO, J. K.; LANDIM, P. M. **Geoestatística: conceitos e aplicações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

ZHANG, L. **Analysis and design axially loaded drilled shaft socketed in rock (Thesis of Master)**. MASSACHUSETTS INSTITUTE OF TECHNOLOGY. Cambridge. 1997.

ZHANG, L. Determination and applications of rock quality designation (RQD). **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering** 8, 2016. pg. 389-397.

ZHANG, L. M.; ASCE, M.; DASAKA, S. M. Uncertainties in geologic profiles versus variability in pile. **JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING © ASCE**, 2010. pp. 1475-1488.

ZHANG, L.; EINSTEIN, H. H. End bearing capacity of drilled shafts in rock. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.**, v. 124, n.º 7 (Jul), 1998. pp. 547-584.

APÊNDICE A – SONDAGENS – LOCAÇÃO E CORTES

Terreno Natural - Locação das Sondagens

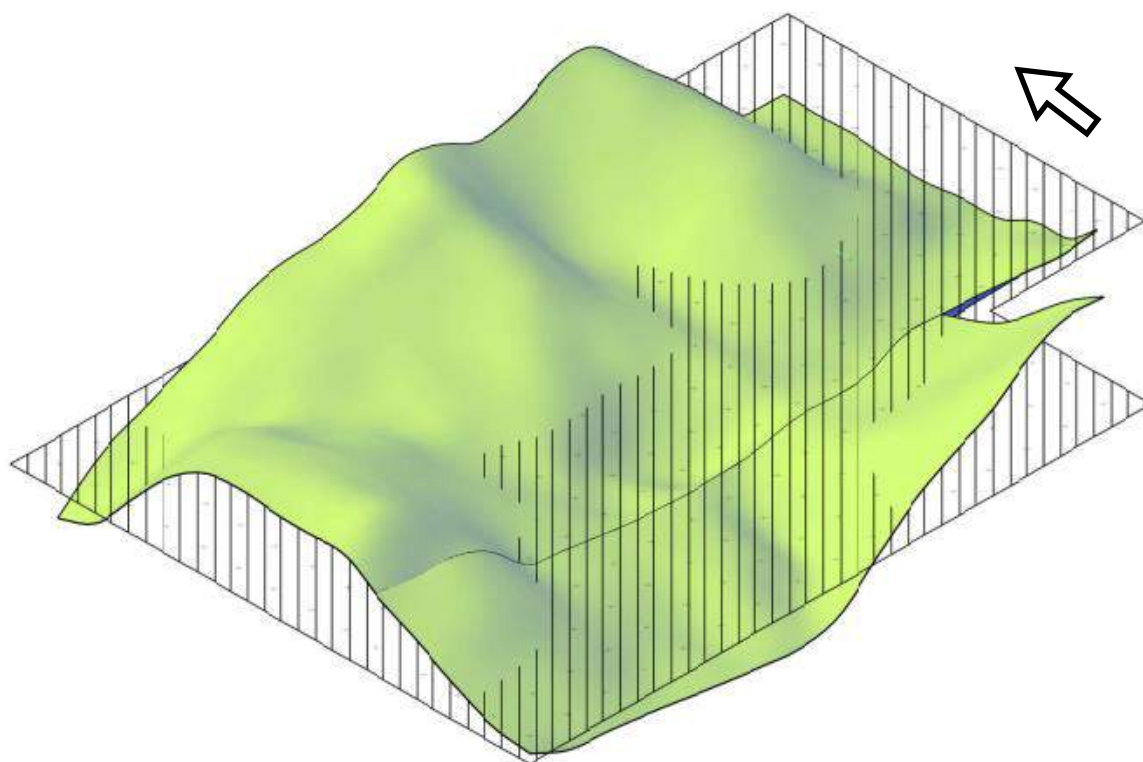


Terreno Natural – Superfície (Cota da boca do furo da sondagem)

 Superfície – Área de Corte

 Superfície – Área de Aterro

 Platô de Referência



Terreno Natural – Superfície Impenetrável ao trépano



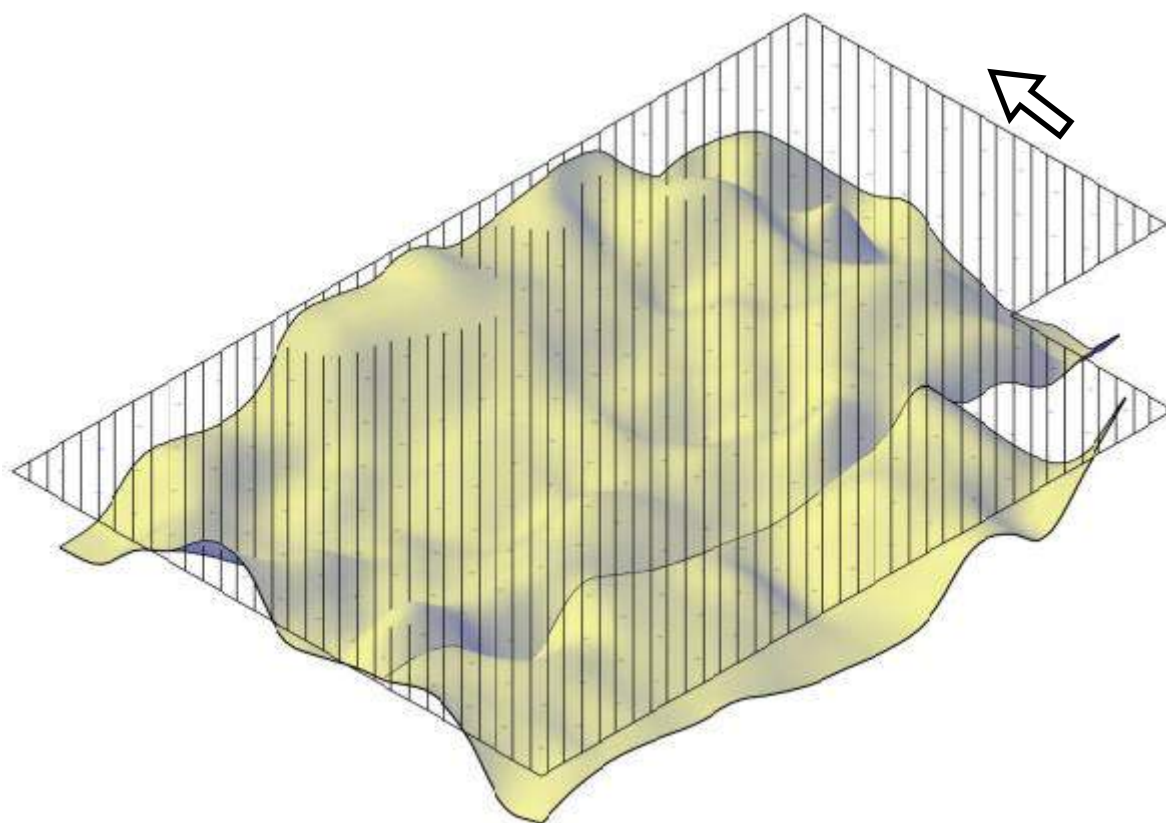
Superfície Impenetrável – Aflorado



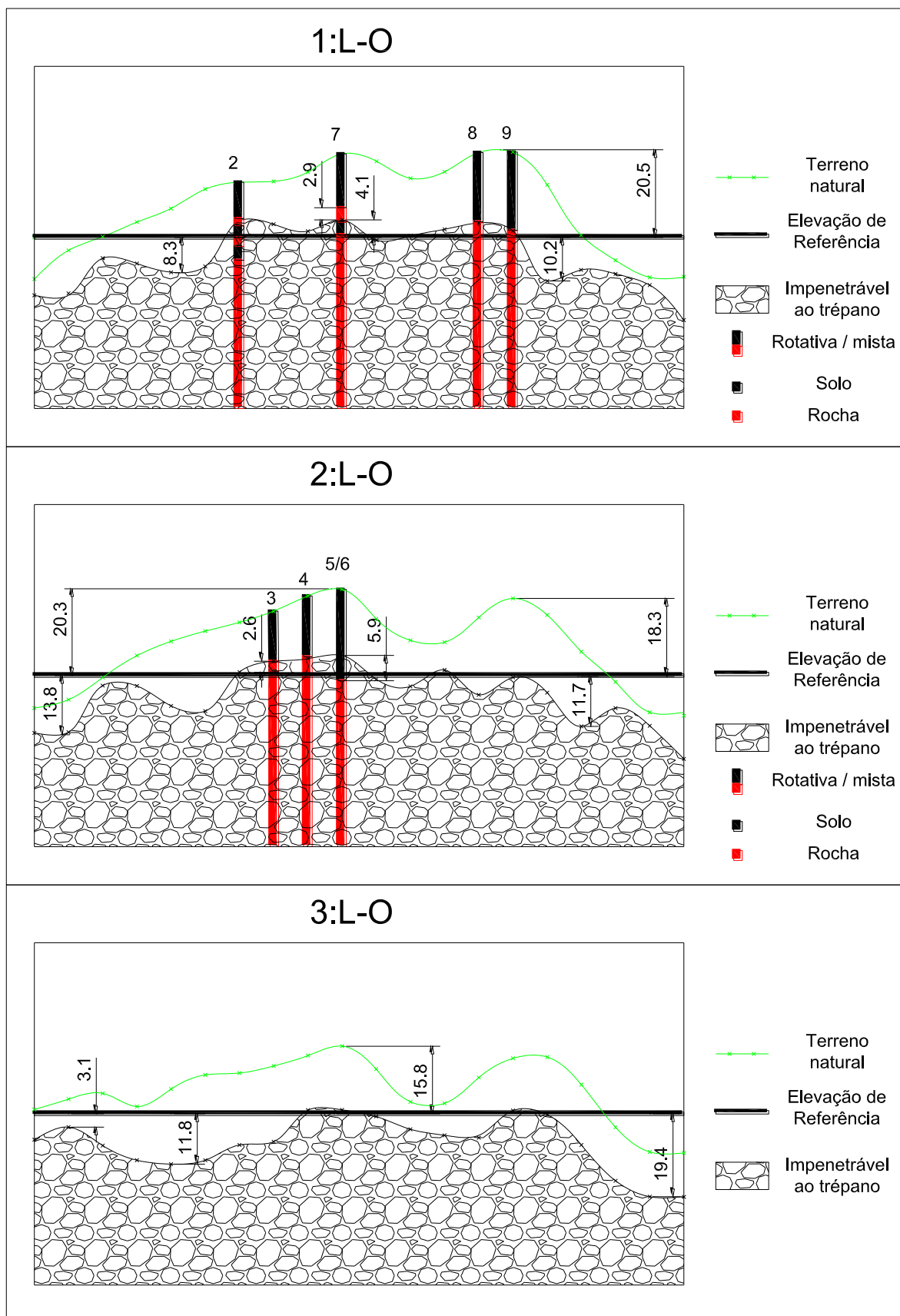
Superfície Impenetrável – Sob camada de solo



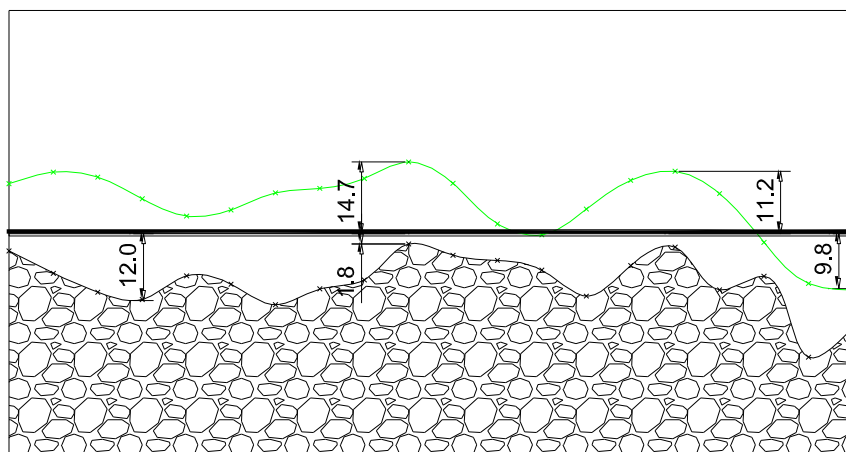
Platô de Referência



Cortes



4:L-O

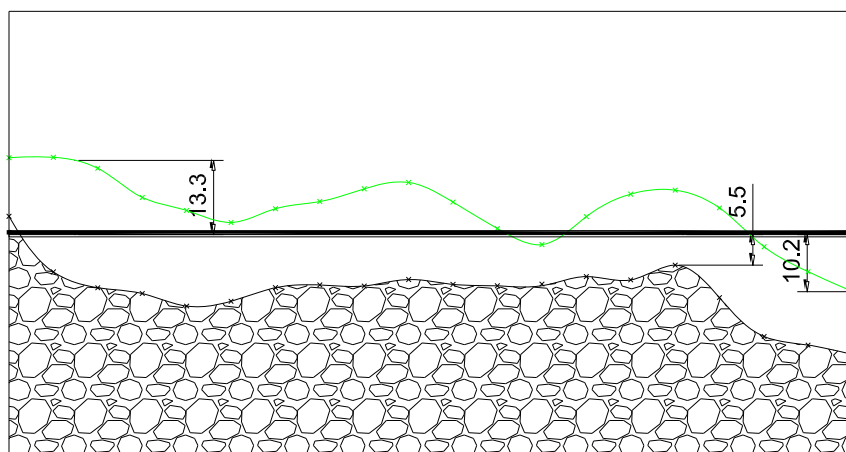


Terreno natural

Elevação de Referência

Impenetrável ao trépano

5:L-O

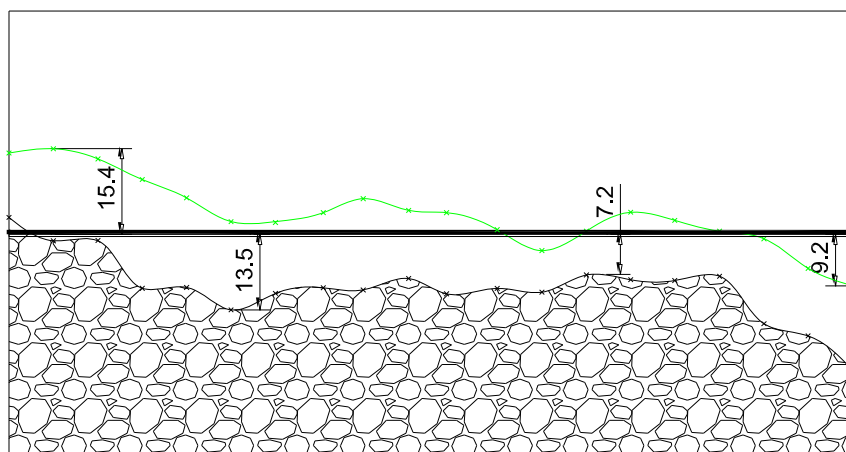


Terreno natural

Elevação de Referência

Impenetrável ao trépano

6:L-O

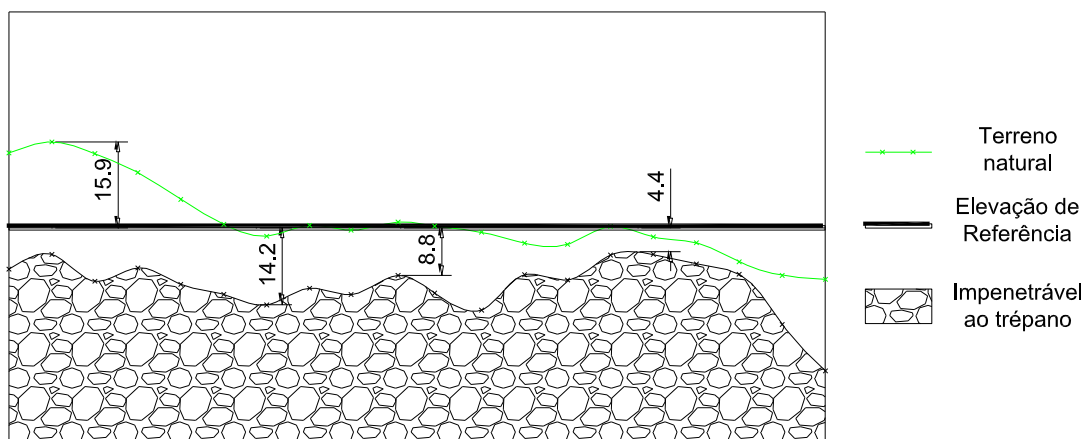


Terreno natural

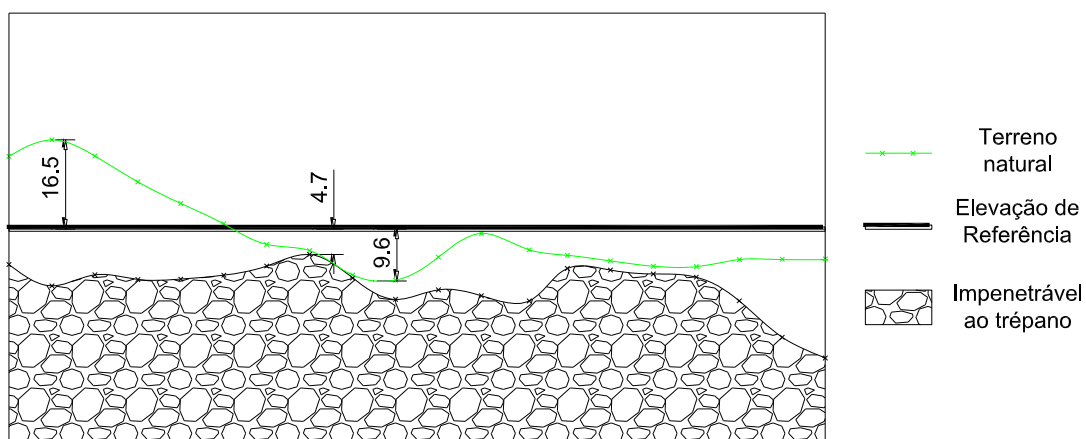
Elevação de Referência

Impenetrável ao trépano

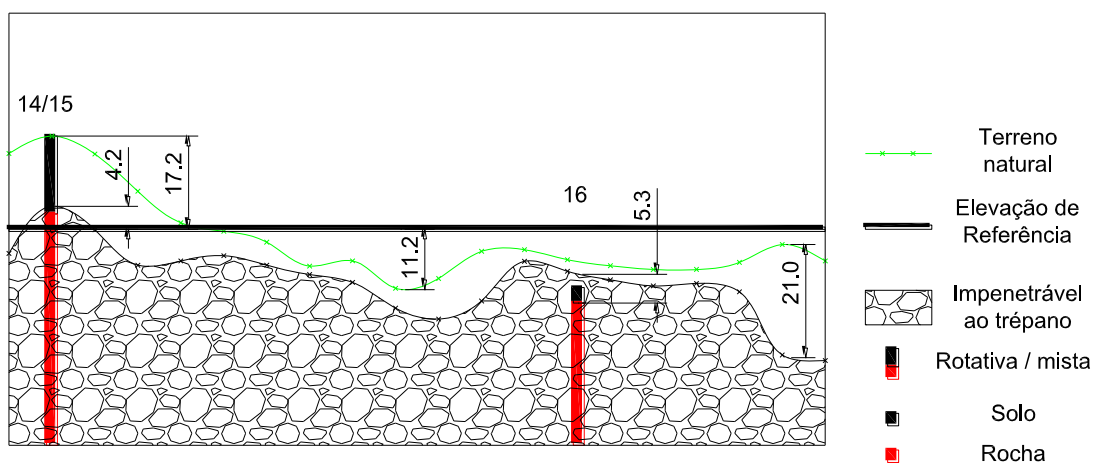
7:L-O



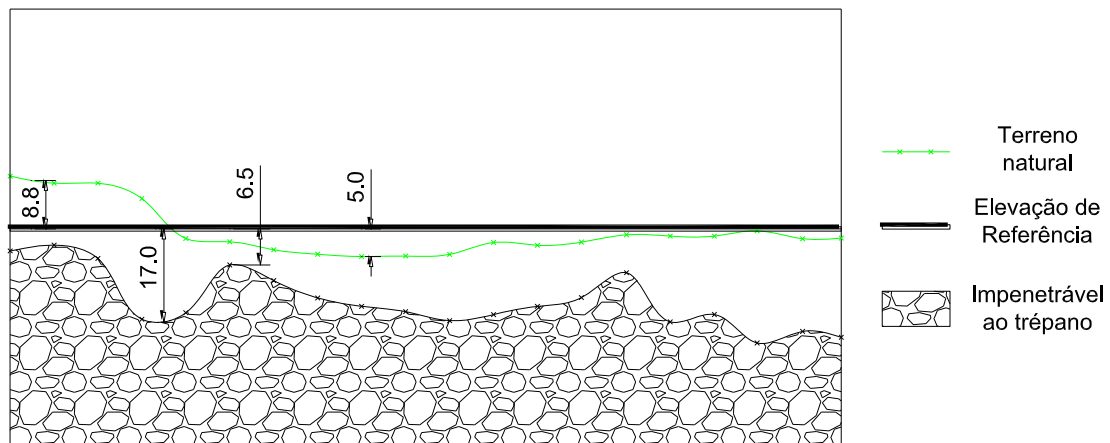
8:L-O



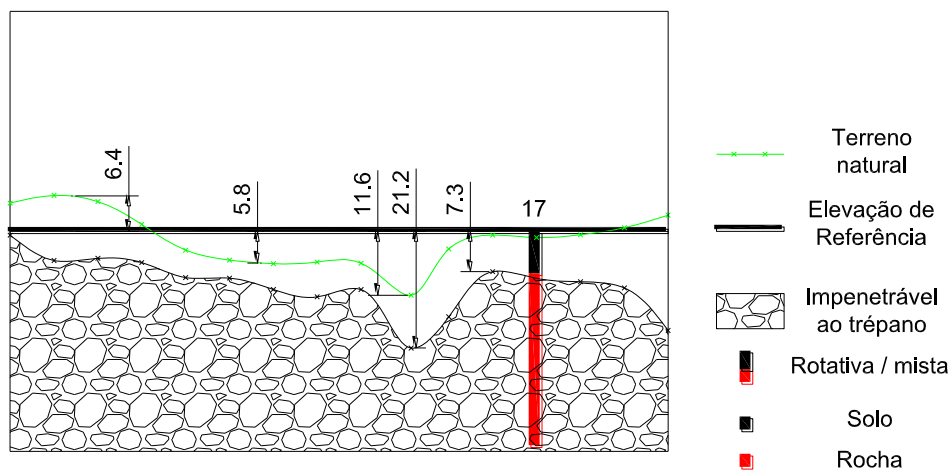
9:L-O



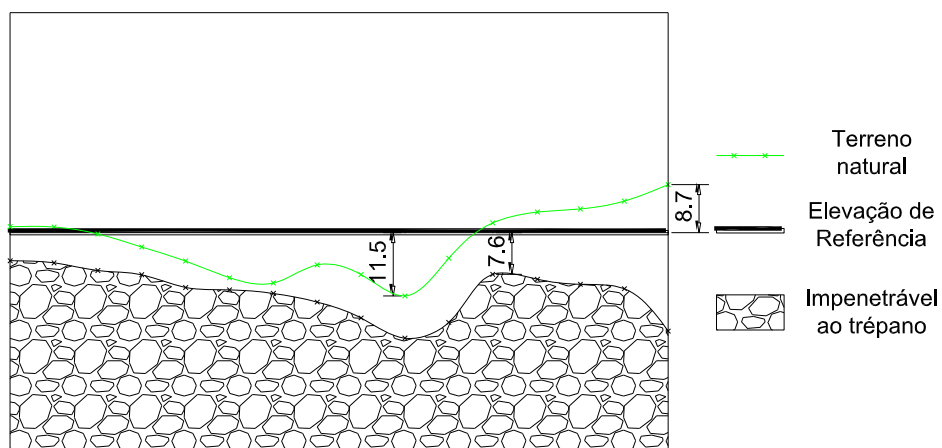
10:L-O



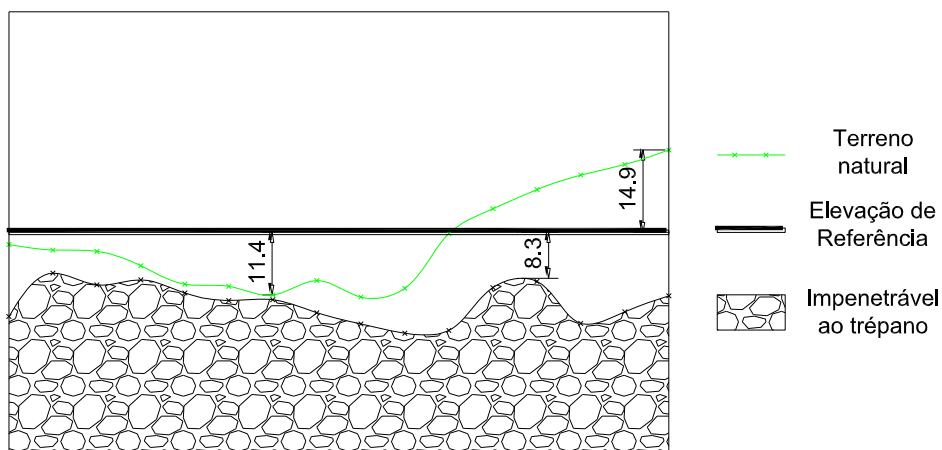
11:L-O



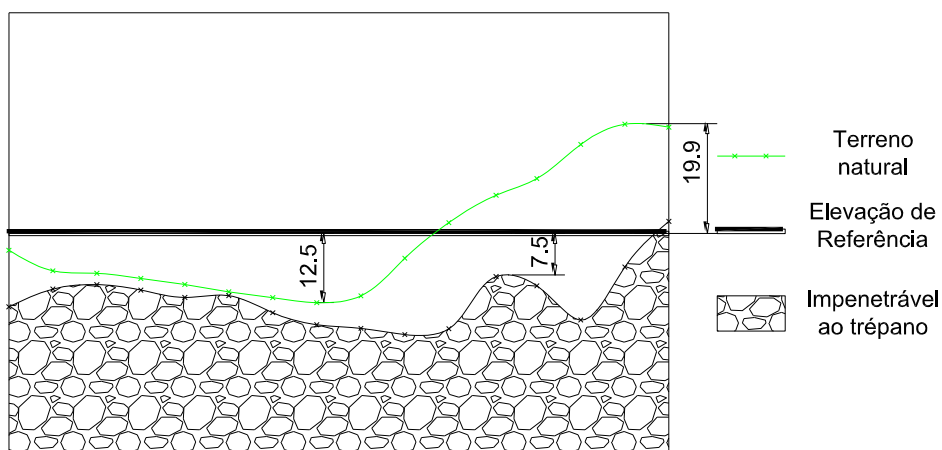
12:L-O



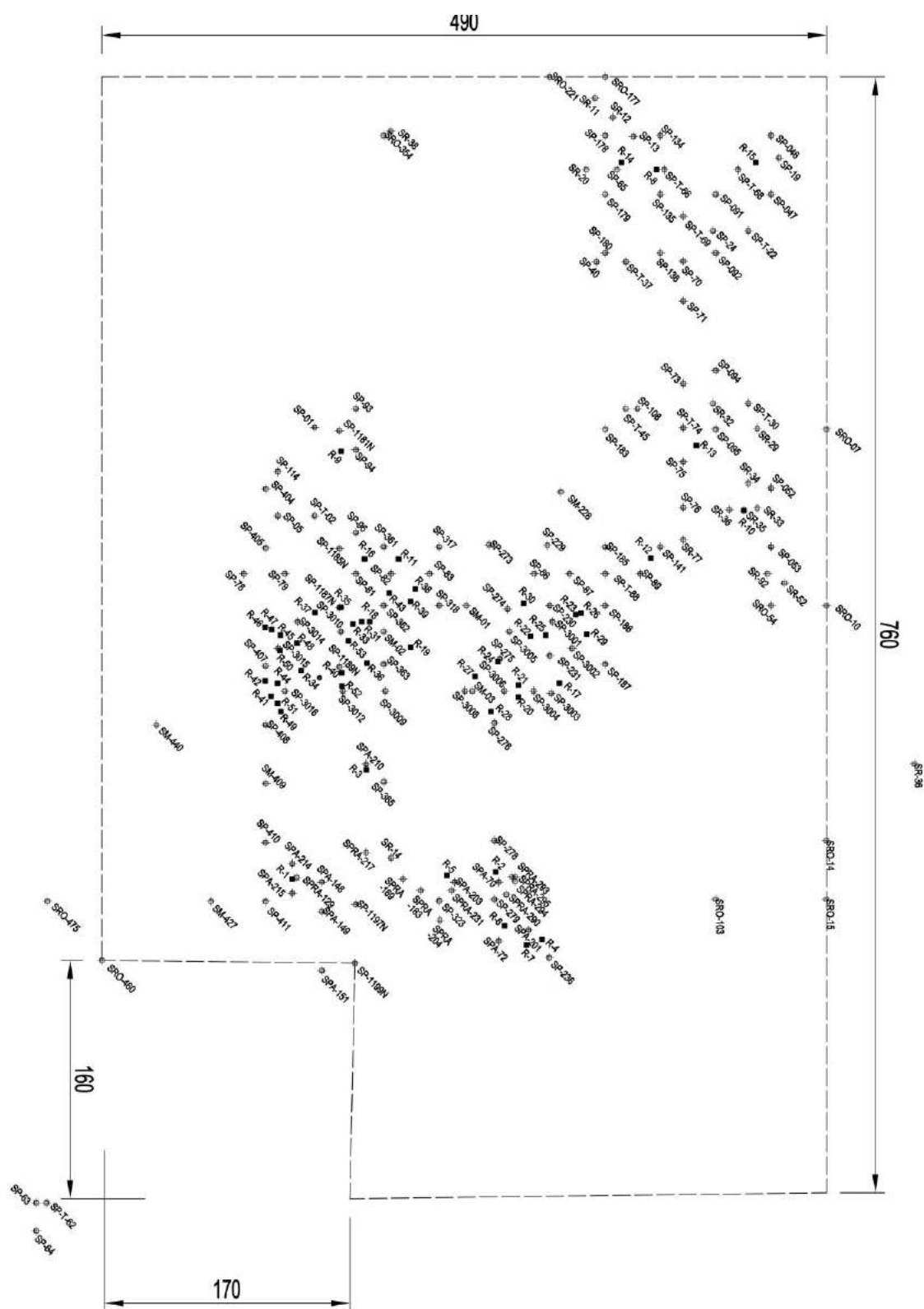
13:L-O



14:L-O



APÊNDICE B – SONDAgens DE REFERêNCIA



Sondagens de referência – Estacas hélice

Ref	Ø (cm)	L (m)	Dmáx (mm)	Sondagem Referência
Id-01-H	50	10,07	2,65	SP-1197N, SP-1199N SPA-149
Id-02-H	40	9,34	5,04	SP-1199N SPA-151
Id-03-H	60	7,00	8,52	SP-094, SP-095 SP-73
Id-04-H	50	18,00	1,36	SP-183 SP-T-45, SP-108
Id-05-H	50	4,00	0,92	N/A SP-63, SP-T-62
Id-06-H	50	4,00	8,36	N/A SP-64
Id-07-H	50	13,00	1,60	SP-180 SP-40, SP-T-37
Id-08-H	60	10,00	9,25	SP-1185N SP-T-02
Id-09-H	60	10,00	4,51	SP-405 SP-05, SP-78
Id-10-H	60	10,00	20,32	SP-405 SP-79
Id-11-H	60	10,40	5,70	SP-1185N SP-96, SP-81
Id-12-H	60	11,2	2,62	SP-361, SP-317 SP-83, SP-82
Id-13-H	60	11,2	2,97	SP-185 SP-T-88, SP-87
Id-14-H	60	12,75	3,99	SP-092, SP-136 SP-70, SP-71, SP-24
Id-15-H	50	9,00	5,03	SP-091, SP-092 SP-24, SP-T-69, SP-T-22
Id-16-H	60	8,00	4,77	SP-94, SP-95 SP-73, SP-T-30
Id-17-H	50	9,00	2,82	SP-1181N SP-01, SP-93
Id-18-H	50	10,00	17,77	SP-404 SP-114

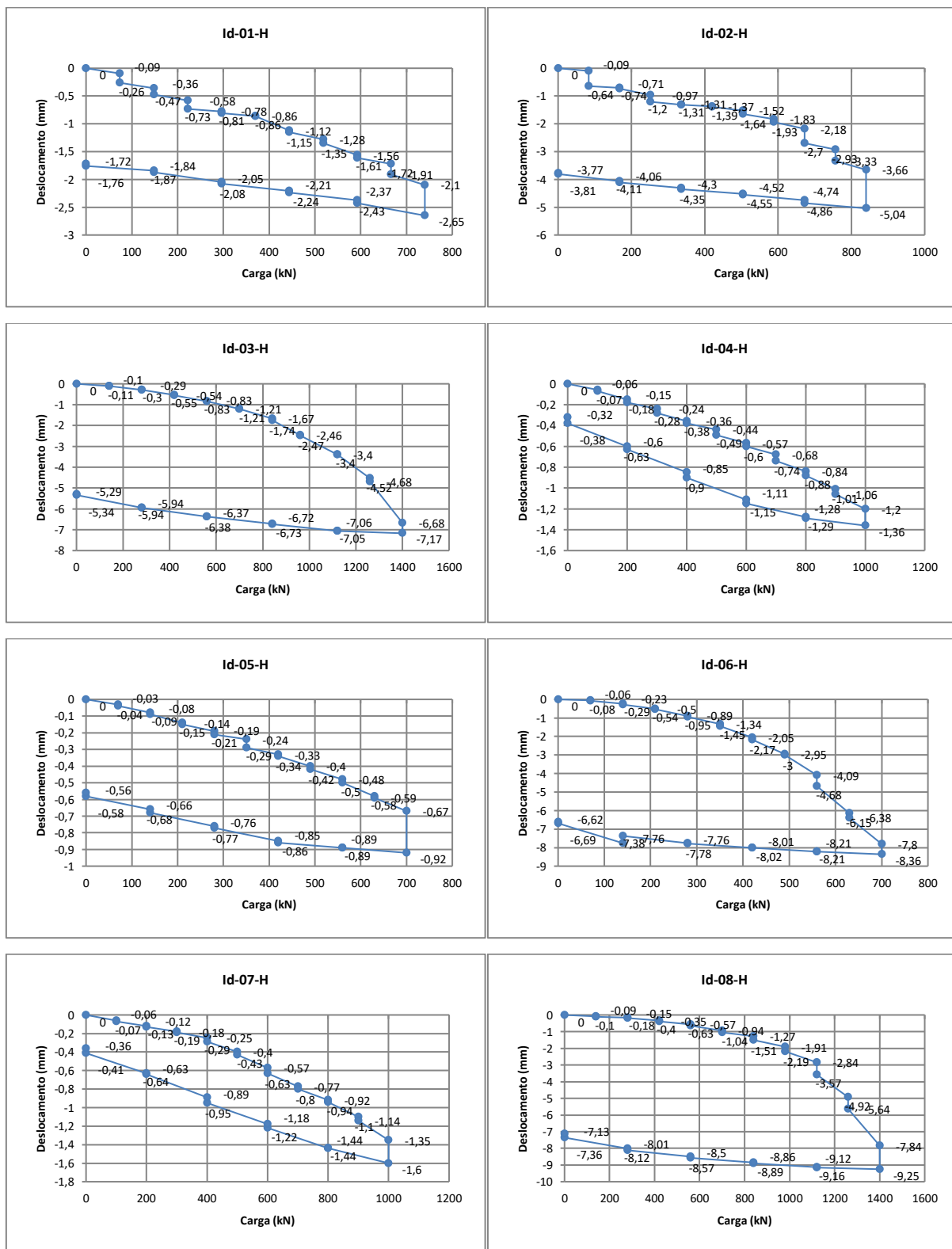
Sondagens de referência – Estacas Raiz

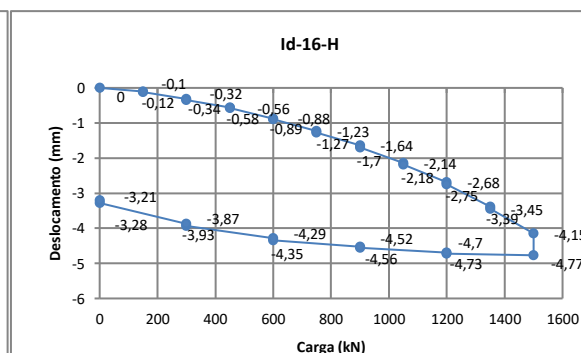
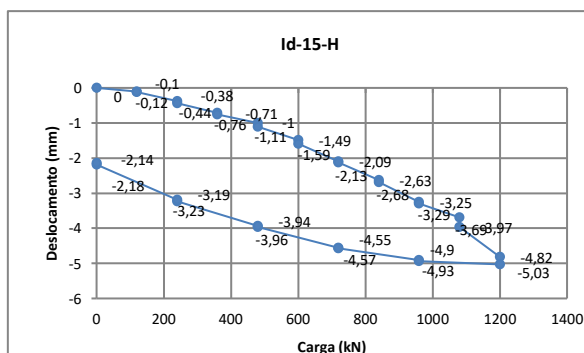
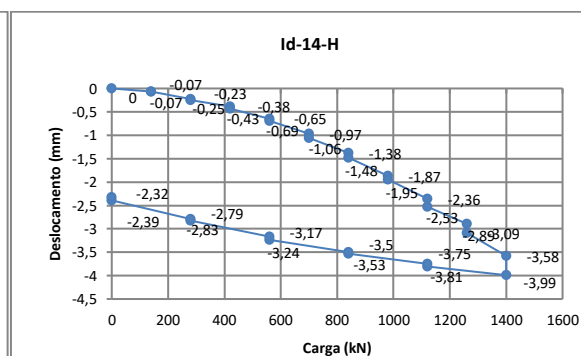
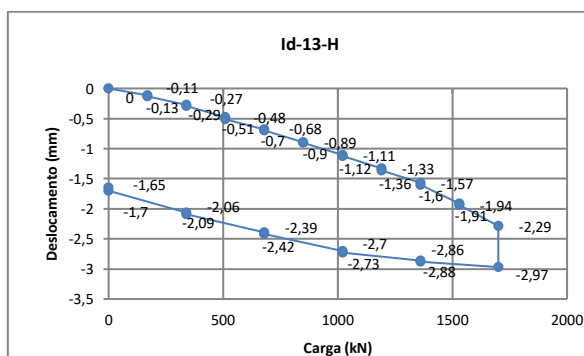
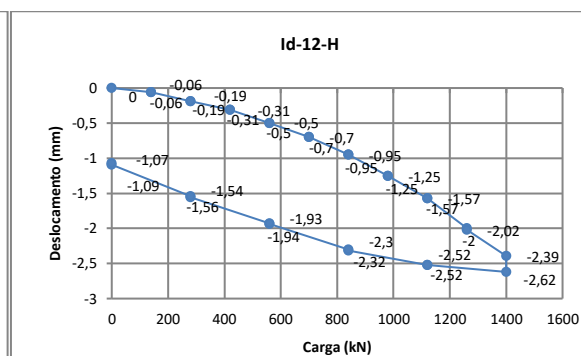
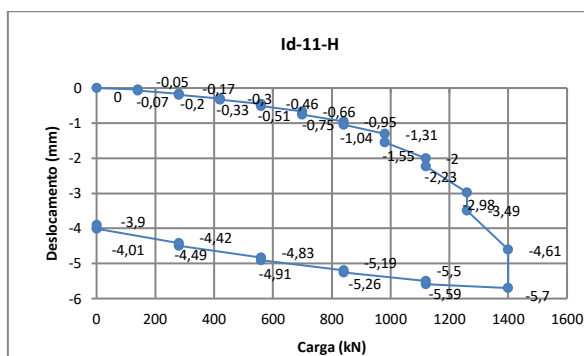
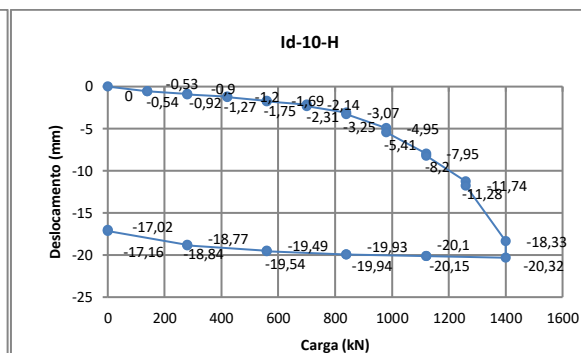
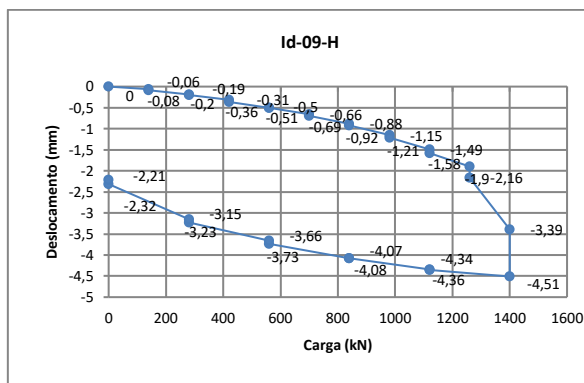
Ref	Ø (cm)	Ltot (m)	LRocha (m)	Sondagens Referência
R-01	41	10,35	2	SPA-214 / SPRA-204 / 129
R-02	41	11,6	2	SPB-278 / SPRA-204 (290/293)
R-03	41	14	2	SPB-1193N / SPRA-217 / SM-03
R-04	41	12	2	SPB-235 / SPRA-204 (290/293)
R-05	41	12	2	SPB-323 / SPRA-204 (231)
R-06	41	8,5	2	SPA-72 / SPRA-204/290
R-07	41	8,5	2	SPB-235 / SPRA-204/290
R-08	31	12	2	SP-T-88 / SR-12
R-09	31	10	2	SP-94 / SM-02
R-10	31	7	2	SPB-96 / SR-35
R-11	41	14	2	SP-82 / SM-02
R-12	41	15	2	SP-89 / SR-77
R-13	41	15	2	SPB-139 / SR-32
R-14	41	9,5	2	SPB-139 / SR-20
R-15	41	9	2	SP-19 / SR-12
R-16	41	12,45	2	SP-81 / SM-02
R-17	41	11	3	SP-3003 / SM-03
R-18	41	15,2	2	SM-02
R-19	41	16,25	3	SM-02
R-20	41	12,2	2	SP-3004 / SM-03
R-21	41	12,2	2	SP-3004 / SM-03
R-22	41	10,1	2	SP-3001 / SM-03
R-23	41	8,9	2	SP-3001 / SM-03
R-24	41	15,22	3	SP-3006 / SM-03
R-25	41	12,1	3	SP-3001 / SM-01
R-26	31	10,3	2	SP-3001 / SM-01
R-27	41	11,1	3	SP-3008 / SM-03
R-28	41	10,1	3	Sp-3006 / SM-03
R-29	41	13,3	2	SPB-231 / SM-03
R-30	31	6	3	SP-3005 / SM-01
R-31	41	15,2	2	SP-3010 / SM-02
R-32	41	15,2	2	SP-3010 / SM-02
R-33	31	15,3	2	SP-3011 / SM-02
R-34	41	13,2	2	SP-3011 / SM-02
R-35	41	13,42	2	SP-3010 / SM-02
R-36	31	18,22	2	SM-02 / SM-02
R-37	41	11,3	2	SP-3014 / SM-02
R-38	31	13,9	2	SP-82 / SM-02
R-39	31	16,5	3	SP-82 / SM-02
R-40	31	7,5	0	SP-3012 / SM-02

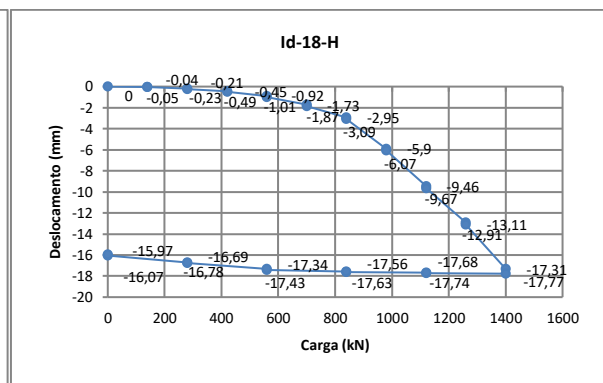
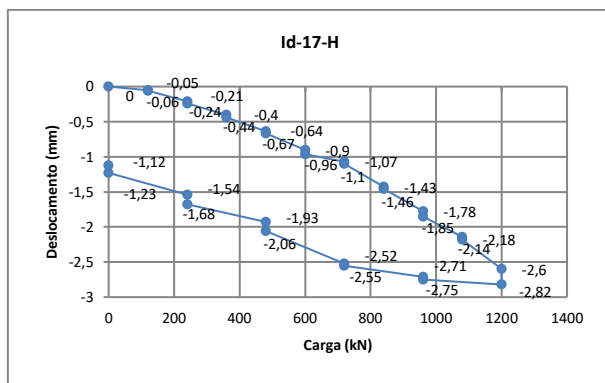
R-41	31	10,2	0	SP-3016 / SM-02
R-42	41	16,45	3	SP-3016 / SM-02
R-43	31	12,27	0	SP-82 / SM-02
R-44	31	14,5	2	SP-3016 / SM-02
R-45	41	12,3	0	SP-3015 / SM-02
R-46	41	19,05	3	SP-3015 / SM-02
R-47	31	19,3	3,5	SP-3015 / SM-02
R-48	41	14,1	2	SP-3014 / SM-02
R-49	41	14,2	2	SP-3016 / SM-02
R-50	31	13,25	0	SP-3015 / SM-02
R-51	31	13,2	0	SP-3016 / SM-02
R-52	31	8,3	0	SP-3012 / SM-02
R-53	31	12,25	0	SP-3010 / SM-02

APÊNDICE C – CURVAS CARGA VS RECALQUE

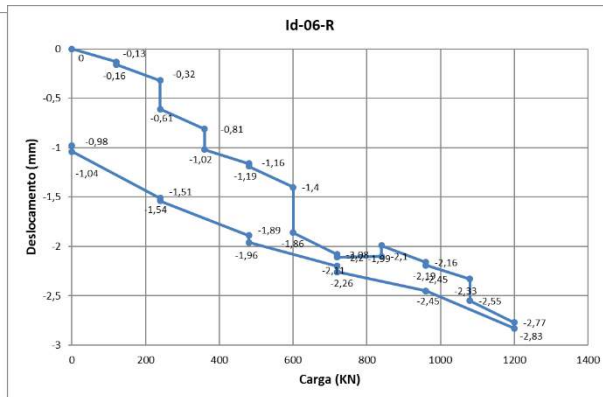
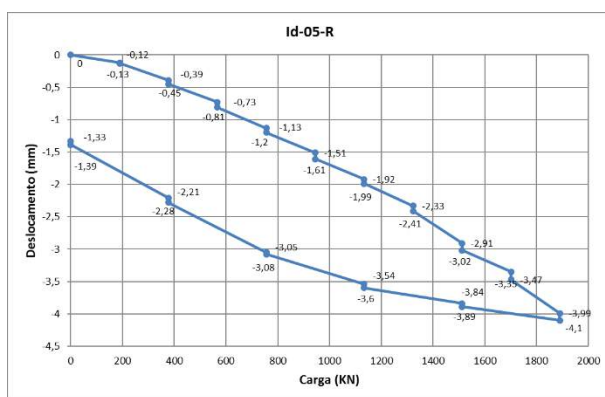
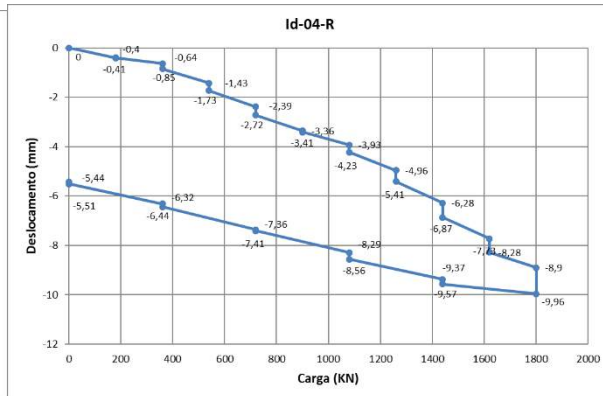
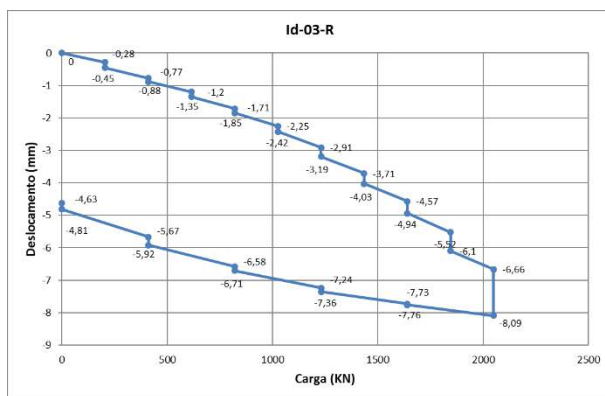
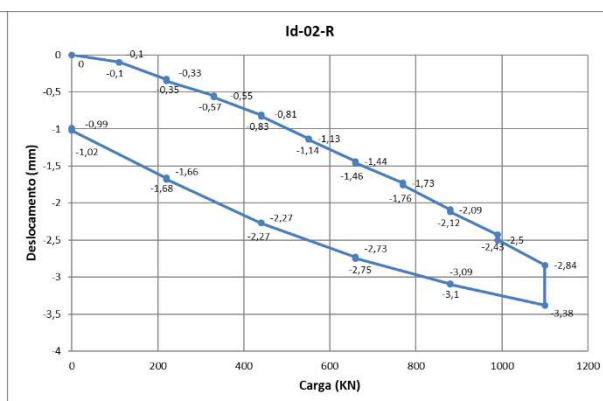
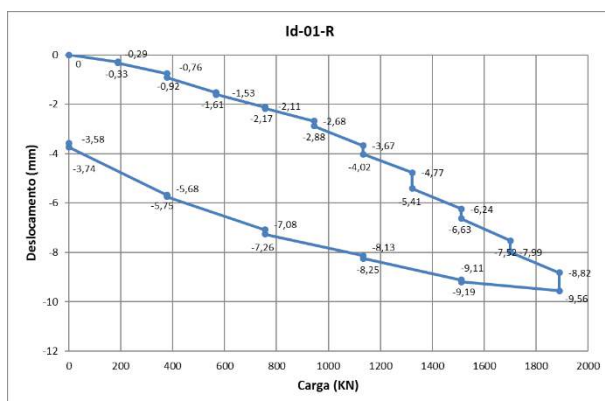
Estacas hélice contínua

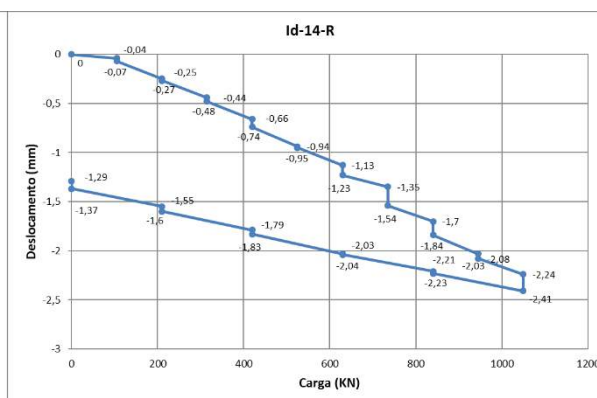
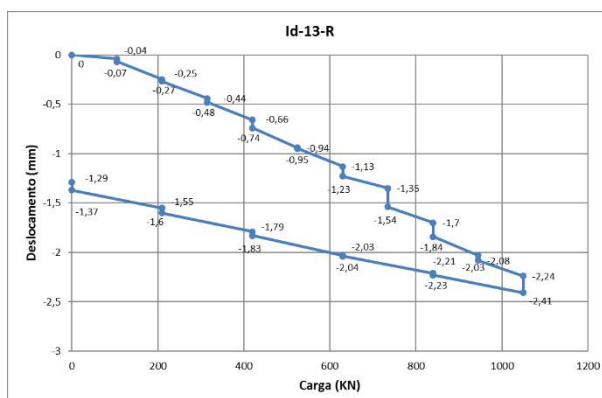
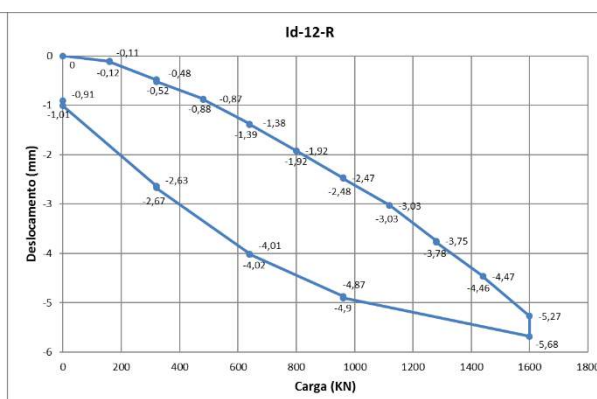
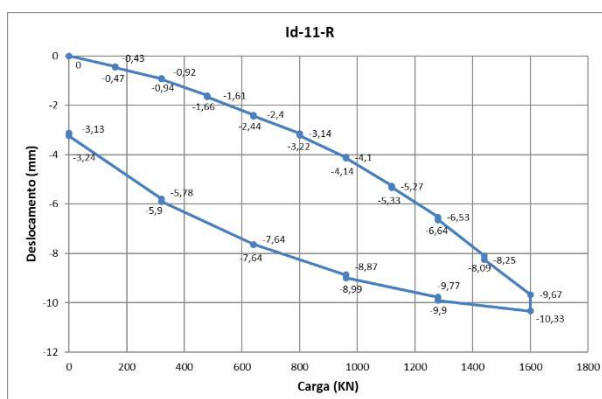
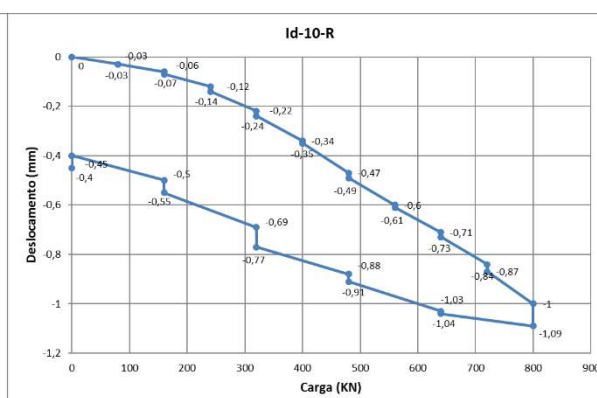
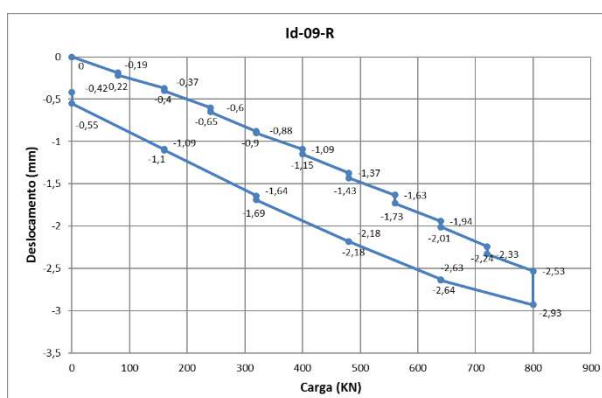
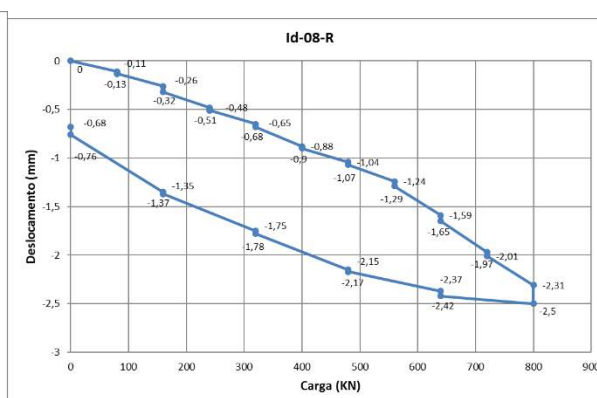
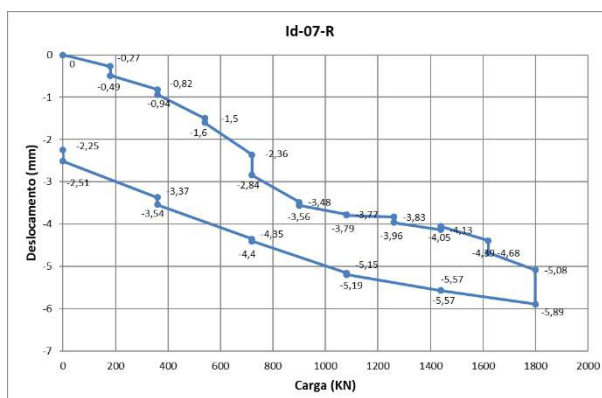


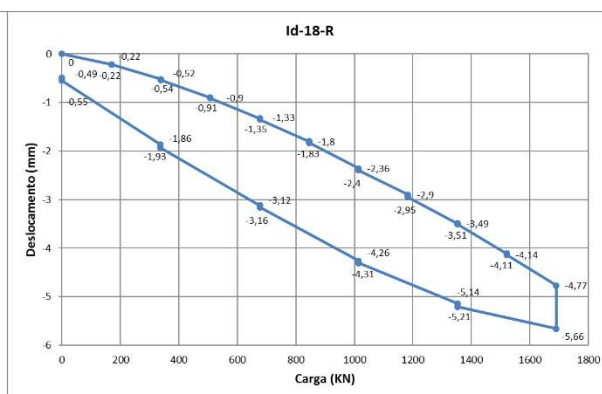
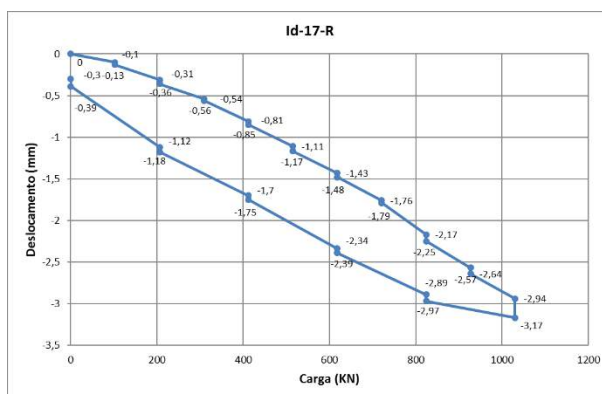
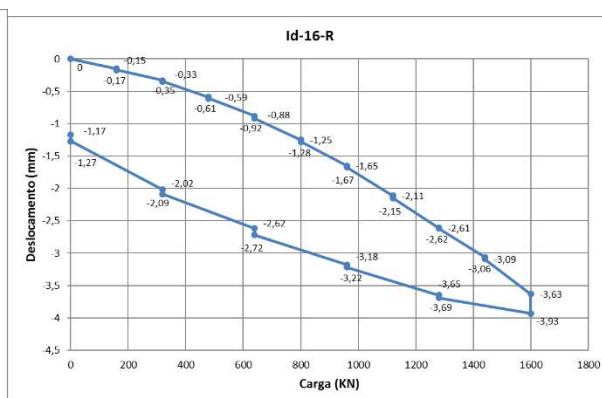
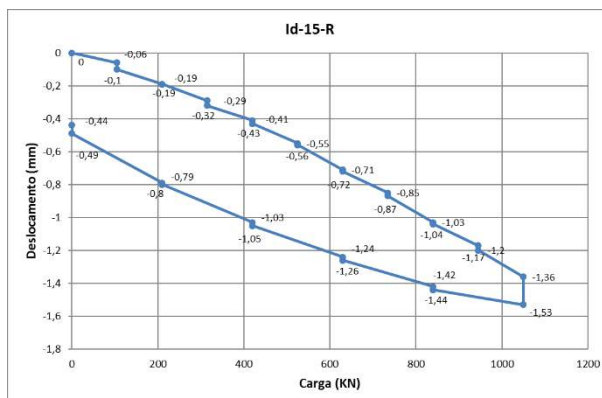


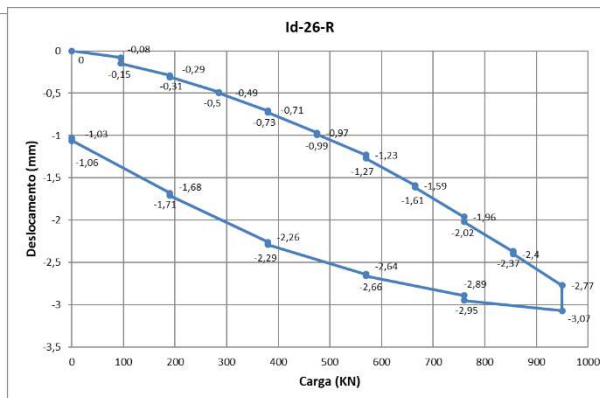
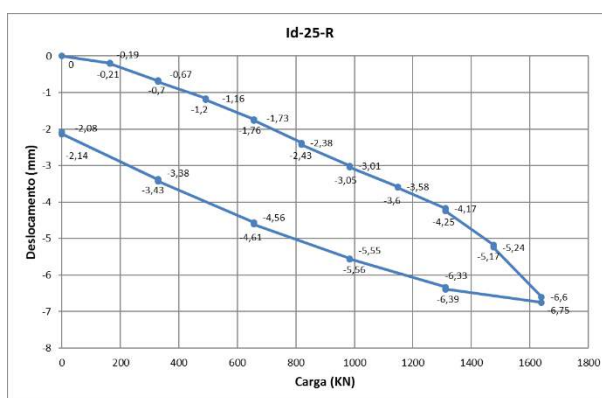
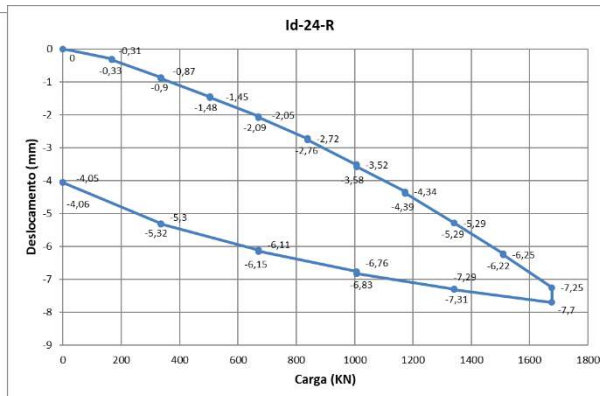
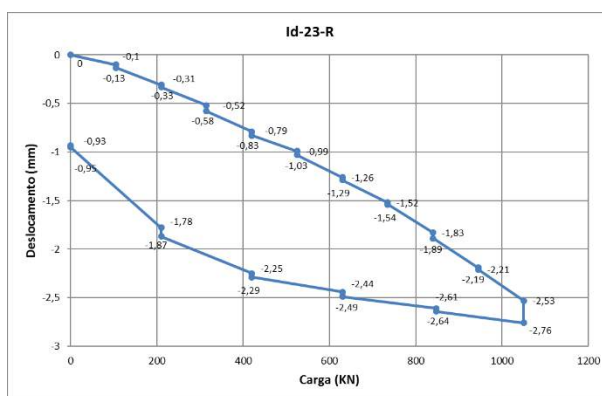
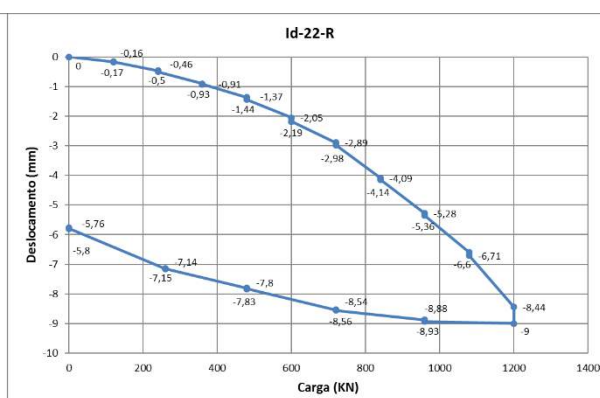
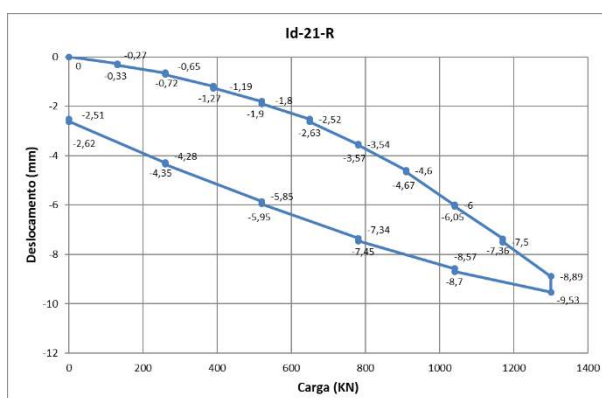
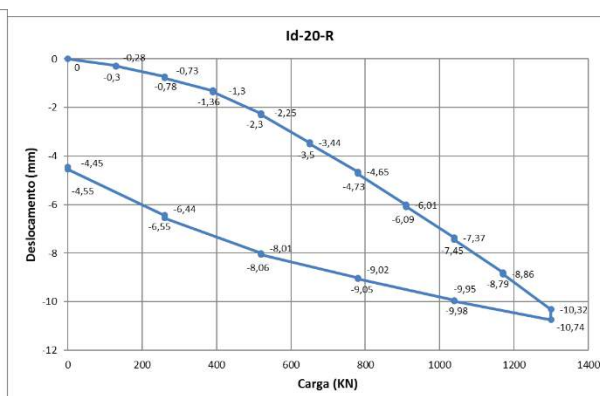
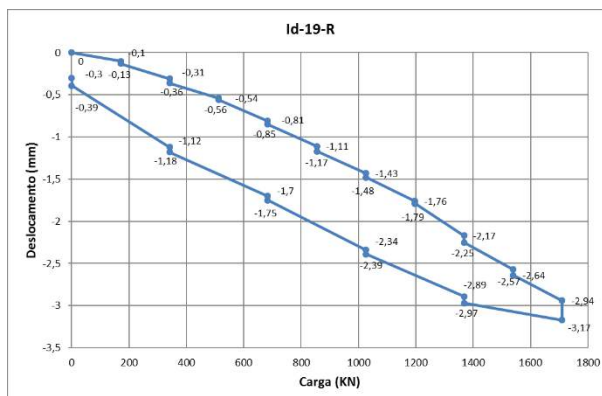


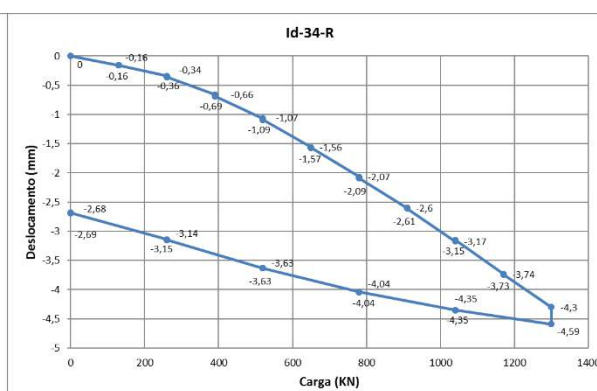
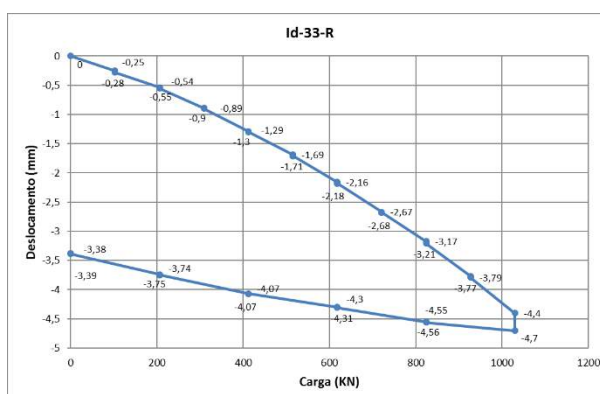
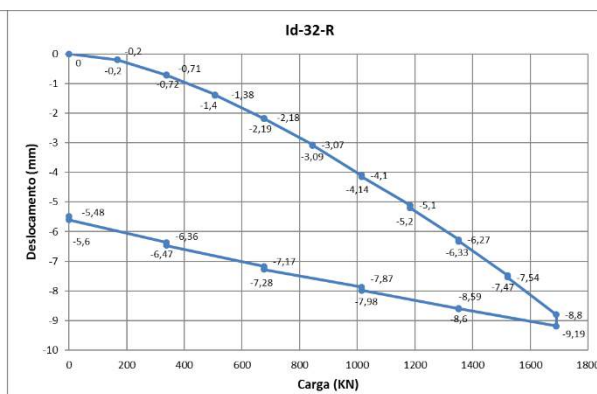
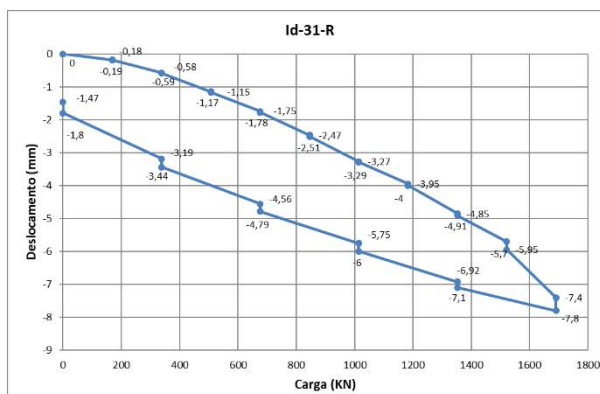
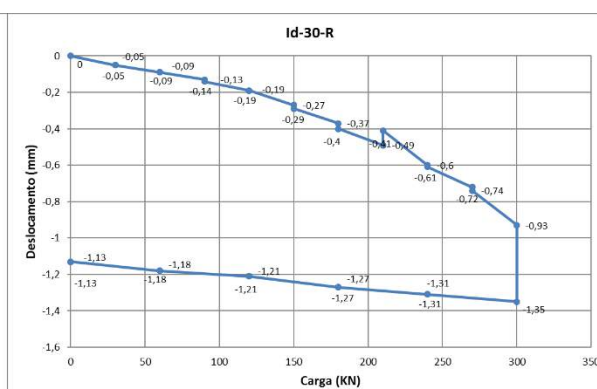
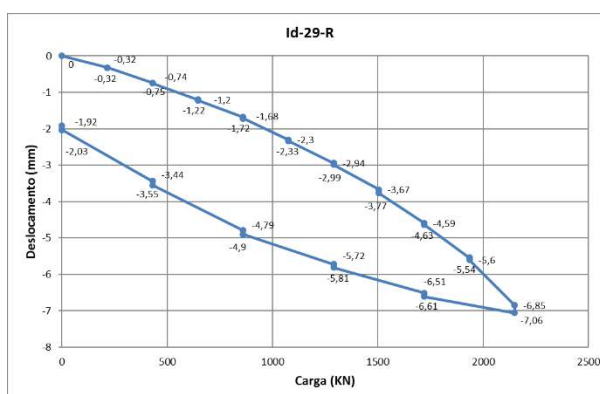
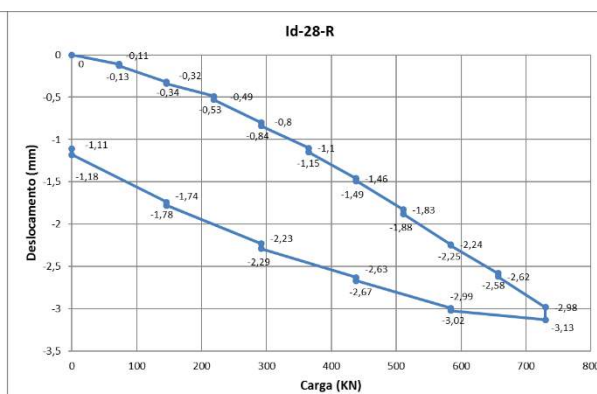
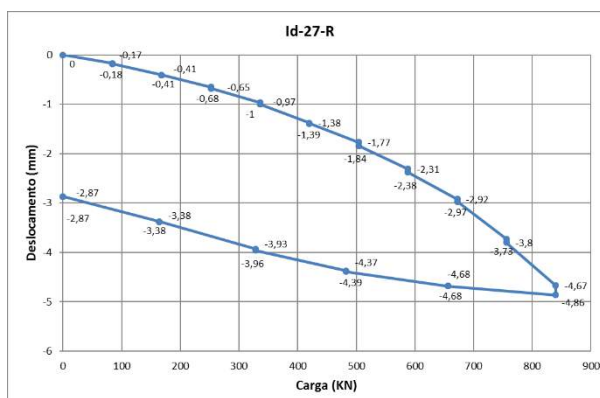
Estacas Raiz

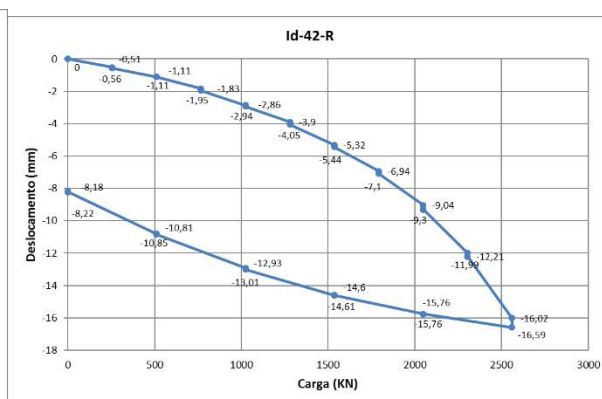
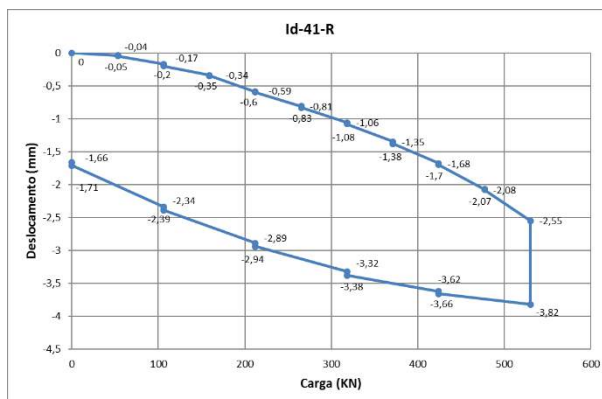
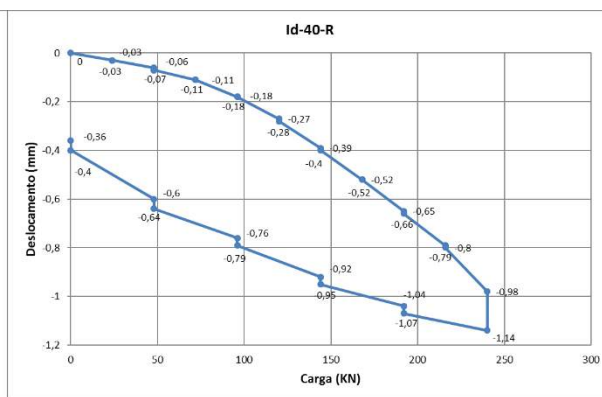
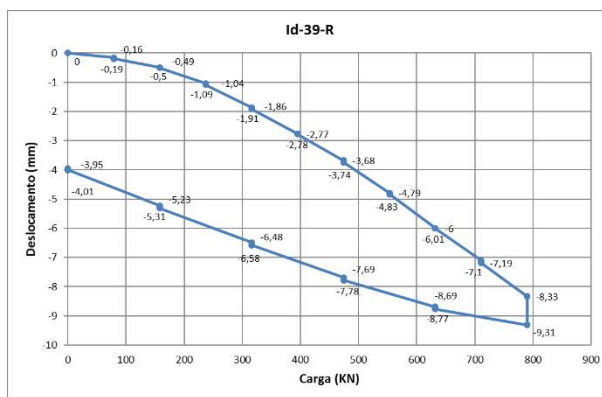
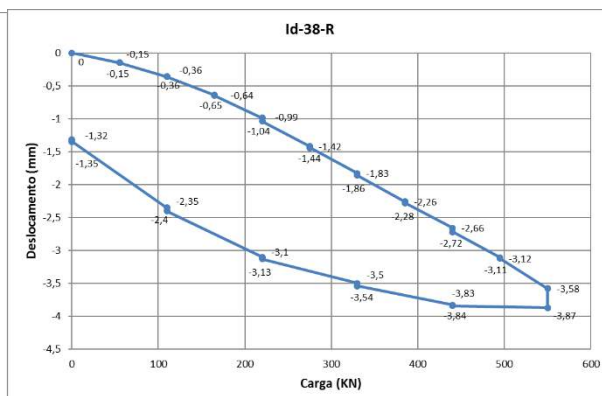
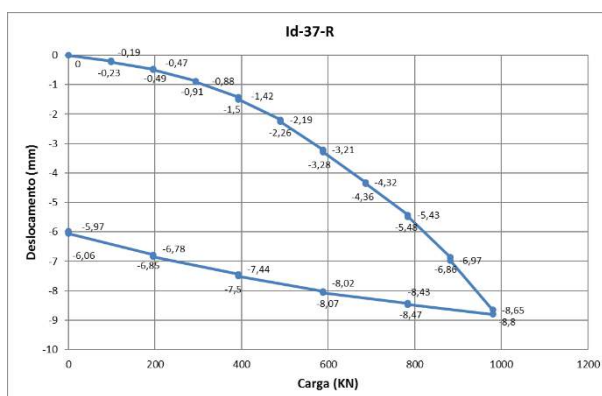
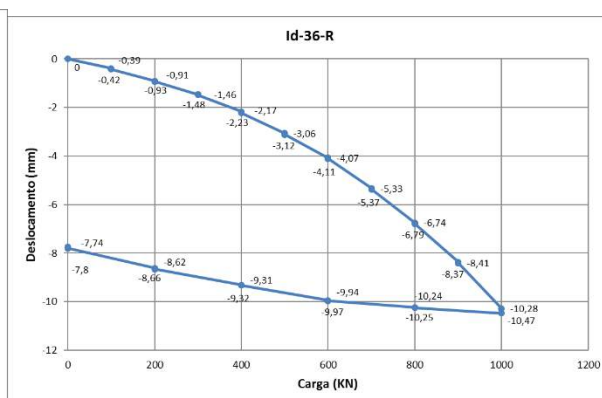
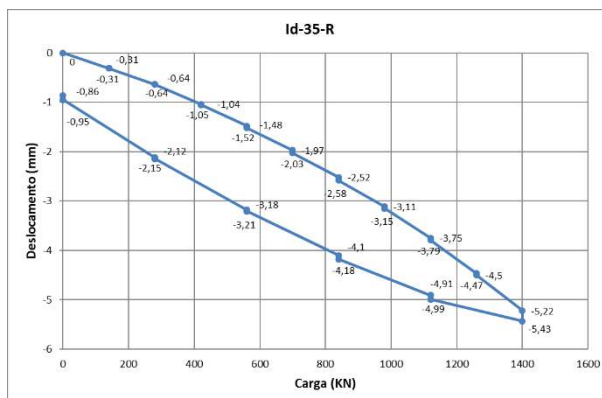


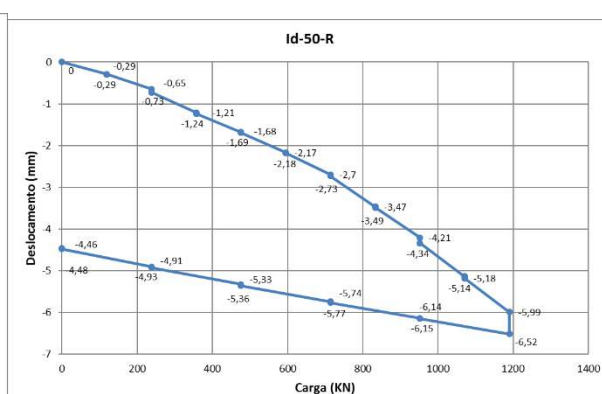
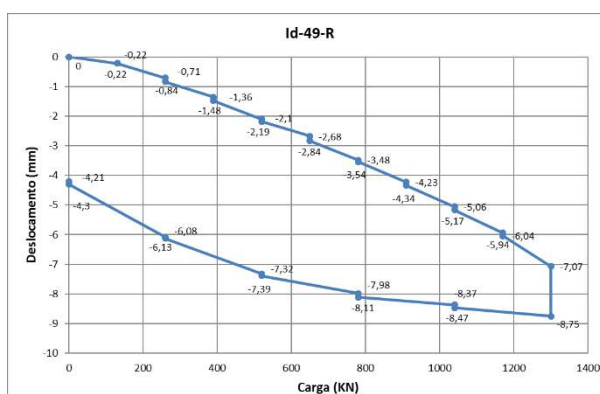
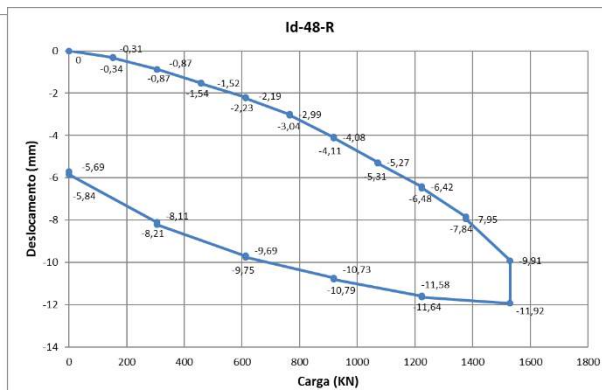
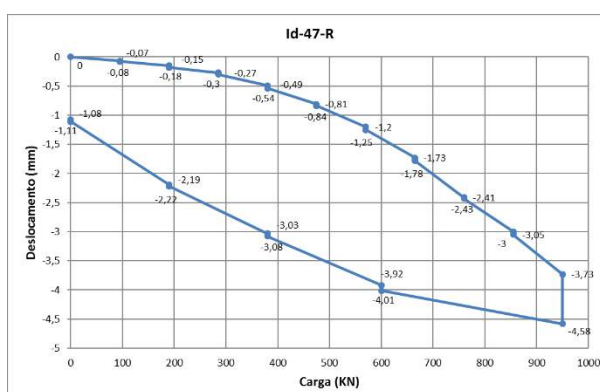
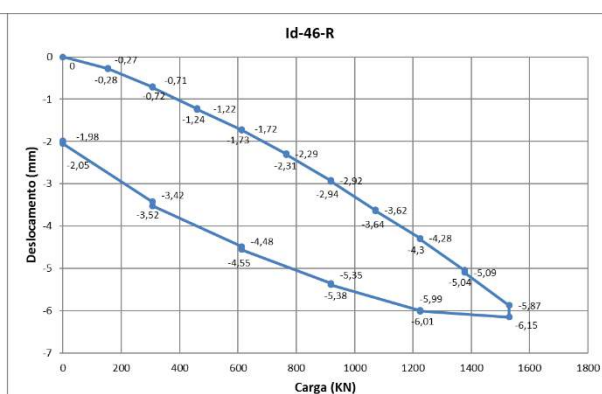
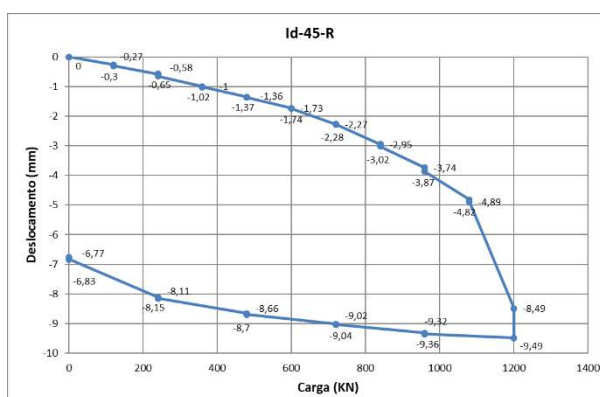
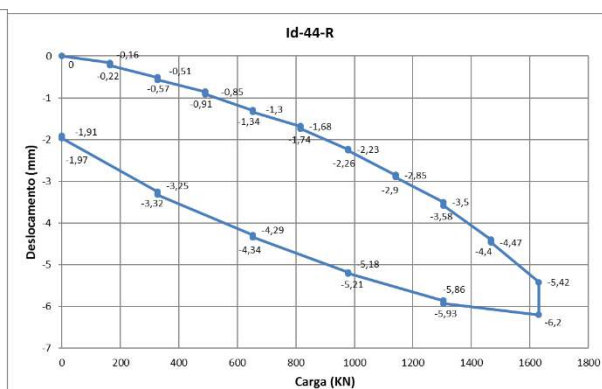
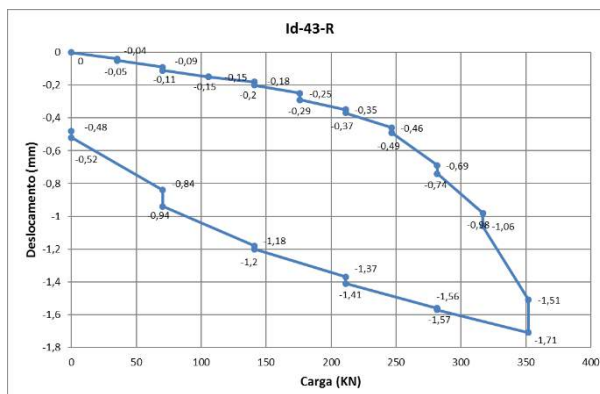


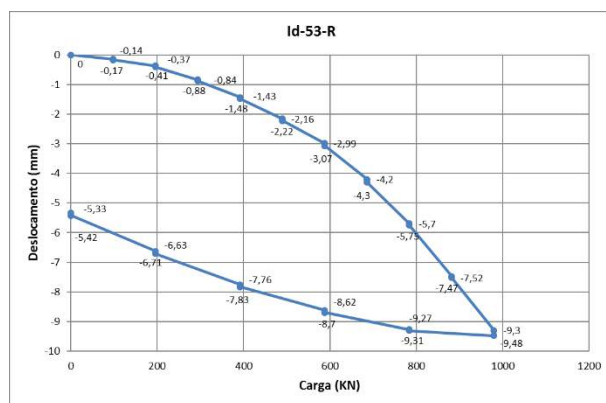
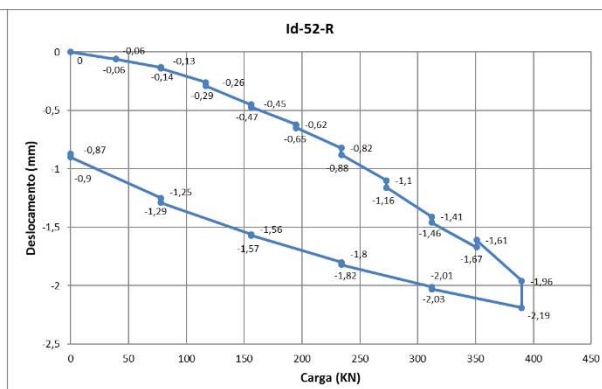
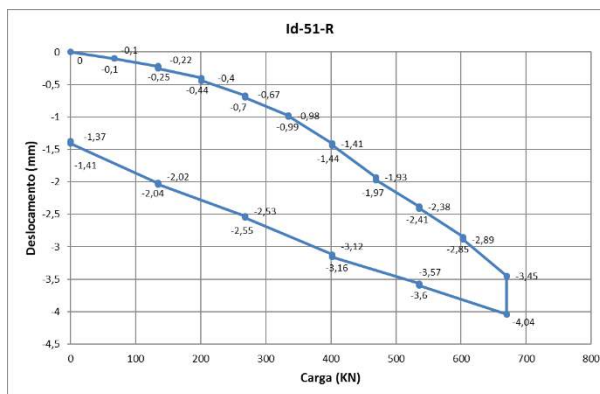






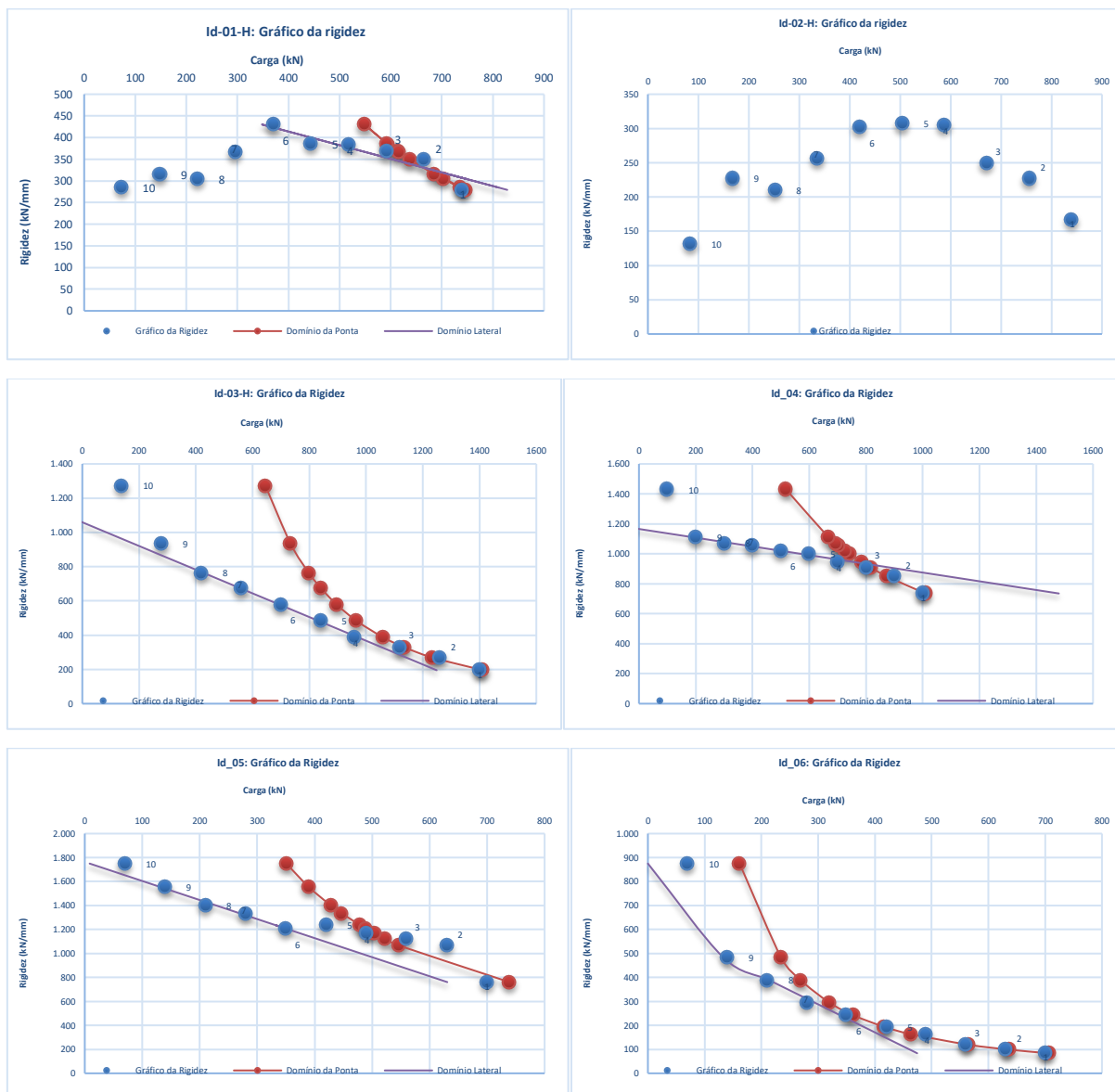


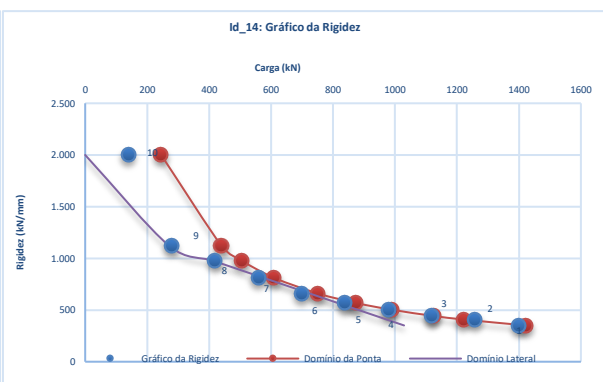
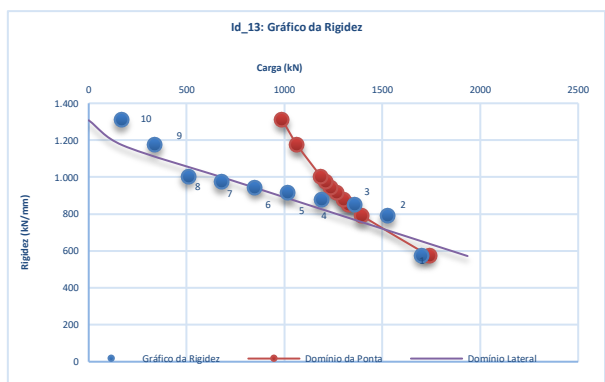
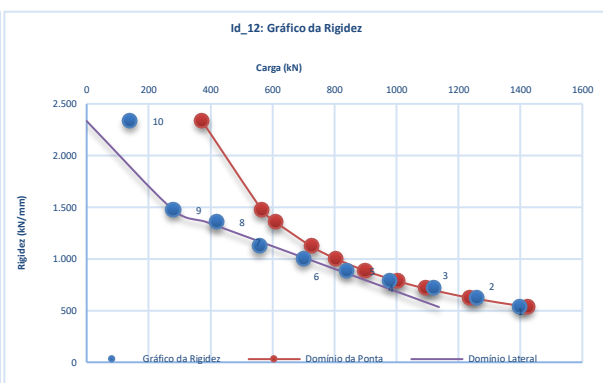
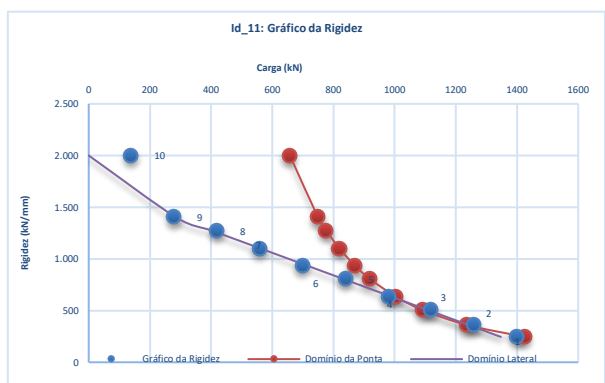
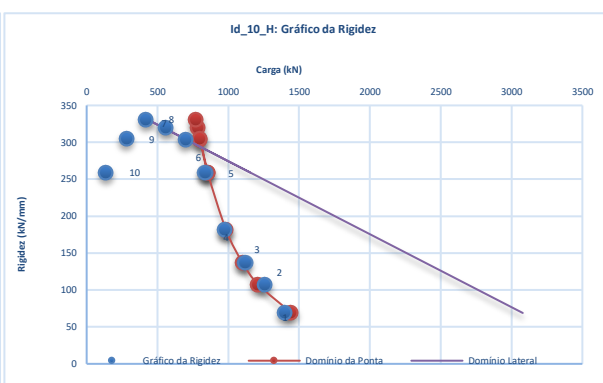
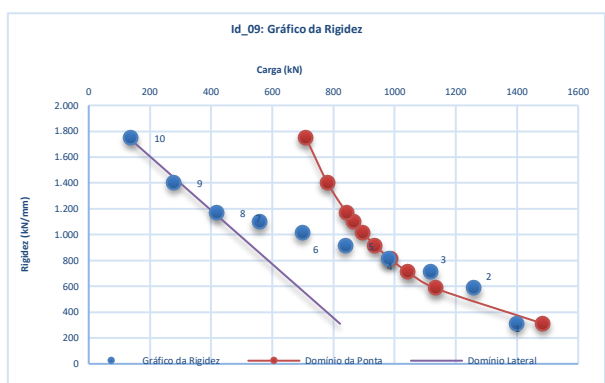
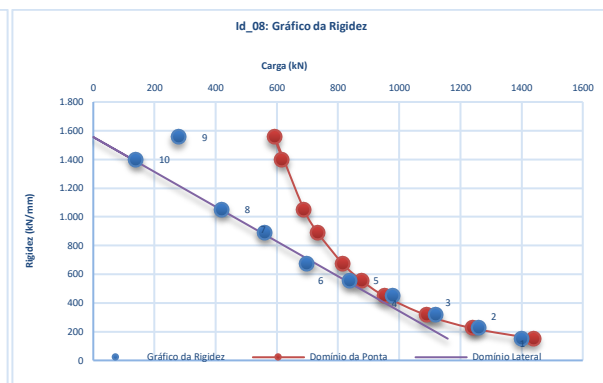
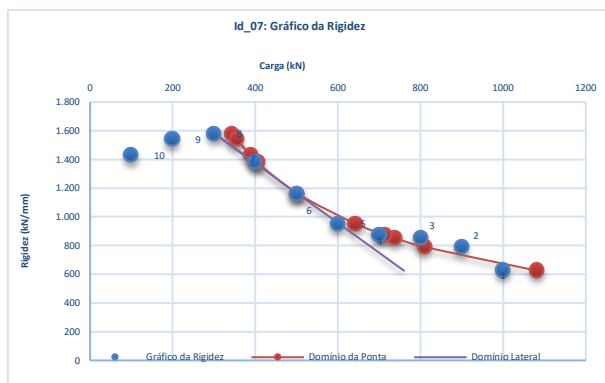


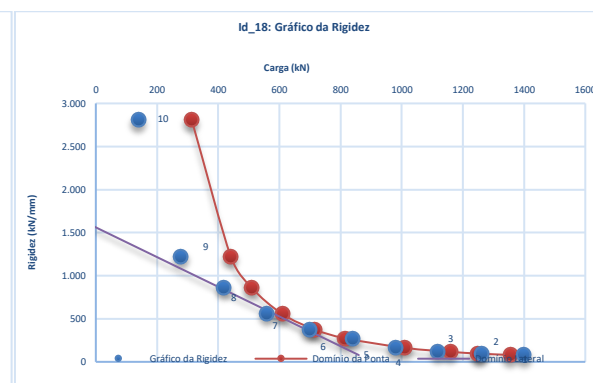
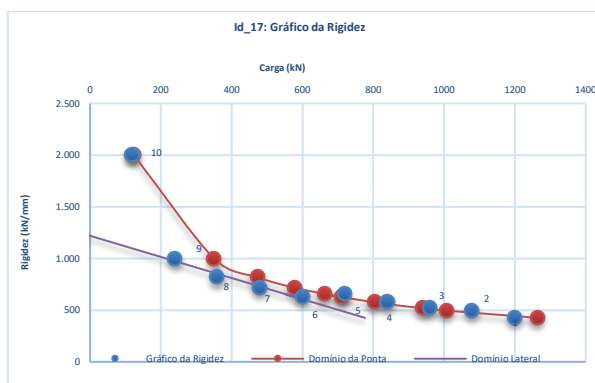
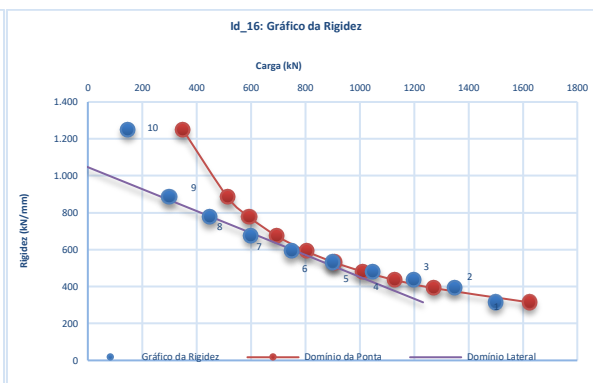
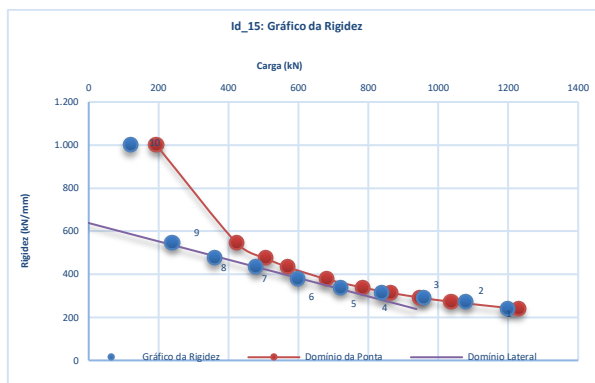


APÊNDICE D – RIGIDEZ: DOMÍNIOS LATERAL E PONTA

Estacas hélice contínua







Estacas raiz

