



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

JOSÉ MELCHIOR FILHO

DESENVOLVIMENTO DE MELHORIAS PARA O PROCEDIMENTO DE
CONTROLE EXECUTIVO DE ESTACAS DO TIPO RAIZ DO PROGRAMA DE
PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DA UFC

FORTALEZA

2018

JOSÉ MELCHIOR FILHO

DESENVOLVIMENTO DE MELHORIAS PARA O PROCEDIMENTO DE
CONTROLE EXECUTIVO DE ESTACAS DO TIPO RAIZ DO PROGRAMA DE
PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DA UFC

Dissertação de Mestrado apresentada à
Coordenação do Curso de Pós-Graduação
em Engenharia Civil do Centro de
Tecnologia da Universidade Federal do
Ceará, como parte dos requisitos para
obtenção do Título de Mestre em
Engenharia Civil. Área de Concentração:
Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Alfran Sampaio
Moura

FORTALEZA

2018

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca Universitária

Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

F498d Filho, José Melchior.
Desenvolvimento de melhorias para o procedimento de controle executivo de estacas do tipo raiz do programa de pós-graduação em engenharia civil da UFC / José Melchior Filho. – 2018.
113 f. : il. color.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Geotecnia, Fortaleza, 2018.
Orientação: Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura.

1. Estaca Raiz. 2. Capacidade de Carga. 3. Controle Executivo. 4. Verificação de Desempenho. I. Título.
CDD 624.15

JOSÉ MELCHIOR FILHO

DESENVOLVIMENTO DE MELHORIAS PARA O PROCEDIMENTO DE
CONTROLE EXECUTIVO DE ESTACAS DO TIPO RAIZ DO PROGRAMA DE
PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DA UFC

Dissertação de Mestrado apresentada à
Coordenação do Curso de Pós-Graduação
em Engenharia Civil do Centro de
Tecnologia da Universidade Federal do
Ceará, como parte dos requisitos para
obtenção do Título de Mestre em
Engenharia Civil. Área de Concentração:
Geotecnia

Aprovada em: 22/02/2018

BANCA EXAMINADORA

Prof. Alfran Sampaio Moura, D.Sc.

(Orientador - UFC)

Francisco Chagas da Silva Filho, D.Sc.

(Examinador interno – UFC)

Prof. Marcos Fábio Porto de Aguiar, D.Sc.

(Examinador externo – IFCE)

AGRADECIMENTOS

Meus agradecimentos vão, primeiramente, aos meus pais, José Melchior Neto e Maria do Socorro Sabino de Vasconcelos, que são os maiores responsáveis por todas minhas conquistas, e, que com muito amor e paciência, me ensinaram todos os valores que sempre levarei comigo.

Agradeço também aos meus irmãos, José Ananias Tomaz Vasconcelos e Suzana Tomaz Vasconcelos, que estiverem ao meu lado, me apoiando, em qualquer situação.

Agradeço à minha noiva Drielly Filgueiras Roberto que sempre me apoiou em todas minhas escolhas, oferecendo conselhos e todo o suporte necessário, tornando nossas experiências juntos as melhores possível. Obrigado, também, por suas “traduções”.

Aos meus grandes amigos: Ana Caroline, Ana Virgínia, Bruno Martins, Clícia Paiva, Drielly Filgueiras, Eduardo Gondim, Feitosa Neto, Gabriel Lima, Ingrid Andrade, João Campelo, Marcelo Gondim, Mariana Feitosa, Rafael Martins, Tabatinga Neto, pelos nossos maravilhosos encontros e discussões em churrascos, que muito me ensinaram durante todos esses anos, aprecio a amizade de cada de um e espero que possamos manter durante muito mais anos.

Aos meus colegas de mestrado: Deyvid Elias, Elis Lopes, Fernando Aguiar, Grover Ayala, Henrique Petisco, Marcela Moreira, Pedro Lustosa, Yago Machado, pelo companheirismo e ajuda durante esse período tão importante para todos nós.

Aos professores: Adriano Frutuoso da Silva, Anderson Borghetti Soares, Francisco Chagas da Silva Filho e Silvrano Adonias Dantas Neto pelos conhecimentos transmitidos durante o curso de mestrado.

Um agradecimento especial ao meu orientador, Dr. Alfran Sampaio Moura, que dedicou seu tempo em transmitir seus conhecimentos e experiências, que auxiliaram na conclusão desta pesquisa. Obrigado pela paciência, pelas informações e pela amizade durante esse tempo fundamental em minha vida.

À empresa GEOBRASIL, especialmente ao Engenheiro Nóbrega Júnior, por seu apoio, durante a etapa prática deste trabalho, e sua disposição em dispor dados relevantes à pesquisa.

À empresa TECNORD e aos engenheiros, técnicos e encarregados da TECNORD (Alan, Fred e Euclides pelo apoio e esclarecimentos).

À Shirley e a Neuza da secretaria do POSDEHA, pela atenção e eficiência na solução dos assuntos burocráticos e por seu atendimento de qualidade.

Aos professores Marcos Fábio Porto de Aguiar e Francisco Chagas da Silva Filho por aceitarem participar da banca examinadora desta pesquisa.

“Nenhuma grande
descoberta jamais foi feita sem
um palpite ousado.”

Isaac Newton

RESUMO

O desempenho das fundações é verificado a partir do seu controle executivo. Existem diversos métodos para se verificar o desempenho de fundações profundas que variam de acordo com o tipo de fundação. Para estacas raiz, o controle é realizado, de forma geral, após a fase executiva, com base na execução de provas de carga estáticas, já que no atual estado da arte, o processo executivo desse tipo de estaca não permite, de forma prática, até o momento, o monitoramento durante a execução. Com o objetivo de propor um procedimento de controle do desempenho de estacas do tipo raiz, adotou-se um novo procedimento, utilizando um odômetro, para medir algumas variáveis em campo durante a execução da estaca. Nessa direção as variáveis medidas em campo foram correlacionadas com a capacidade de carga da estaca. Tais pesquisas foram iniciadas por Lima (2014), Moura *et al.* (2015) e, mais recentemente, por Monteiro (2016). A presente pesquisa tem por objetivo desenvolver aprimoramentos nos equipamentos e procedimentos propostos, pelos mencionados autores, para o controle executivo de estacas raiz, assim como a modificação das formulações propostas, com a introdução da variável pressão de injeção como componente da parcela de resistência devido ao atrito lateral. A metodologia adotada para o desenvolvimento desta pesquisa, contam com as etapas: definição dos locais de estudo, coleta de dados, desenvolvimento de alteração do equipamento utilizado por Monteiro (2016), monitoramento do processo executivo de 10 estacas utilizando as modificações propostas, inclusão da variável de pressão de injeção nas equações propostas por Monteiro (2016), validação das equações implementadas. Foram propostos três cenários, nos quais a parcela de resistência devido ao atrito lateral é responsável por 80%, 90% e 100% da capacidade de carga da estaca, sendo assim a parcela de resistência de ponta é responsável por 20%, 10% e 0%, respectivamente. Verificou-se que dos três cenários apresentados o cenário 80/20 foi o que apresentou os resultados mais concordantes. Por esta pesquisa, verificou-se que os aprimoramentos dos equipamentos se mostraram adequados com redução dos erros de medidas e uma melhoria na operação dos equipamentos em relação aos usados nas pesquisas anteriores.

Palavras-Chave: Estaca Raiz, Capacidade de Carga, Controle Executivo, Verificação de Desempenho.

ABSTRACT

The performance of foundations is verified from their executive control. There are several methods to verify the performance of deep foundations that vary according to the type of foundation. For root piles, the control is generally performed after the executive phase, based on the execution of static load tests, since in the current state of the art, the executive process of this type of pile does not allow, in a practical way, so far, monitoring during execution. With the purpose of proposing a procedure to control the performance of root piles, a new procedure was adopted, using an odometer, to measure some variables in the field during the execution of the pile. These studies were initiated by Lima (2014), Moura *et al.* (2015) and more recently by Monteiro (2016). This present research aims to develop improvements in the equipment / procedures proposed by the mentioned authors for the executive control of root piles, as well as the modification of the proposed formulations, with the inclusion of the variable of injection pressure as a component of the lateral friction resistance. The methodology adopted for the development of this research has the following stages: definition of study sites, data collection, modifications development of the equipment used by Monteiro (2016), monitoring the executive process of 10 piles using the proposed modifications, inclusion of the variable of injection pressure in the equations proposed by Monteiro (2016), validation of the implemented equations. Three scenarios were proposed, in which the lateral friction resistance is responsible for 80%, 90% and 100% of the load capacity of the pile, therefore the portion of resistance due the tip of the pile is responsible for 20%, 10% and 0%, respectively. It was verified that of the three scenarios presented the scenario 80/20 was the one that presented the most concordant results. By this research, it was verified that the improvements of the equipment were shown adequate with reduction of measurement errors and an improvement in the operation of the equipment in relation to those used in previous researchs.

Keywords: Root Pile, Load Capacity, Executive Control, Performance Control.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Solo melhorado com estacas raiz (“solo armado”)	22
Figura 2.2 – Perfuratriz para execução de estaca raiz	23
Figura 2.3 – Processo executivo da estaca raiz	24
Figura 2.4 – Prova de carga estática em estaca	28
Figura 2.5 – Sistema de reação com cargueira	29
Figura 2.6 – Sistema de reação com tirantes (a) e estacas vizinhas (b).....	29
Figura 2.7 – Sistema de reação com estacas vizinhas	29
Figura 2.8 – Carga de ruptura convencional	31
Figura 2.9 – Extrapolação da curva carga x recalque segundo Van der Veen	32
Figura 2.10 – Representação do gráfico do método de Chin (1970).....	33
Figura 2.11 – Exemplo do método de De Beer	34
Figura 2.12 – Critério dos 80% de Brinch-Hansen	35
Figura 2.13 – Curvas de transferência de carga.....	36
Figura 2.14 – Curvas carga x recalque de estacas com diferentes pressões de injeção..	40
Figura 2.15 – Gráfico carga x recalque do ensaio dinâmico	41
Figura 3.1 – Localização das obras 1 a 4.....	46
Figura 3.2 – Localização das obras a) 5 e 6, b) 7.	46
Figura 3.3 – Localização das estacas monitoradas e dos furos dos SPTs na obra 05...	47
Figura 3.4 – Localização das estacas monitoradas e dos furos dos SPTs na obra 06...	48

Figura 3.5 – Localização das estacas monitoradas e dos furos dos SPTs na obra 07...	49
Figura 3.6 – Perfuratriz utilizada para execução das estacas raiz	52
Figura 3.7 – Broca 1000, com diâmetro de 31 cm	51
Figura 3.8 – Equipamento de monitoramento posicionado.....	53
Figura 3.9 – Equipamento utilizado por Monteiro (2016) para o monitoramento das estacas raiz.....	53
Figura 3.10 – Seções de avanço da broca.....	54
Figura 4.1 – SPT-01 da obra 1.....	59
Figura 4.2 – SPT-02 da obra 1.....	60
Figura 4.3 – Resultado do ensaio de prova de carga da estaca 1.....	61
Figura 4.4 – Resultado do ensaio de prova de carga da estaca 2.....	61
Figura 4.5 – SPT-01 da obra 2.....	62
Figura 4.6 – SPT-02 da obra 2.....	63
Figura 4.7 – SPT-03 da obra 2.....	63
Figura 4.8 – Resultado do ensaio de prova de carga da estaca 3.....	64
Figura 4.9 – Resultado do ensaio de prova de carga da estaca 4.....	65
Figura 4.10 – SPT-01 da obra 3.....	66
Figura 4.11 – SPT-02 da obra 3.....	66
Figura 4.12 – Resultado do ensaio de prova de carga da estaca 5.....	67
Figura 4.13 – SPT-01 da obra 4.....	68
Figura 4.14 – SPT-02 da obra 4.....	68

Figura 4.15 – SPT-02 da obra 4.....	69
Figura 4.16 – Resultado do ensaio de prova de carga da estaca 6.....	70
Figura 4.17 – Resultado do ensaio de prova de carga da estaca 7.....	70
Figura 4.18 – SPT-01 da obra 5.....	71
Figura 4.19 – SPT-02 da obra 5.....	72
Figura 4.20 – SPT-03 da obra 5.....	72
Figura 4.21 – SPT-01 da obra 6.....	73
Figura 4.22 – SPT-02 da obra 6.....	74
Figura 4.23 – SPT-03 da obra 6.....	74
Figura 4.24 – Resultado do ensaio de prova de carga da estaca 11.....	75
Figura 4.25 – SPT-01 da obra 7.....	76
Figura 4.26 – SPT-01 da obra 7.....	77
Figura 4.27 – Imãs posicionados diametralmente opostos no rotor da perfuratriz.....	78
Figura 4.28 – Velocímetro wireless com precisão de três casas.	78
Figura 4.29 – Equipamento de monitoramento proposto instalado e seus componentes...79	
Figura 4.30 – Haste de escavação seccionada em três partes por Monteiro (2016).....	80
Figura 4.31 – Haste de escavação seccionada em quatro trechos para o monitoramento..80	
Figura 4.32 – Estimativa de capacidade de carga da estaca 1.	87
Figura 4.33 – Estimativa de capacidade de carga da estaca 2.	87
Figura 4.34 – Estimativa de capacidade de carga da estaca 3.	88

Figura 4.35 – Estimativa de capacidade de carga da estaca 4.	88
Figura 4.36 – Estimativa de capacidade de carga da estaca 5.	89
Figura 4.37 – Estimativa de capacidade de carga da estaca 6.	89
Figura 4.38 – Estimativa de capacidade de carga da estaca 7.	90
Figura 4.39 – Estimativa de capacidade de carga da estaca 11.	90
Figura 4.40 – Coeficiente de determinação entre as equações do cenário 80/20 e o valor de referência.	95
Figura 4.41 - Coeficiente de determinação entre as equações do cenário 90/10 e o valor de referência.	96
Figura 4.42 – Coeficiente de determinação entre as equações do cenário 100/0 e o valor de referência.	96
Figura 4.43 – Comparação entre previsões da capacidade de carga da estaca 4 pelos métodos semi-empíricos mais concordantes, pelas equações modificadas e pelo valor de referência.	98
Figura 4.44 – Comparação entre previsões da capacidade de carga da estaca 6 pelos métodos semi-empíricos mais concordantes, pelas equações modificadas e pelo valor de referência.	98
Figura 4.45 – Comparação entre previsões da capacidade de carga da estaca 11 pelos métodos semi-empíricos mais concordantes, pelas equações modificadas e pelo valor de referência.	99
Figura 4.46 – Comparação entre as previsões da capacidade de carga da estaca 1 utilizando as equações de Monteiro (2016) e as equações modificadas na presente pesquisa.	100
Figura 4.47 – Comparação entre as previsões da capacidade de carga da estaca 2 utilizando as equações de Monteiro (2016) e as equações modificadas na presente pesquisa.	100

Figura 4.48 – Comparação entre as previsões da capacidade de carga da estaca 4 utilizando as equações de Monteiro (2016) e as equações modificadas na presente pesquisa.	101
Figura 4.49 – Comparação entre as previsões da capacidade de carga da estaca 6 utilizando as equações de Monteiro (2016) e as equações modificadas na presente pesquisa.	101
Figura 4.50 – Comparação entre previsões da capacidade de carga para diferentes comprimentos da estaca 1.	102
Figura 4.51 – Comparação entre previsões da capacidade de carga para diferentes comprimentos da estaca 2.	103
Figura 4.52 – Comparação entre previsões da capacidade de carga para diferentes comprimentos da estaca 4.	104
Figura 4.53 – Comparação entre previsões da capacidade de carga para diferentes comprimentos da estaca 6.	105

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Quantidade de provas de carga	27
Tabela 2.2 – Valores propostos para a.....	42
Tabela 3.1 – Resumo das estacas raiz monitoradas.....	50
Tabela 4.1 – Informações utilizadas para o controle tecnológico das estacas estudadas.	81
Tabela 4.2 – Resultados dos monitoramentos da execução das estacas utilizados na pesquisa.....	82
Tabela 4.3 – Valores das previsões da capacidade de carga obtidos a partir dos resultados de ensaios de prova de carga.....	84
Tabela 4.4 – Valores de carga limite adotados.....	85
Tabela 4.5 – Estimativa de capacidade de carga das estacas 1 a 17 utilizando métodos semi-empíricos.....	86
Tabela 4.6 – Resumo dos erros de previsão de capacidade de carga.	91
Tabela 4.7 – Resumo dos dados utilizados nos monitoramentos durante a execução das estacas relacionadas ao atrito lateral.	92
Tabela 4.8 – Comparação entre os valores da equação e a capacidade de carga resistida pelo atrito lateral em cada cenário das estacas de validação.	94
Tabela 4.9 – Comparação entre os valores da equação e a capacidade de carga resistida pelo atrito lateral em cada cenário das estacas da regressão.....	97

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	18
1.1	Objetivos.....	19
1.2	Estrutura da pesquisa	19
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
2.1	Estaca tipo raiz	21
2.1.1	<i>Definição.....</i>	<i>21</i>
2.1.2	<i>Histórico.....</i>	<i>21</i>
2.1.3	<i>Processo executivo.....</i>	<i>23</i>
2.2	Determinação da capacidade de carga – Métodos semi-empíricos.....	25
2.3	Prova de carga estática	26
2.3.1	<i>Processo executivo.....</i>	<i>26</i>
2.3.2	<i>Métodos de interpretação da curva carga x recalque</i>	<i>30</i>
2.4	Análise da transferência de carga em estacas.....	35
2.5	Verificação de desempenho de estacas escavadas	37
2.5.1	<i>Desempenho de estacas hélice-contínua</i>	<i>38</i>
2.5.2	<i>Desempenho de estacas raiz.....</i>	<i>39</i>
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	45
3.1	Metodologia.....	45
3.2	Locais estudados	45
3.3	Coleta de dados.....	50
3.4	Desenvolvimento e propostas de alteração no equipamento de monitoramento utilizado por Monteiro (2016)	50
3.5	Monitoramento da execução das estacas.....	51
3.5.1	<i>Equipamentos de escavação das estacas</i>	<i>51</i>
3.5.2	<i>Equipamentos de monitoramento das estacas.....</i>	<i>52</i>

3.5.3	<i>Procedimento de monitoramento</i>	54
3.5.4	<i>Inclusão da variável pressão de injeção nas equações de controle</i>	55
3.6	Validação das equações modificadas	58
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	59
4.1	Apresentação dos resultados de ensaios geotécnicos	59
4.1.1	<i>Obra 1</i>	59
4.1.2	<i>Obra 2</i>	62
4.1.3	<i>Obra 3</i>	65
4.1.4	<i>Obra 4</i>	67
4.1.5	<i>Obra 5</i>	71
4.1.6	<i>Obra 6</i>	73
4.1.7	<i>Obra 7</i>	76
4.2	Modificações implementadas no odômetro wireless	77
4.3	Resultados dos monitoramentos	80
4.4	Estimativa de capacidade de carga	84
4.4.1	<i>Estimativas utilizando o ensaio de prova de carga estática</i>	84
4.4.2	<i>Estimativas utilizando métodos semi-empíricos</i>	85
4.5	Modificação das equações de Monteiro (2016) para o controle executivo de estacas raiz	91
4.6	Validação da proposta de modificação das equações	93
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	107
5.1	Conclusões	107
5.2	Sugestões para trabalhos futuros	109
	REFERÊNCIAS	112

1 INTRODUÇÃO

Com a crescente demanda pelo aprimoramento das tecnologias envolvidas na engenharia de fundações, é notório que se necessite aperfeiçoar os estudos relativos aos diferentes tipos de fundações. Percebe-se, entretanto, que na maioria das obras de construção civil, que dois tipos de estacas são empregues com maior ênfase: estaca raiz e hélice-contínua. Os motivos do destaque têm relação com as praticidades e/ou versatilidades das mencionadas estacas. Dessa forma, pesquisas relacionadas com esses tipos de fundações, são fundamentais.

Durante a etapa de projeto de fundações, é usual se determinar, através de métodos semi-empíricos, a capacidade de carga das estacas em função de seus respectivos comprimentos. Porém, após a fase de execução, mais recentemente com a atual norma de fundações ABNT (2010), é comum se verificar o desempenho dessas estacas através de ensaios de provas de carga.

Há diversos métodos para verificar o desempenho de fundações profundas que variam de acordo com o tipo de fundação. No caso da estaca hélice-contínua, ainda é usual a utilização direta do torque. Mais recentemente Silva e Camapum de Carvalho (2010) propuseram um método com base na conservação da energia mecânica, no qual se monitora a pressão necessária para se aplicar um torque durante a escavação da fundação. Este método permite, então, realizar o controle executivo da estaca, através de uma relação entre o torque aplicado pela perfuratriz e a resistência do solo.

Entretanto, para o caso da estaca raiz, a verificação de desempenho é feita, atualmente, apenas após a sua execução, por meio de ensaios de provas de carga estáticas. No Brasil, pioneiramente, foram propostas algumas pesquisas para o controle executivo de estacas raiz, como: Lima (2014), Moura *et al.* (2015) e Monteiro (2016).

Portanto, esta pesquisa busca discutir e propor aprimoramentos da metodologia e dos equipamentos utilizados, pelos autores citados, para o controle executivo de estacas raiz.

1.1 Objetivos

Esta pesquisa tem como objetivo geral realizar aprimoramentos na proposta de controle executivo de estacas raiz iniciadas por Lima (2014), Moura *et al.* (2015), e Monteiro (2016).

Os objetivos específicos deste estudo são:

- Desenvolver modificações nos equipamentos utilizados por Monteiro (2016), melhorando seu alcance, precisão e acurácia;
- Coletar dados adicionais de monitoramento de estacas do tipo raiz, utilizando o equipamento modificado, observando sua eficácia;
- Propor modificações das formulações de controle executivo apresentadas, introduzindo a variável pressão de injeção;
- Comparar as estimativas de capacidade de carga por métodos semi-empíricos com os resultados obtidos a partir das formulações modificadas;
- Proceder a validação das formulações modificadas propostas.

1.2 Estrutura da pesquisa

Esta pesquisa foi organizada em cinco capítulos, descritos da seguinte forma:

Capítulo 1 – Introdução: Neste capítulo, é descrito uma breve apresentação ao tema da pesquisa, bem como seus objetivos gerais e específicos.

Capítulo 2 – Revisão bibliográfica: Este capítulo apresenta a fundamentação teórica sobre o tema, contendo informações sobre a definição, o histórico e o processo executivo de estacas raiz. Englobando, também, tópicos fundamentais, como: métodos de previsão de capacidade de carga, métodos de extrapolação para curvas carga x recalque sem ruptura definida, análises sobre verificação de desempenho de estacas escavadas e o estado da arte dos estudos referentes à verificação de desempenho da estaca raiz.

Capítulo 3 – Materiais e métodos: Aqui é exposto os materiais necessários utilizados para se realizar as análises para esta pesquisa. Apresentando, ainda, a metodologia adotada na presente pesquisa.

Capítulo 4 – Apresentação e análise dos resultados: Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos pelos métodos empregados e suas análises, a partir do monitoramento da execução das estacas raiz, o desenvolvimento da formulação empírica, a validação da formulação proposta e a comparação dos resultados obtidos a partir da equação proposta com os resultados obtidos nos ensaios de prova de carga e com os métodos semi-empíricos.

Capítulo 5 – Conclusão: Este capítulo apresenta as conclusões da pesquisa, bem como as sugestões para pesquisas futuras.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Estaca tipo raiz

2.1.1 Definição

De acordo com ABNT (2010) define estaca raiz como uma estaca armada e argamassada *in loco*, com cimento e areia, executada por meio de perfuração rotativa ou roto-percussiva, inteiramente revestida durante a escavação com o emprego de tubos metálicos recuperáveis.

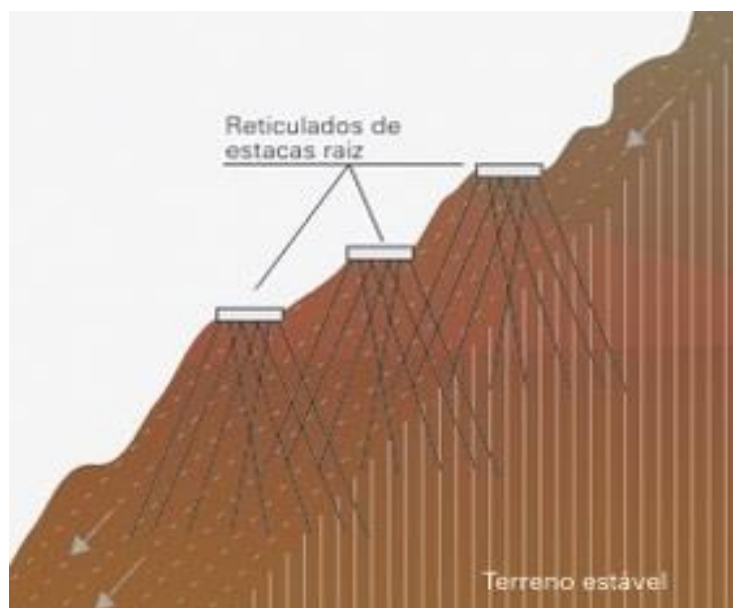
A estaca raiz é uma estaca escavada na qual se aplica injeções de ar comprimido imediatamente após a moldagem do fuste, ocorrendo simultaneamente com a retirada do revestimento. Usualmente, utiliza-se pressões de injeções baixas, inferiores a 0,5 MPa, e como são armadas, podem trabalhar tanto à tração quanto à compressão. (ALONSO, 1998).

Esse tipo de estaca possui vantagens, em seu processo, que possibilita seu uso em diversas situações que outros tipos de estacas não poderiam ser empregados. Algumas vantagens desse tipo de estaca são: produz pouca vibração; pode atravessar obstáculos, como blocos de rocha ou peças de concreto; equipamentos de pequeno porte, possibilitando sua execução em ambientes limitados e pode ser executada em diversas inclinações.

2.1.2 Histórico

O método executivo para estacas injetadas foi desenvolvido, primeiramente, por Fernando Lizzi na Itália no ano de 1950, a princípio conhecida como “Pali radice” (Estaca raiz). Inicialmente, este método foi elaborado como uma solução para reforço de fundações e contenção de encostas, no qual se projetava um reticulado de estacas raiz, inclinadas em várias direções, afim de se obter uma região de “solo armado” (Figura 2.1) (LIZZI, 1997).

Figura 2.1 – Solo melhorado com estacas raiz (“solo armado”)



Fonte: Fundesp, 2017

De acordo com Amann (2000), este método ficou conhecido internacionalmente, no ano de 1970, através do “X Convegno di Geotecnica” realizado em Bari na Itália. Nesse período, devido ao fim dos direitos de patente, houve uma vasta disseminação desta tecnologia por diversas empresas da época, que aplicavam a técnica de injeção com algumas modificações para diferentes aplicabilidades.

Essa tecnologia começou a ser utilizada não somente como reforço de fundação e melhoramento do solo, mas como um novo tipo de fundação, com conceito próprio de elemento estrutural. Utilizava-se diâmetros entre 10 e 20 cm, com armaduras compostas por barras de aço em feixe e com espaçadores quando o diâmetro da estaca fosse menor que 15 cm (PRESA & POUSADA, 2004).

No Brasil, embora esta técnica tenha se difundido somente em meados dos anos de 1970, é bastante utilizada como solução de fundações pelas empresas de engenharia, devido a seus diversos benefícios e vasta aplicabilidade. Dessa forma, a estaca raiz é um amplo objeto de estudo, em relação, tanto ao seu processo executivo quanto à sua previsão de comportamento.

Cadden *et al* (2004) diz que com o passar das duas últimas décadas a tecnologia de estacas injetadas tem expandido significativamente no mundo. Evoluindo de um conceito inicial, idealizado por Lizzi, de uma rede de estacas de baixa resistência para o

conceito de um elemento individual com alta capacidade de carga. A evolução desta técnica, hoje em dia, permite que engenheiros solucionem adversidades estruturais envolvendo carregamentos elevados e acessos restritos.

Atualmente, pesquisadores e empresas de engenharia percebem, através de estudos e de experiências práticas, que a estaca injetada é uma solução, tecnicamente e economicamente viável, para diversas situações de engenharia, como: estabilização de taludes, reforço de fundações e resistência à sismos.

2.1.3 Processo executivo

O processo executivo da estaca raiz é realizado com uma perfuratriz hidráulica (Figura 2.2). E envolve essencialmente os seguintes procedimentos (Figura 2.3):

- Perfuração com circulação de água;
- Colocação da armadura;
- Preenchimento com argamassa;
- Retirada do revestimento com aplicação de ar comprimido.

Figura 2.2 - Perfuratriz para execução de estaca raiz



Fonte: Geosonda, 2017

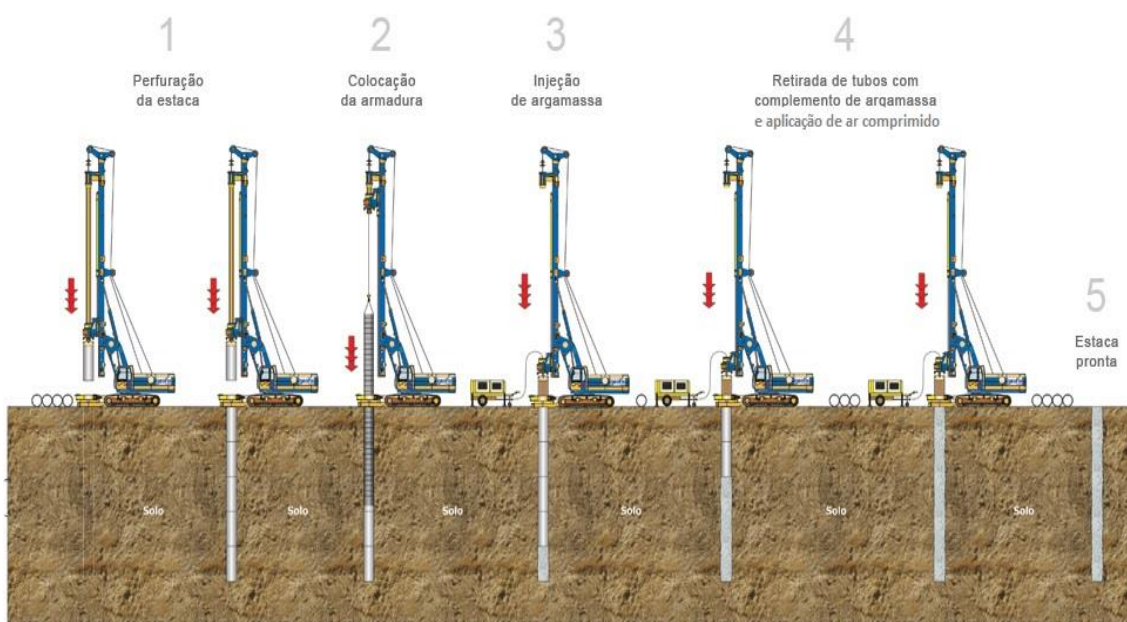
A perfuração ocorre através da rotação dos tubos metálicos auxiliados pela circulação de água, injetada pelo interior dos mesmos, carreando os detritos para a superfície. Estes tubos são rosqueados uns aos outros conforme a perfuração progride, sendo, posteriormente, recuperados. Para diminuir o atrito entre os tubos do revestimento e o solo, existe um instrumento, chamado de martelo de fundo, localizado na parte inferior do revestimento, com um diâmetro um pouco maior que o diâmetro externo dos tubos.

Após a perfuração atingir a cota de projeto, continua-se a injetar água, sem o avanço da perfuração, afim de se limpar o furo de detritos remanescentes.

Em seguida, a armadura é instalada e o furo é preenchido com argamassa, com 500 a 600 kg de cimento/m³ de areia e com um fator água/cimento de 0,6, através de um tubo introduzido pelo interior do revestimento até o fundo da escavação, promovendo um lançamento de baixo para cima, expulsando a água para a superfície. (BRANCO, 2006).

Por fim, é instalado um tampão no topo do fuste e se inicia a retirada do revestimento com simultânea aplicação de golpes de ar comprimido, complementando o fuste com argamassa sempre que necessário.

Figura 2.3 – Processo executivo da estaca raiz



Fonte: Geofix, 2017

Segundo Sodré (1996), a circula o de água, durante o processo de escava o da estaca raiz, não gera altera es consideráveis para a estrutura do solo. Isso ocorre, de acordo com Corrêa (1988), devido: ao rápido processo executivo desse tipo de estaca e a utiliza o de estacas executadas com revestimento met lico e com pequenos diâmetros, que impede movimenta es consideráveis do solo nas paredes do furo.

2.2 Determinação da capacidade de carga – Métodos semi-empíricos

As fórmulas teóricas não apresentam previsões confiáveis para capacidade de carga de fundações por estacas, pois as mesmas esbarram em adversidades na obtenção de parâmetros do solo representativos, como as dificuldades na amostragem e na reprodução das condições de campo em laboratório. Então, é comum autores proporem diversas correlações empíricas com resultados ajustados com provas de carga, criando, assim, um método semi-empírico.

Existem várias formulações semi-empíricas utilizadas para a determinação da capacidade de carga de fundações profundas. De forma geral, tais fórmulas correlacionam medidas de campo, em geral índices, obtidos através de ensaios de resistência à percussão (SPT) ou à penetração (CPT), com os parâmetros do solo, no caso da capacidade de carga, coesão (c') e ângulo de atrito (ϕ')

Segundo Milititsky & Schnaid (1996), no Brasil, é bastante comum a prática de se relacionar, diretamente, dados obtidos através de ensaios SPT com a capacidade de carga de estacas, pois é a investigação geotécnica mais difundida no país. Porém, é fundamental identificar a validade de cada método, pois estes são limitados à prática construtiva da região e às circunstâncias específicas dos casos estudados para a elaboração de cada modelo.

Alguns dos métodos semi-empíricos mais comuns, encontrados na literatura, para determinação da capacidade de carga de estacas em geral são os métodos: de Aoki-Velloso (1975) atualizado mais recentemente por Monteiro (1997), de Décourt-Quaresma (1978) e de Teixeira (1996). Além desses, existem os métodos aplicáveis especificamente para estacas do tipo raiz, como: o método de Cabral (1986), o método de Brasfond (1991) e o método de Lizzi (1982). Recomenda-se, para a obtenção dos detalhes da metodologia de cálculo dos métodos citados, as bibliografias de Velloso & Lopes (2010), Hachich *et al* (2010) e Presa & Pousada (2004).

2.3 Prova de carga estática

O ensaio de prova de carga estática consiste, basicamente, em aplicar carregamentos estáticos crescentes à estaca e registrar os deslocamentos correspondentes. Tais cargas devem ser aplicadas atendendo às definições do projetista e aos requisitos de segurança da norma de fundações (ABNT, 2006).

Este ensaio tem como objetivo, a verificação do comportamento da estaca previsto em projeto (capacidade de carga e recalque), simulando, em escala 1:1, o carregamento real da construção, a fim de avaliar a relação carga x deformação da fundação. Por esse motivo, a prova de carga estática é o ensaio de campo mais utilizado para a determinação da capacidade de carga de estacas.

O resultado deste ensaio é dado por uma curva carga x recalque que descreve o comportamento do sistema solo-estaca, em termos de deslocamento, durante a aplicação da carga, e deve indicar a carga de ruptura da estaca ensaiada.

2.3.1 Processo executivo

Existem diversas formas de executar o ensaio de prova de carga estática com relação ao tipo de carregamento, como o ensaio de carregamento lento, rápido e cíclico. As cargas podem ser aplicadas de forma axial, de compressão ou de tração, ou transversalmente.

O ensaio lento é o mais utilizado e o que mais se aproxima da situação real. Segundo a ABNT (2010), este ensaio deve aplicar carga, em dez etapas com acréscimos sucessivos de carga, tendo como carga máxima o dobro da carga admissível de projeto. Em cada etapa, é realizado leituras do recalque em instantes pré-fixados, mantendo a carga até que haja estabilização dos recalques, que, segundo a ABNT (2006), ocorre quando, em duas leituras sucessivas, não exceder 5% do recalque total observado na mesma etapa, respeitando a duração mínima de 30 min por etapa.

Como a ruptura física, geralmente, não é atingida, é comum estabelecer uma ruptura convencional correspondente a uma deformação no valor de 10% do diâmetro da estaca (DÉCOURT, 1994).

Na última etapa, a carga final deve permanecer por mais 12 horas após a estabilização dos recalques, e a fase de descarregamento, também, deve ocorrer em etapas com estabilização de recalques, com uma duração mínima de 15 minutos por etapa.

É obrigatória a execução do ensaio de provas de carga estática para obras que tenham o número de estacas superior ao valor especificado na coluna B (Tabela 2.1). Quando isso ocorrer, deve ser executado a prova de carga em 1% do número total de estacas, arredondando-se sempre para mais. Será necessário realizar a prova de carga, mesmo que o número de estacas seja inferior ao da coluna B, se as tensões médias, em termos de valores admissíveis, forem superiores aos valores dispostos na coluna A (Tabela 2.1).

Tabela 2.1 - Quantidade de provas de carga

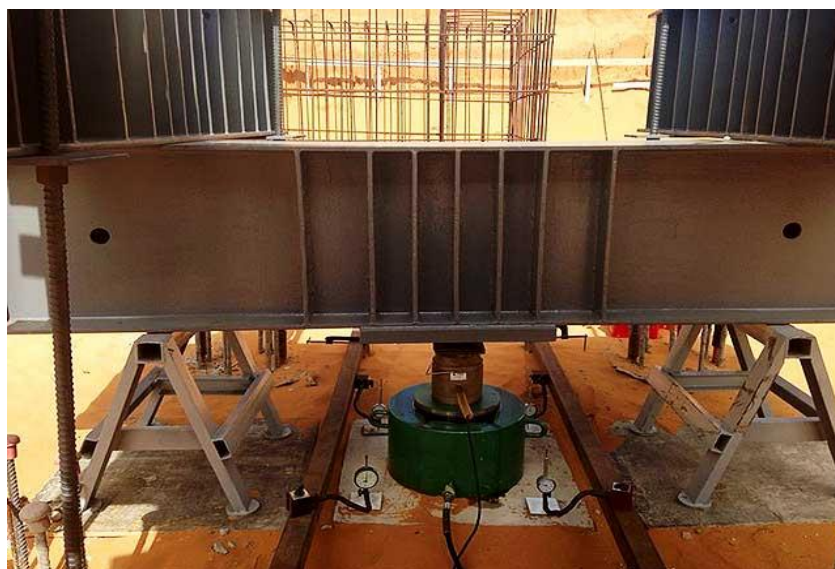
Tipo de Estaca	A Tensão (admissível) máxima abaixo da qual não serão obrigatórias provas de carga, desde que o número de estacas da obra seja inferior à coluna (B), em MPa	B Número total de estacas da obra a partir da qual serão obrigatórias provas de carga
Pré-moldada	7	100
Madeira	-	100
Aço	0,5 fyk	100
Hélice e hélice de deslocamento (monitoradas)	5	100
Estacas escavadas com ou sem fluido $\Phi \geq 70\text{cm}$	5	75
Raiz	15,5	75
Microestaca	15,5	75
Trado segmentado	5	50
Franki	7	100
Escavadas sem fluido Φ < 70cm	4	100
Strauss	4	100

Fonte: ABNT, 2010

A instrumentação necessária para a execução do ensaio de prova de carga estática de compressão é: um macaco hidráulico com manômetro, quatro extensômetros (com precisão de milésimo de milímetro), duas vigas de referência e a viga de reação. É recomendado, segundo Velloso e Lopes (2010), que se instale uma célula de carga entre o macaco hidráulico e o sistema de reação, a fim de assegurar a correta calibração do macaco e evitar erros consideráveis.

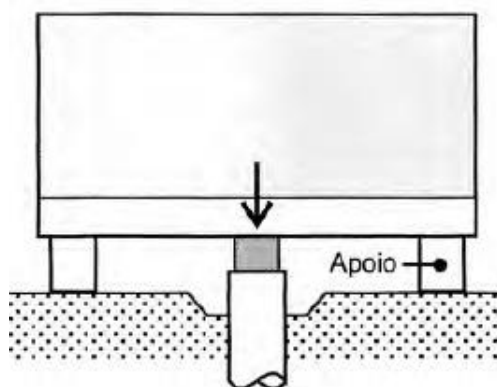
De acordo com a ABNT (2006), a carga é aplicada pelo do macaco hidráulico, instalado entre o bloco de coroamento da estaca e a viga de reação, agindo contra o sistema de reação, mantendo o conjunto estável, e o monitoramento do carregamento é feito através do manômetro. Os extensômetros são instalados nas vigas de referência, diametralmente opostos no bloco de coroamento, para medir os deslocamentos verticais da estaca (Figura 2.4).

Figura 2.4 – Prova de carga estática em estaca

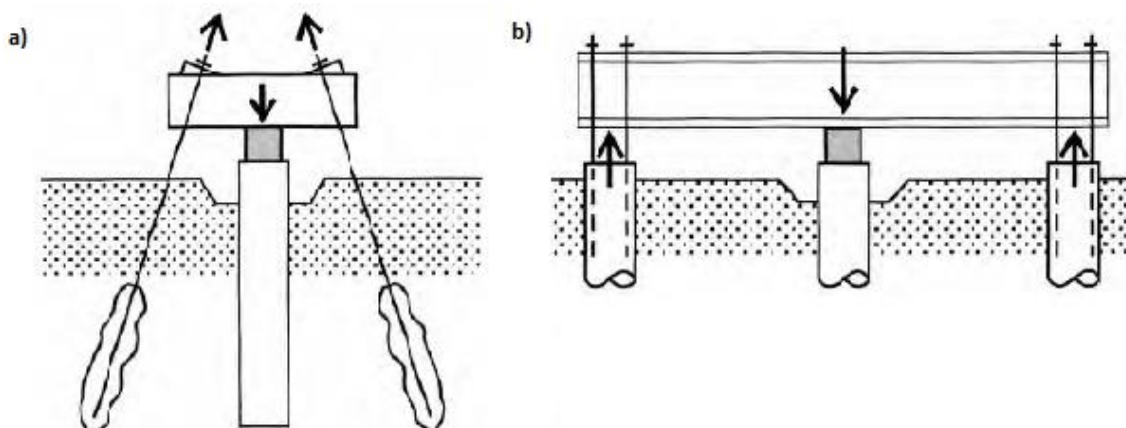


Fonte: Geoquality, 2017

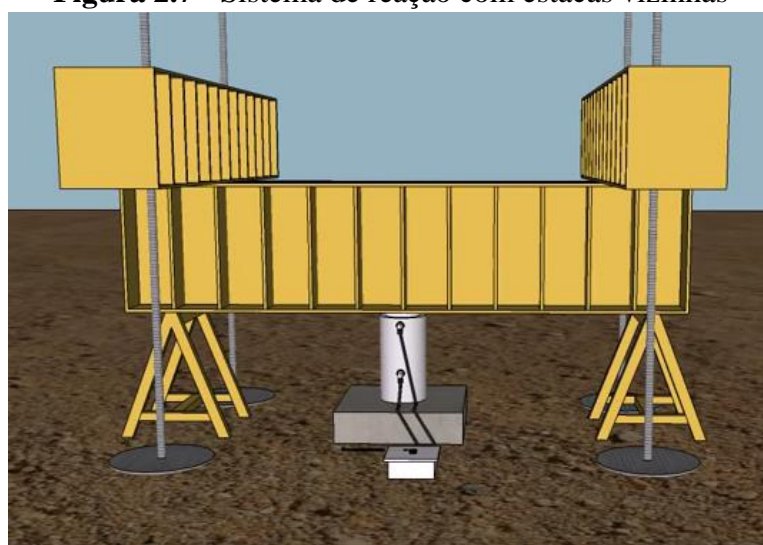
O sistema de reação pode ser feito através de plataformas carregadas, chamadas de cargueiras (Figura 2.5), ou através de esforços de tração em elementos fixados no solo, como tirantes ou mesmo estacas vizinhas (Figuras 2.6 e 2.7).

Figura 2.5 – Sistema de reação com cargueira

Fonte: Velloso e Lopes, 2010

Figura 2.6 – Sistema de reação com tirantes (a) e estacas vizinhas (b)

Fonte: Velloso e Lopes, 2010

Figura 2.7 - Sistema de reação com estacas vizinhas

Fonte: Testgeo, 2017

2.3.2 Métodos de interpretação da curva carga x recalque

O gráfico de carga x recalque resultante do ensaio de prova de carga estática é dividido em três regiões: a primeira, onde há uma proporcionalidade entre carga e recalque; a segunda, que apresenta deformações visco-plásticas, na qual não há relação teórica entre carga e recalque; e a terceira, de ruptura, na qual se define a carga de ruptura da estaca, quando o recalque aumenta indefinidamente sem acréscimo de carga (VARGAS, 1977).

Porém, se o ensaio não apresentar ruptura física bem definida, deve-se estimar a carga de ruptura, utilizando métodos consagrados pela mecânica dos solos, ou extrapolar a curva carga x recalque, se não houver níveis de recalque que caracterizem uma ruptura convencional, através de equações matemáticas ajustadas ao trecho disponível da curva.

Encontra-se, nas bibliografias sobre o tema, diversos métodos de interpretação da curva carga x recalque para determinação da carga de ruptura, como os métodos: da ABNT (2010), de Van der Veen (1953), de Chin (1970), de De Beer (1967), de Brinch-Hansen (1963), entre outros. No Brasil, os métodos mais empregados são o de Van der Veen (1953) e da ABNT (2010).

2.3.2.1 Método da ABNT NBR 6122/2010

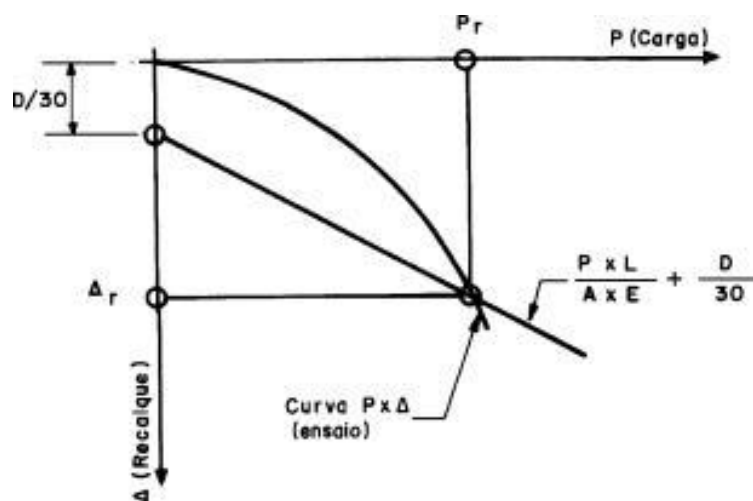
A norma NBR 6122/2010 dispõe de uma metodologia que convencionou a carga de ruptura, de uma curva carga x recalque sem ruptura definida. Neste caso, a carga de ruptura é aquela correspondente ao recalque obtido pela equação (2.1).

$$\Delta r = \frac{P \cdot L}{A \cdot E} + \frac{D}{30} \quad (2.1)$$

Onde: Δr é o recalque de ruptura convencional; P é a carga de ruptura convencional; L é o comprimento da estaca; A é a área da seção transversal da estaca; E é o módulo de elasticidade da estaca; D é o diâmetro do círculo circunscrito à estaca.

Tal equação é uma função linear que intercepta a curva obtida pelo ensaio, como mostrado na Figura 2.8.

Figura 2.8 -_Carga de ruptura convencional



2.3.2.2 Método de Van der Veen (1953)

O método de Van der Veen (1953) permite estimar a carga de ruptura por meio de uma relação exponencial entre a carga e o recalque (equação 2.2).

$$Q = Q_{ult}(1 - e^{-\alpha.w}) \quad (2.2)$$

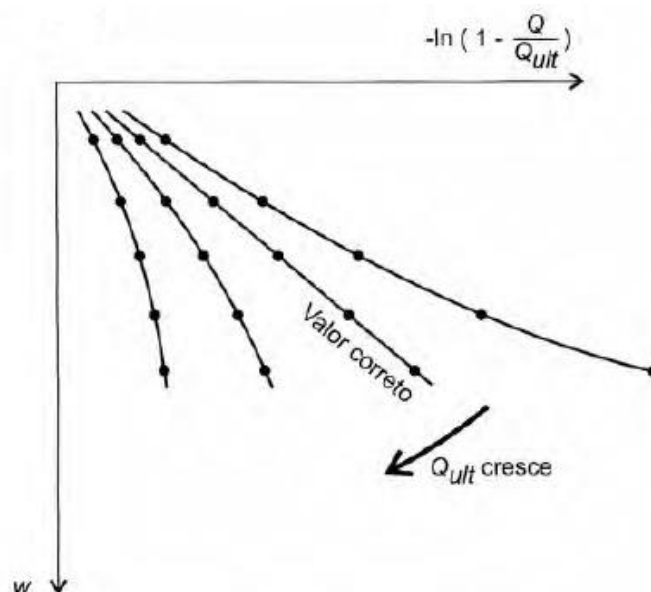
Onde: Q é a carga aplicada na estaca; Q_{ult} é a carga última ou de ruptura; w é o recalque e α é o coeficiente que depende da estaca e natureza do solo e define a forma da curva.

A carga de ruptura é determinada através de diferentes tentativas de valores de carga, a partir dos obtidos no ensaio, até se obter uma curva mais retilínea possível, com a equação 2.3. Então, quando isto ocorre, a carga correspondente à referida curva é a carga de ruptura estimada.

$$\alpha.w = -\ln\left(1 - \frac{Q}{Q_{ult}}\right) \quad (2.3)$$

A seguir, a Figura 2.9 ilustra algumas dessas tentativas utilizando este método, demonstrando o gráfico mais adequado associado à carga de ruptura a ser estabelecida.

Figura 2.9 - Extrapolação da curva carga x recalque segundo Van der Veen



Fonte: Velloso e Lopes, 2010

Aoki (1976) observou que a reta correspondente à carga de ruptura não passava, obrigatoriamente, pela origem, apresentando assim um intercepto no eixo do recalque. Portanto, propôs-se uma modificação da equação original através da inclusão do intercepto na expressão (equação 2.4), resultando no método de Van der Veen generalizado.

$$Q = Q_{ult}(1 - e^{-a.w+\beta}) \quad (2.4)$$

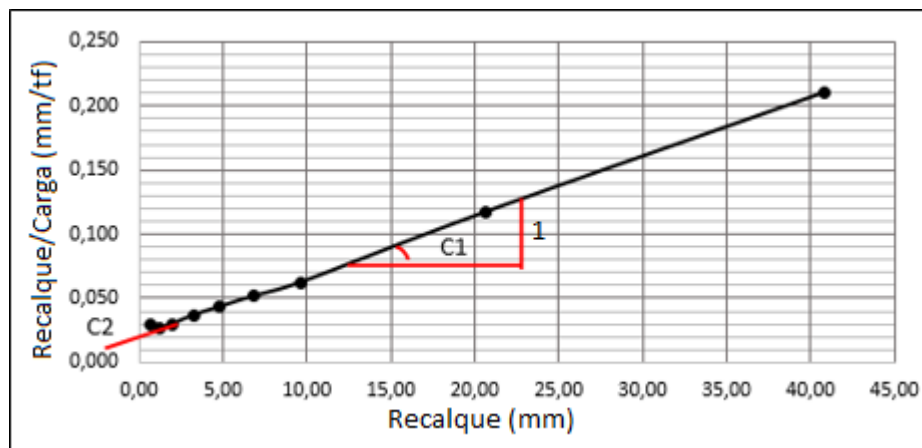
É recomendado, para se obter resultados satisfatórios, que o método para extrapolação da curva carga x recalque de Van der Veen seja aplicado quando o recalque máximo atingido no ensaio for, de pelo menos, 1% do diâmetro da estaca. Segundo Décourt e Niyama (1994), este método somente pode ser utilizado quando a carga máxima do ensaio atingir, no mínimo, dois terços do valor da carga de ruptura convencional. Isto se dá devido aos valores de carga de ruptura exagerados obtidos em extrapolações de curvas com níveis baixos de carregamento.

2.3.2.3 Método de Chin (1970)

O método de Chin (1970) considera que, nas proximidades da ruptura, a curva carga x recalque seja uma hipérbole. Plota-se, então, um gráfico no qual o eixo das

ordenadas seja o recalque dividido pela carga correspondente e no eixo das abscissas sejam os recalques ocorridos durante o ensaio (Figura 2.10).

Figura 2.10– Representação do gráfico do método de Chin (1970)



Fonte: Bessa, 2014

Por fim, determina-se o coeficiente angular do trecho reto, obtendo a carga de ruptura como sendo o inverso deste coeficiente.

$$Q_{ult} = \frac{1}{C_1} \quad (2.5)$$

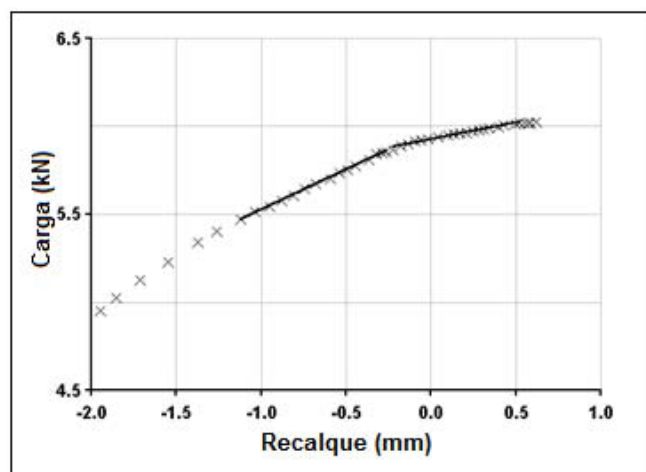
E o gráfico hiperbólico é definido pela função:

$$Q = \frac{s}{C_1 \cdot s + C_2} \quad (2.6)$$

Em que: Q_{ult} é a carga de ruptura; Q é a carga aplicada; C_1 é o coeficiente angular do trecho reto; C_2 é o intercepto no eixo das ordenadas e s é o recalque ocorrido durante o ensaio.

2.3.2.4 Método de De Beer (1967)

No método de De Beer (1967), o gráfico carga x recalque é plotado em escalas logarítmicas, de modo que para o trecho de valores mais elevados de carga, o gráfico tende para o ponto de interseção entre duas retas que definem, cada uma, uma fase, pseudo-elástica e pseudo-plástica. A carga de ruptura é então representada por este ponto de interseção das duas retas.

Figura 2.11 - Exemplo do método de De Beer

Fonte: Fellenius, 2017

2.3.2.5 Método de Brinch-Hansen (1963)

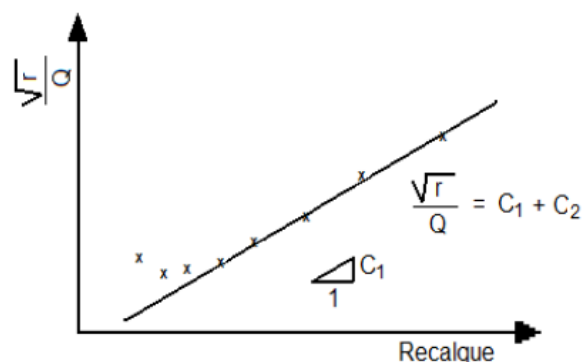
O método de Brinch-Hansen (1963) baseia-se em dois critérios: dos 90% de Brinch-Hansen e dos 80% de Brinch-Hansen. No primeiro critério, a carga de ruptura é estabelecida como sendo a carga correspondente ao dobro do recalque apresentado para 90% da carga analisando a curva carga x recalque.

O critério dos 80% de Brinch-Hansen, por sua vez, define a carga de ruptura como a carga correspondente a quatro vezes o recalque apresentado para 80% da carga analisando o gráfico $[r^{1/2}/Q \times r]$, onde Q é a carga e r é o recalque (Figura 2.12). A carga de ruptura é dada pela equação a seguir:

$$Q_u = \frac{1}{2\sqrt{C_1 \cdot C_2}} \quad (2.7)$$

$$r_u = \frac{C_2}{C_1} \quad (2.8)$$

Onde: Q_u é a carga de ruptura; C_1 é o coeficiente angular da reta; C_2 é o intercepto no eixo das ordenadas e r_u é o recalque apresentado na carga de ruptura.

Figura 2.12– Critério dos 80% de Brinch-Hansen

Fonte: Hachich *et al*, 2010

2.4 Análise da transferência de carga em estacas

Segundo Amann (2010), a transferência de carga em estacas é o fenômeno que ocorre durante o processo de carga e descarga e provoca deformações elásticas na estrutura da estaca, gerando uma iteração por atrito entre o fuste da estaca e o solo, que, por sua vez, sofre deformações elásticas e plásticas.

As medidas de carga e de recalque feitas em provas de carga não se restringem ao topo da estaca. Pode-se realizar ensaios com medições de deslocamentos ao longo do fuste ou, até mesmo, medindo-se a carga na ponta da estaca, a fim de se analisar a transferência de carga em função da profundidade da fundação, ou seja, visando conhecer o desenvolvimento do atrito lateral e a pressão na ponta da estaca.

Nogueira (2004), analisando provas de carga lentas em estacas raiz, com diâmetro de 40 cm e comprimento de 12 m, sujeitas a esforços de compressão e executadas em solo de diabásio não-saturado, verificou que, na ruptura, em média 96,8% da carga aplicada no topo das estacas foi transferida para o fuste. Portanto, concluiu-se que, para pequenos deslocamentos, de 2 a 5 mm, foi mobilizado apenas o atrito lateral do fuste da estaca e que, para haver a mobilização da resistência de ponta, foram necessários maiores deslocamentos.

Compreende-se que, para estacas injetadas em geral, a mobilização plena da resistência pelo atrito lateral do fuste ocorre com pequenos deslocamentos, no entanto, a resistência de ponta requer maiores deslocamentos para ser mobilizada (SODRÉ, 1996).

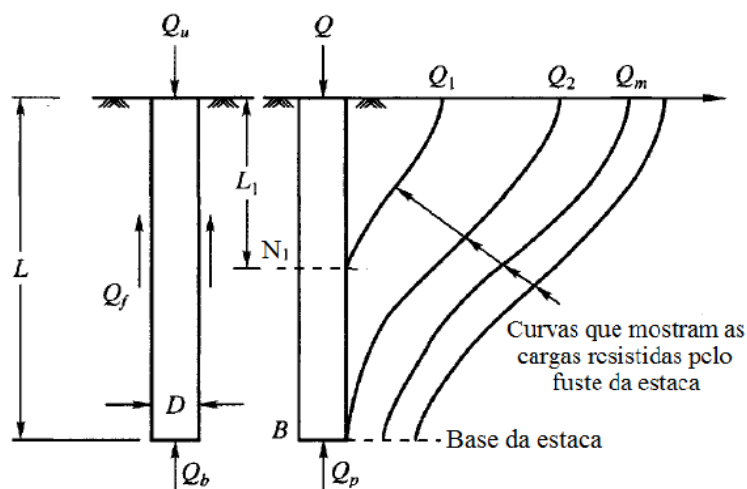
Araújo (2015) comenta sobre valores de recalques, dispostos na literatura, para que haja a completa mobilização da resistência por atrito lateral. Como os trabalhos de Poulos e Davis (1980) e Décourt *et al* (1998) que indicam uma faixa de deslocamentos de 0,5% a 2% do diâmetro do fuste para solos argilosos e de 1% a 3% para solos granulares. Bem como o trabalho de Nienov (2006), que sugere, para estacas escavadas de grandes diâmetros, uma faixa de deslocamentos entre 0,5% e 1% do diâmetro do fuste.

Murthy (2002) representa a transferência de carga em estacas da seguinte forma: quando o carregamento inicial (Q_1) é aplicado no topo da estaca, a carga vertical no nível do solo também é Q_1 , mas, no nível N_1 , a carga vertical é nula (Figura 2.13). Neste caso, toda a carga Q_1 foi distribuída na forma de atrito lateral ao longo do comprimento L_1 , de modo que a seção da estaca abaixo do nível N_1 não é afetada.

Com o aumento da carga, em um segundo momento, percebe-se que Q_2 é totalmente distribuída por atrito lateral ao longo de todo o comprimento da estaca (L), porém, se aplicada uma carga maior do que Q_2 , uma parte deste carregamento será transferido para o solo através da base da estaca.

Ao se elevar a carga Q no topo da estaca, a partir de Q_2 , tanto a resistência lateral como a de ponta permanecem aumentando, até que a resistência lateral atinja um valor último (Q_f) em um determinado valor de carga aplicada (Q_m). A partir deste valor, todo incremento de carga será somente resistido pela resistência de ponta (Q_p).

Figura 2.13 - Curvas de transferência de carga



Fonte: Murthy, 2002

A mobilização da resistência por atrito lateral é, geralmente, relacionada com o trecho de deformações elásticas da curva carga recalque e a da resistência de ponta com o trecho de deformações plásticas.

2.5 Verificação de desempenho de estacas escavadas

O acompanhamento técnico durante o processo executivo de estacas é fundamental para reduzir, substancialmente, adversidades futuras. A verificação de uma falha durante a execução possibilita que os devidos procedimentos de correção sejam realizados de forma mais imediata.

Segundo Silva (2011), o ensaio de prova de carga estática ainda é, de forma geral, o método mais eficiente de avaliação do comportamento das estacas escavadas, porém é economicamente inviável a realização deste ensaio em todo o estaqueamento de uma obra. Portanto, percebe-se a necessidade de métodos de controle durante a execução para a verificação do comportamento das estacas escavadas.

O desempenho da estaca é considerado satisfatório, de acordo com a ABNT (2010), quando se obtiver, simultaneamente: um fator de segurança, com relação à carga de ruptura, maior ou igual a 2,0 e o recalque da carga de trabalho for admissível pela estrutura.

Para as estacas cravadas, geralmente, são utilizados métodos de verificação do desempenho que se baseiam no controle da energia de cravação, representados pela nega e pelo repique. O controle do estaqueamento através de fórmulas dinâmicas e estáticas é fundamental para possibilitar a comparação dos dados obtidos em campo com os de projeto.

De acordo com Lima (2014), a determinação da energia utilizada na perfuração de estacas escavadas é um método de controle tecnológico apropriado para proporcionar maior segurança e menor risco às obras que o utilizam. É possível a quantificação da energia despendida durante a escavação da estaca e, através de correlações com provas de carga, percebe-se que a capacidade de carga da fundação é diretamente proporcional à esta energia.

2.5.1 Desempenho de estacas hélice-contínua

De acordo com os resultados obtidos em ensaios de modelagem física em centrífuga, Tsuha (2007) verificou que existia uma relação teórica entre o torque aplicado durante a perfuração e a capacidade de carga à tração de estacas hélice contínua em solos arenosos. Isto indica que poderia haver uma correlação entre: o torque acumulado aplicado pela lâmina helicoidal, a energia utilizada durante a perfuração e a capacidade de carga da estaca hélice contínua.

O monitoramento das estacas tipo hélice capta e traduz os aspectos construtivos, sejam positivos ou negativos, para o desempenho do estaqueamento, pois em uma equipe de perfuração composta pela perfuratriz e seu operador, o processo executivo e os procedimentos adotados durante a perfuração, sejam eles benéficos ou maléficos para o desempenho da estaca, são captados. Assim, a interpretação destes dados e a criação de rotinas baseadas em conceitos e características estatísticas podem contribuir para a uniformização do estaqueamento durante a sua execução (SILVA & CAMAPUM DE CARVALHO, 2010).

O método SCCAP (Silva, Camapum de Carvalho, Araújo e Paolucci), descrito por Silva e Camapum de Carvalho (2010), busca eliminar erros de execução por meio do controle de cada estaca durante o próprio processo de escavação. Para isto, é utilizado o sistema de monitoramento SACI (*Continuous Flight Auger Instrumentation*), da Geodigitus, que é constituído por um computador e vários sensores e permite a obtenção dos dados de: profundidade, tempo, inclinação da torre, velocidade de penetração e de rotação do trado, pressão de óleo, velocidade de retirada da hélice, volume de concreto lançado e pressão do concreto.

Nota-se que o sistema não informa diretamente o torque aplicado, sendo preciso, então, haver a conversão da pressão de óleo medida pelo sistema (bar) para torque (N.m), e para isso, é necessário se conhecer as especificações da perfuratriz utilizada.

Segundo Silva e Camapum (2010), as rotinas propostas pelo método SCCAP se fundamentam, principalmente, no trabalho necessário para realizar a escavação da estaca hélice contínua, através de rotinas incorporadas ao software de monitoramento. Partindo da comprovação de que o trabalho realizado para cada estaca, executada por um determinado processo do conjunto máquina-operador, forma amostras que em conjunto

geram uma distribuição normal, deste modo, permitindo a elaboração de critérios de desempenho em função da média e do desvio padrão da população.

2.5.2 Desempenho de estacas raiz

No decorrer do tempo, diversos estudos sobre estacas raiz vêm ocorrendo, aperfeiçoando métodos de previsão de capacidade de carga, processos executivos e, mais recentemente, procedimentos de verificação de desempenho da fundação.

Cadden *et al* (2004) afirma que o controle de qualidade da estaca raiz é, geralmente, bem simples e confiável, pois os materiais estruturais são adquiridos com certificações de qualidade. Porém, podem haver dúvidas a respeito da instalação adequada e da qualidade dos projetos da fundação,

Baseado no estudo do comportamento de estacas raiz submetidas a esforços de compressão através de provas de carga lenta, Nogueira (2004) concluiu que os métodos semi-empíricos usuais para a estimativa da capacidade de carga nesse tipo de estaca devem ser revisados, pois os resultados indicam que as resistências de ponta consideradas nas estimativas resultaram em valores, consideravelmente, superiores aos observados.

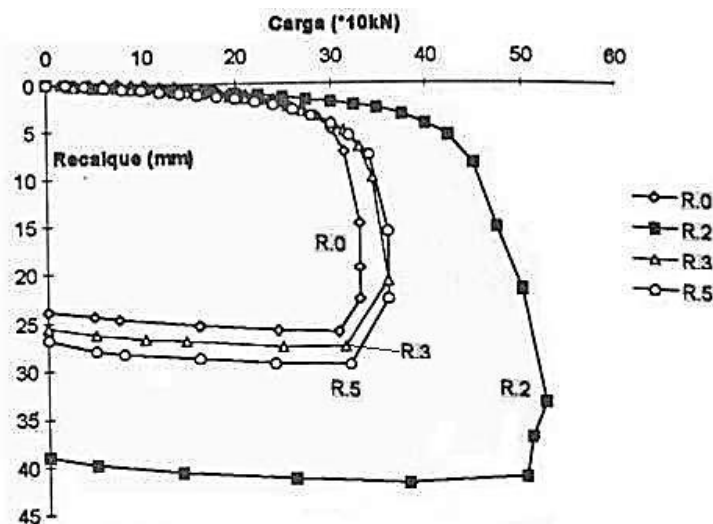
Cadden *et al* (2014) sugere que a resistência de ponta seja desprezada no cálculo da capacidade de carga para estacas raiz, pois, além da área da seção transversal ser relativamente pequena, as técnicas executivas usadas para esse tipo de estaca podem resultar no amolgamento do solo ou na acumulação de detritos na base da escavação.

Segundo Almeida Neto (2002), o fator que, talvez, mais influencie no desempenho de uma estaca é a concretagem, principalmente, em relação à pressão de injeção, pois, como afirma Silva (2011), adotando-se níveis de pressão elevados, mas abaixo da tensão de ruptura, melhora-se o desempenho das estacas. No entanto, deve-se ter maior atenção com o aumento da pressão de injeção em solos muito moles, solos estruturados e solos colapsíveis.

A influência do aumento da pressão de injeção em solos colapsíveis foi estudado por Perez (1997), que executou estacas do tipo raiz nos solos colapsíveis de Brasília, analisando a diferença de comportamento entre quatro níveis distintos de pressão de injeção, 0 (R0), 200 (R2), 300 (R3) e 500 (R5) kPa. A Figura 2.14 apresenta os resultados das provas de carga realizadas nessas estacas. O autor verificou que a elevada pressão de

injeção pode ter danificado a estrutura do solo, pois percebeu-se que, a partir de 200 kPa, as capacidades de carga última ficaram cada vez menores à medida que se aumentava a pressão de injeção.

Figura 2.14 – Curvas carga x recalque de estacas com diferentes pressões de injeção



Fonte: Perez, 1997

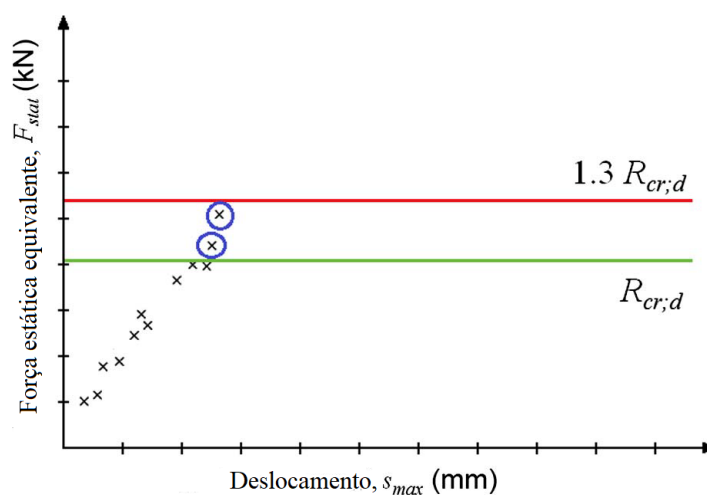
De acordo com Cadden *et al* (2004), o processo executivo da estaca raiz é semelhante ao da estaca hélice contínua, no qual há limitações de coleta de informações durante sua execução. O equipamento utilizado, geralmente, não indica mudanças das condições geotécnicas quando há transição entre camadas de solo, e os registros coletados durante a execução das estacas raiz não possibilita a caracterização numérica dos materiais encontrados, tal como o número de golpes para as estacas cravadas. Além disso, existem as incertezas das condições das paredes laterais do furo antes da concretagem. Por fim, o autor sugere que, devido a falta da coleta de registros adequados, o controle executivo seja feito através de inspeções de profissionais experientes com relação ao processo de instalação.

Atualmente, o processo de controle executivo de estacas raiz é realizado através da observação das seguintes variáveis: consumo de cimento, número de golpes de ar comprimido, comparação do solo escavado com o solo obtido na sondagem, tempo de escavação, tempo de posicionamento da armadura e tempo de injeção. O controle pós-executivo é feito através de ensaios de campo, para se verificar a integridade do elemento estrutural e o desempenho da fundação. Para a verificação do desempenho da fundação, geralmente, realiza-se provas de carga estática ou dinâmica (LIMA & MOURA, 2016).

Tsukada e Ichimura (1997), apresentam diversas aplicações do uso da estaca raiz em obras realizadas no Japão, bem como relatos do uso de ensaios de campo (provas de carga e ensaios statnamic) para verificação do desempenho e análise do comportamento.

Calvente *et al* (2016) propôs uma metodologia para verificação do desempenho de estacas raiz de pequenos diâmetros, baseada em testes dinâmicos. Este método envolve a medição da deformação e da aceleração produzida pelo impacto de um martelo no topo da estaca, através de medidores de deformação e de acelerômetros localizados logo abaixo do topo da estaca. A obtenção desses dados permite calcular para cada impacto a força estática equivalente (F_{stat}) e o deslocamento máximo do topo da estaca ($s_{máx}$). À medida que a energia de impacto é, gradualmente, aumentada, pares de coordenadas (F_{stat} ; $s_{máx}$) são registrados até que a força alcance um valor entre $R_{cr,d}$ (valor de projeto da resistência axial relativa a deformação plástica) e $1,3R_{cr,d}$ (limite escolhido para reduzir os riscos de danificar a estaca durante o ensaio) (Figura 2.15). O ensaio é finalizado quando uma das duas condições é alcançada: a força estática é superior a 30% do valor de projeto da resistência axial relativa a deformação plástica ou o deslocamento residual é maior que 1mm.

Figura 2.15 - Gráfico carga x recalque do ensaio dinâmico



As forças estáticas equivalentes são, então, comparadas os resultados obtidos de ensaios de provas de carga estáticas, a fim de estabelecer uma correlação entre as variáveis obtidas em campo com a capacidade de carga da estaca. Os resultados deste estudo foram satisfatórios para a verificação do desempenho das estacas, pois

demonstraram concordâncias aceitáveis entre o ensaio dinâmico e a prova de carga estática.

A norma ABNT (2010), em seu anexo L.9, descreve procedimentos que devem ser realizados para se obter desempenho satisfatório da argamassa utilizada em estacas raiz. Tais procedimentos são: a argamassa, que deve ter um f_{ck} de pelo menos 20 MPa, o consumo de cimento não deve ser inferior a 600 kg/m³, o fator água/cimento adotado deve estar entre 0,5 e 0,6 e o agregado empregado deve ser areia e/ou pedrisco.

Lima (2014), Moura *et al* (2015) e Lima e Moura (2016), apresentam uma nova metodologia para o controle executivo de estacas raiz, através da elaboração de fórmulas empíricas que relacionam as variáveis medidas durante a execução das estacas com a carga de ruptura. Os dados obtidos em campo foram colhidos de três estacas, com diâmetros de 350 e 410 mm e de comprimentos entre 12 e 16 m, monitoradas utilizando-se de um velocímetro digital. As equações propostas são as seguintes:

$$Q_{ult} = Q_P + Q_{lat} \quad (2.9)$$

$$Q_P = \alpha \cdot A_p \cdot v_a \cdot N_{SPT,ponta}^{0,7} \quad (2.10)$$

$$Q_{lat} = \frac{2.09 \cdot r \cdot N_{SPT,lat}^{1,22}}{U \cdot L} \quad (2.11)$$

Onde: Q_{ult} é a carga de ruptura, Q_P é a carga resistida pela ponta da estaca, Q_{lat} é a carga resistida pela lateral, A_p é a área da base da estaca, v_a é a velocidade de avanço da escavação, N_{SPT} é o índice de resistência, r é a rotação da broca, U é o perímetro da estaca e L é o comprimento total da estaca. Para o valor de α , utiliza-se a Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Valores propostos para α

Diâmetro (mm)	350	410
α (%)	10,40	0,76

Fonte: Lima e Moura, 2016

Este estudo se fundamenta na medição de variáveis, durante o processo executivo da estaca raiz, a fim de obter: a velocidade angular e máxima do rotor durante a

perfuração, o tempo de penetração da broca para comprimento pré-fixados, o comprimento da broca penetrado em intervalos de tempo regularmente estabelecidos e a distância linear total percorrida pelo rotor da perfuratriz. Para fins de controle executivo, também foram avaliados: o tempo total de execução da estaca, a pressão de injeção utilizada, o número de golpes de ar e o consumo de cimento necessário.

De acordo com Lima (2014), foi utilizado um velocímetro digital, instalado na parte superior do rotor da perfuratriz, para a coleta dos dados de velocidade máxima, velocidade média, tempo total, distância total e rotações por minuto. Entretanto, apenas dois tipos de métodos foram empregados para elaboração da proposta, rotação e velocidade de avanço da broca, nos quais são associados, respectivamente, com a resistência do atrito lateral e de ponta.

Monteiro (2016), utilizando a mesma metodologia, continuou os estudos iniciados por Lima (2014) e Moura *et al* (2015), monitorando um número maior de estacas raiz, com o propósito de comparar e melhorar a formulação empírica anteriormente propostas. O autor concluiu que as expressões propostas pelo mesmo apresentam resultados satisfatórios e possuem sentido físico para a capacidade de carga das estacas.

Utilizando o método de análise linear múltipla das variáveis coletadas, Monteiro (2016) apresentou três equações diferentes para previsão de capacidade de carga de estacas raiz, através de variáveis de campo. Uma considerando 80% da capacidade de carga resistida pelo atrito lateral e 20% pela ponta (Equação 2.12); a outra considerando 90% de atrito lateral e 10% pela ponta (Equação 2.13); e a última considerando 100% resistida pelo atrito lateral (2.14).

$$Q_{ult,80/20} = \frac{81,61 A_p^{0,015} N_{spt,ponta}^{0,404}}{V_a^{0,08}} + \frac{1615,33 (UL)^{0,0058} \bar{N}_{spt,lat}^{0,168}}{V_b^{0,44}} \quad (2.12)$$

$$Q_{ult,90/10} = \frac{40,80 A_p^{0,015} N_{spt,ponta}^{0,404}}{V_a^{0,08}} + \frac{1817,25 (UL)^{0,0058} \bar{N}_{spt,lat}^{0,168}}{V_b^{0,44}} \quad (2.13)$$

$$Q_{ult,100/0} = \frac{2019,17 (UL)^{0,0058} \bar{N}_{spt,lat}^{0,168}}{V_b^{0,44}} \quad (2.14)$$

Onde: A_p é a área da ponta, V_a é a velocidade de avanço da broca, $\bar{N}_{spt,ponta}$ é o índice de resistência do solo na ponta, v_b é a velocidade linear da broca, UL é a área lateral do fuste e $\bar{N}_{spt,lat}$ é o índice de resistência do solo médio do fuste.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

O presente capítulo é iniciado com a metodologia adotada na pesquisa. Em seguida apresentam-se: os locais estudados, os dados coletados, o desenvolvimento de alterações no procedimento utilizado por Monteiro (2016) para o controle executivo de estacas raiz, o monitoramento do processo executivo de estacas raiz, a implementação das equações propostas por Monteiro (2016) considerando a inclusão da variável pressão de injeção e a validação das equações implementadas.

3.1 Metodologia

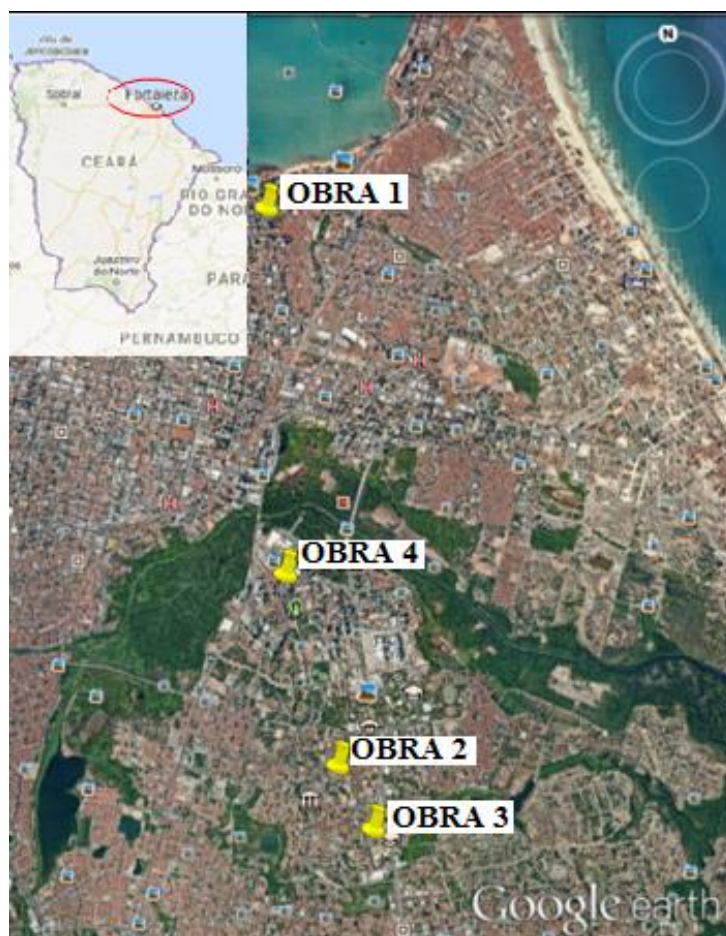
A metodologia adotada para o desenvolvimento da presente pesquisa teve como base a realização das seguintes etapas:

- Revisão bibliográfica relacionada ao tema da pesquisa;
- Definição dos locais de estudo;
- Coleta dos dados necessário ao estudo;
- Desenvolvimento e proposta de alteração do equipamento utilizado por Monteiro (2016) para o controle executivo de estacas raiz;
- Monitoramento do processo executivo de 10 estacas utilizando as modificações propostas;
- Implementação das equações propostas por Monteiro (2016), considerando a inclusão da variável de pressão de injeção;
- Validação das equações implementadas.

3.2 Locais estudados

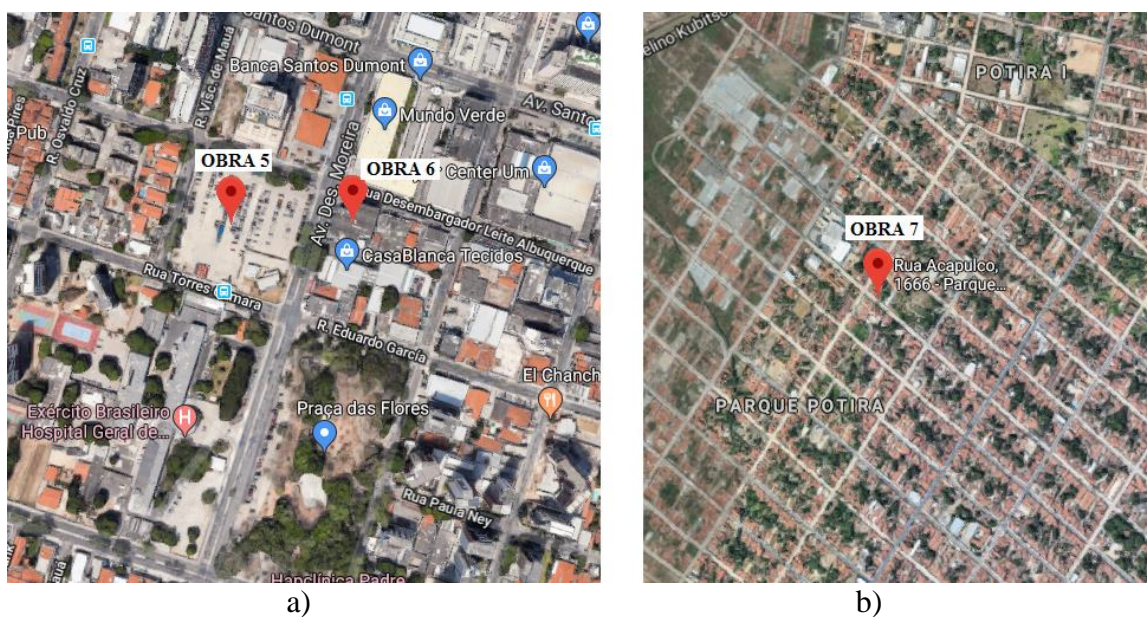
Para a presente pesquisa foram coletados dados de 4 obras, das quais foram monitoradas por Monteiro (2016) 7 estacas, além dessas foram monitoradas mais 10 estacas de outras 3 obras. As Figuras 3.1 e 3.2 apresentam os locais das obras abordadas nesta pesquisa.

Figura 3.1 – Localização das obras 1 a 4



Nota: Obras monitoradas por Monteiro (2016).
 Fonte: Monteiro, 2016.

Figura 3.2– Localização das obras a) 5 e 6, b) 7.



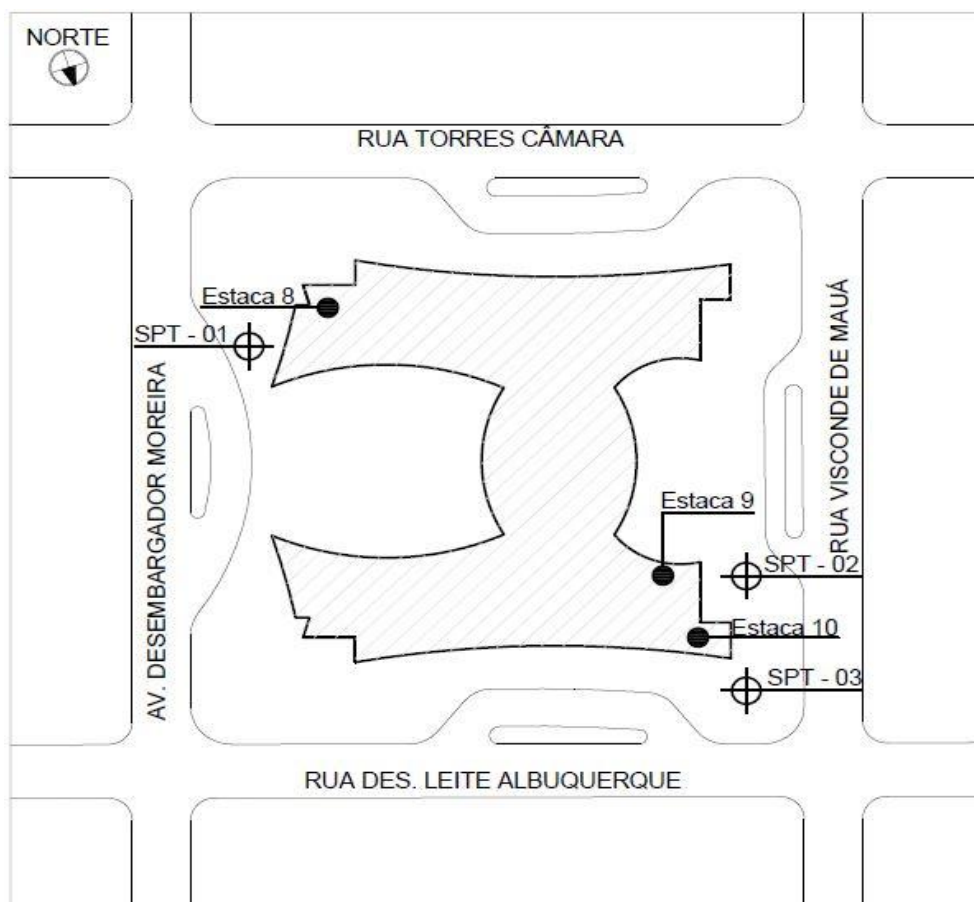
Fonte: Autor, 2017.

A obra 01, situa-se na Rua Frei Mansueto, no bairro Mucuripe. A obra 02 está localizada na Rua Caio Cid, no bairro Eng^o. Luciano Cavalcante. Já a obra 03 está localizada na Rua Armando Dallóllio, no Bairro Guararapes. A obra 04 localiza-se num terreno entre as Ruas Justino Café Neto, Francisco Farias Filho e Marinha Holanda, no Bairro do Cocó.

As obras 05 e 06 situam-se no cruzamento da Avenida Desembargador Moreira e a Rua Desembargador Leite Albuquerque, e estão posicionadas uma de frente a outra. Finalmente, a obra 07 localiza-se na Rua Acapulco, no bairro Parque Potira, na cidade de Caucaia, situada na região metropolitana de Fortaleza, à 15 km da capital do estado.

As Figuras 3.3 a 3.5 mostram uma representação esquemática das posições das estacas monitoradas e dos furos dos ensaios à percussão nas obras 05, 06 e 07, respectivamente. Mais detalhes sobre as estacas monitoradas nas obras 1 a 5 podem ser obtidos em Monteiro (2016).

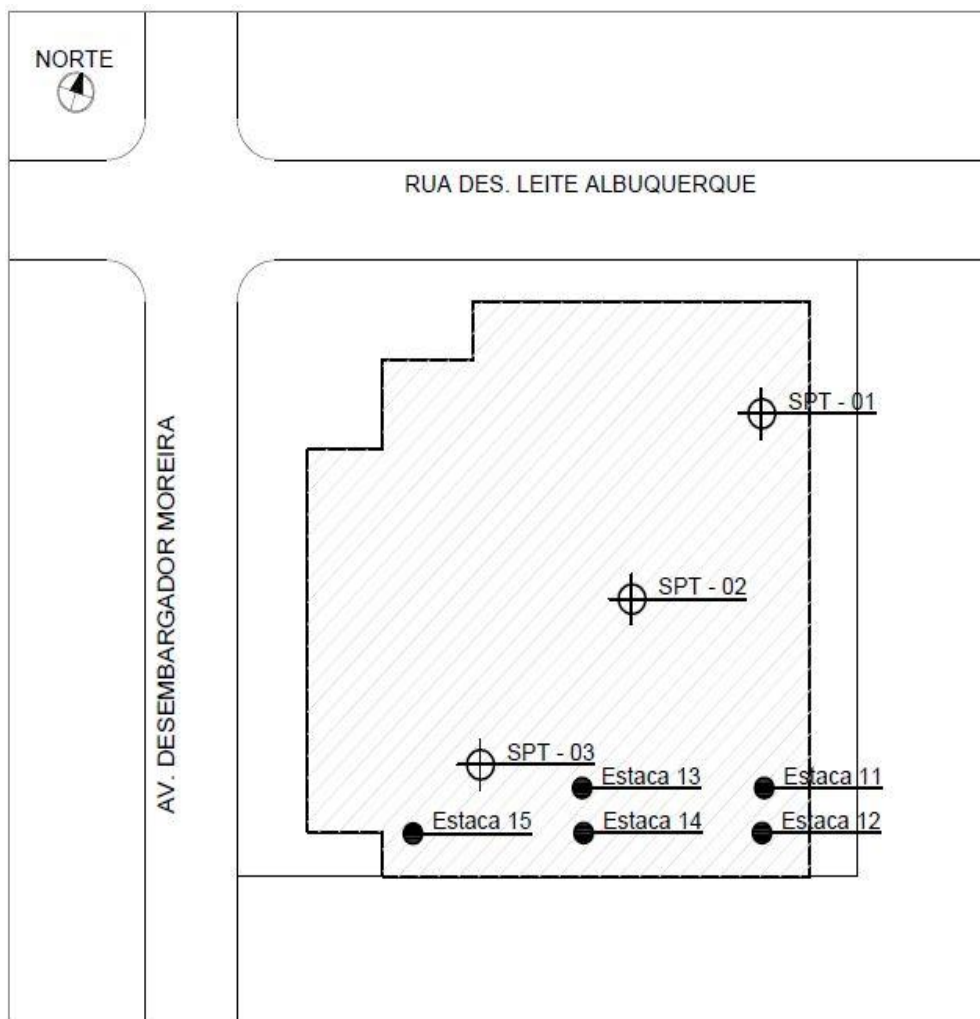
Figura 3.3 - Localização das estacas monitoradas e dos furos dos SPTs na obra 05



Nota: Escala esquemática.

Fonte: Autor, 2018

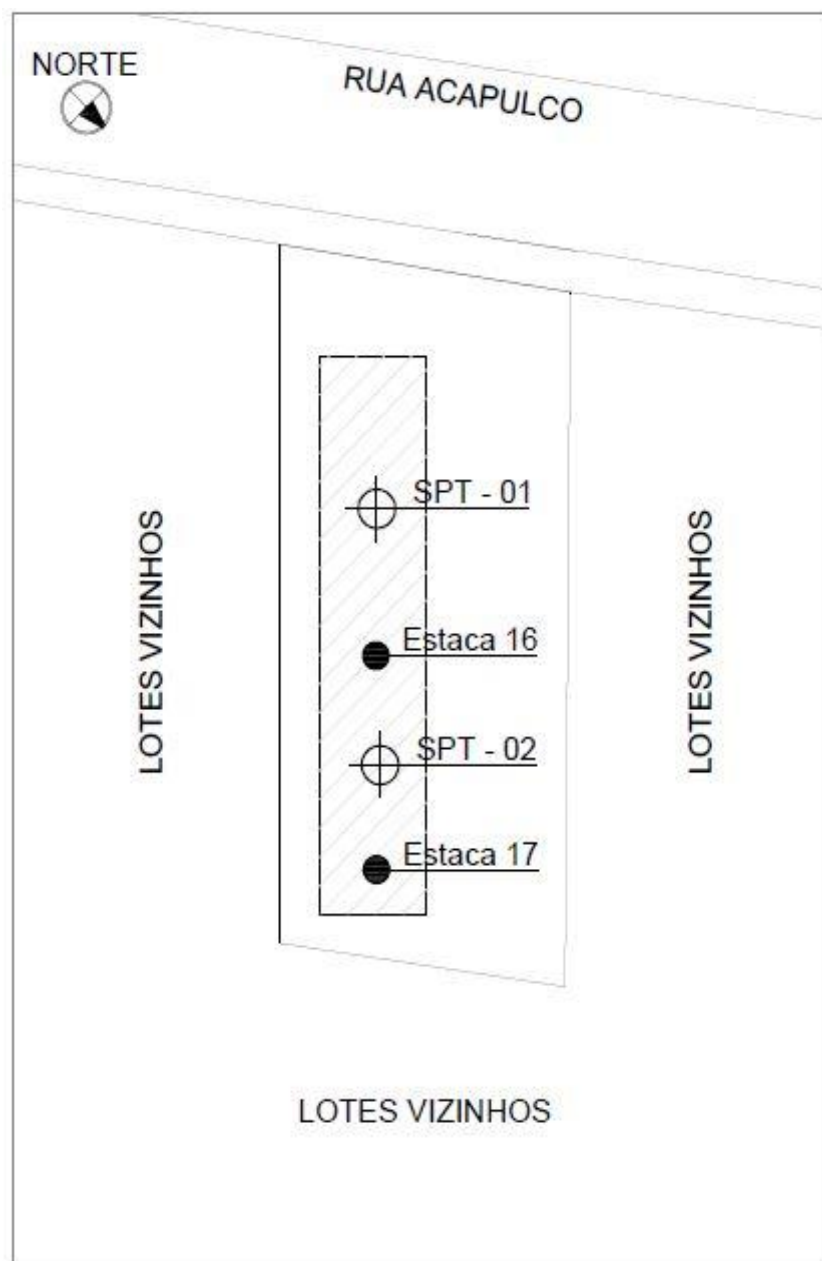
Figura 3.4 - Localização das estacas monitoradas e dos furos dos SPTs na obra 06



Nota: Escala esquemática.

Fonte: Autor, 2018

Figura 3.5 - Localização das estacas monitoradas e dos furos dos SPTs na obra 07



Nota: Escala esquemática.

Fonte: Autor, 2017

A Tabela 3.1 resume as características geométricas das estacas raiz das obras 1 a

7.

Tabela 3.1 – Resumo das características geométricas das estacas raiz monitoradas

Obras	Estacas	L (m)	D (mm)	Pressão de Injeção (kPa)	Carga de Trabalho (kN)
1	1	7,7	410	400	1000,0
	2	7,7	410	400	1000,0
2	3	15	410	300	1200,0
	4	15	410	300	1200,0
3	5	12	350	300	800,0
4	6	16	410	300	1200,0
	7	12	410	300	1200,0
5	8	12	310	300	1000,0
	9	12	310	300	1000,0
	10	12	310	300	1000,0
6	11	18	310	300	1200,0
	12	18	310	300	1200,0
	13	18	310	300	1200,0
	14	18	310	300	1200,0
	15	18	310	300	1200,0
7	16	10	310	300	1000,0
	17	10	310	300	1000,0

Fonte: Autor, 2017

3.3 Coleta de dados

Nesta etapa foram coletados em empresas da área dados de sondagens à percussão (SPT) e provas de cargas estáticas (PCE) referentes às obras 1 a 7. Vale mencionar que nas obras 5, 6 e 7 não foram realizadas provas de carga. E, portanto, não há dados de PCEs para estas obras.

Além das informações mencionadas, foram coletados os resultados de monitoramentos do controle executivo de estacas executadas nas obras 1, 2, 3, 4 e 5.

3.4 Desenvolvimento e propostas de alteração no equipamento de monitoramento utilizado por Monteiro (2016)

Buscando propor melhorias do equipamento de monitoramento da execução de estacas raiz utilizado por Monteiro (2016) e Lima (2014), afim de se obter medidas com maior precisão foram pesquisados odômetros de diversos fabricantes, que possibilitassem a aquisição de medidas de velocidade com mais casas decimais. Além disso foram estudadas alternativas que permitissem aumentar o alcance entre o sensor e o display, melhorando o procedimento de coleta de dados. Foi também avaliado o posicionamento

e número de imãs, utilizado durante o monitoramento do processo executivo das estacas raiz.

Por fim, as variáveis consideradas por Monteiro (2016) foram reavaliadas e outras foram testadas e adequadas nas equações propostas por Monteiro (2016).

3.5 Monitoramento da execução das estacas

O monitoramento da execução das estacas raiz é dividido em duas etapas. A primeira etapa se baseia no controle dos equipamentos e dos procedimentos utilizados para a execução da estaca, observando algumas variáveis, como: diâmetro do rotor da perfuratriz, comprimento da estaca, diâmetro da estaca e a pressão de injeção de ar.

A segunda etapa consiste na medição de variáveis durante o processo executivo das estacas, tais como: o tempo de execução da escavação, o número de golpes de ar aplicados, o consumo de cimento, a velocidade angular média e a máxima do rotor da perfuratriz, a distância linear equivalente percorrida pela rotação do rotor e o tempo necessário para a penetração da broca de comprimentos pré-determinados.

3.5.1 Equipamentos de escavação das estacas

As brocas utilizadas na perfuração foram, do tipo Broca 1000 (Figura 3.6), com um diâmetro de 0,31 m. O equipamento utilizado para a escavação da estaca raiz, em todas as obras pesquisadas, é uma perfuratriz CZM CR 14, apresentada na Figura 3.7, com o diâmetro do rotor de 25 cm.

Figura 3.6– Broca 1000, com diâmetro de 31 cm



Fonte: Lima, 2014

Figura 3.7 – Perfuratriz utilizada para execução das estacas raiz



Fonte: Autor, 2017

3.5.2 Equipamentos de monitoramento das estacas

Para o monitoramento das variáveis durante a escavação das estacas monitoradas, utilizou-se: um velocímetro wireless, da marca *Sunding* e imãs de neodímio. O velocímetro wireless é responsável pelas medições da velocidade linear e da distância percorrida. Os imãs são posicionados conforma ilustra a Figura 3.8.

Vale mencionar que o equipamento apresentado na Figura 3.9 é o mesmo que foi utilizado por Monteiro (2016), ou seja, para o monitoramento das estacas das obras 1, 2, 3, e 4. Para as obras 5, 6 e 7, o equipamento sofreu algumas alterações que propiciassem

melhorias na precisão das medidas, conforme relatado no item 3.4, cujo detalhamento será apresentado no capítulo seguinte do presente trabalho.

Figura 3.8 – Equipamento de monitoramento posicionado



Fonte: Autor, 2017

Figura 3.9 – Equipamento utilizado por Monteiro (2016) para o monitoramento das estacas raiz



Fonte: Monteiro, 2016

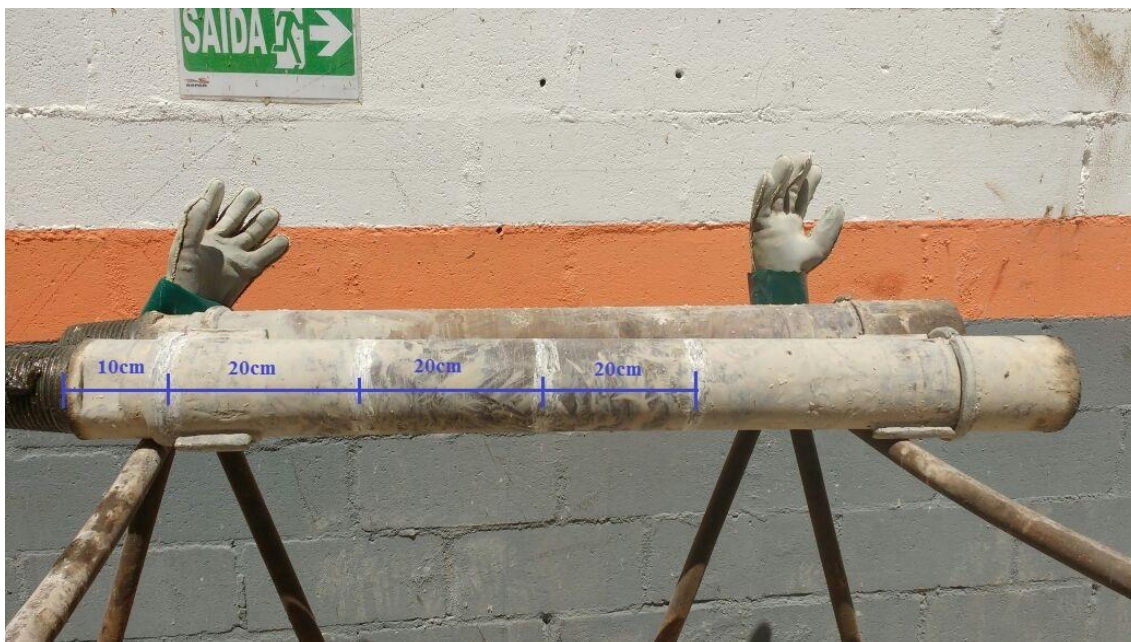
Monteiro (2016) recomenda o uso de ímãs de neodímio, posicionados a no máximo 4 cm do sensor, para melhorar a precisão da captação do sensor. Destaca-se, também, a importância da utilização de um velocímetro com a maior precisão possível,

no estudo de Monteiro (2016) foi empregado um velocímetro com apenas duas casas decimais.

3.5.3 Procedimento de monitoramento

O procedimento é iniciado a partir da programação do velocímetro com o diâmetro do rotor. Desta forma, para cada vez que um imã cruzar o sensor do velocímetro, o mesmo registrará o valor programado em um intervalo de tempo determinado pelo avanço da broca. Monteiro (2016) utilizou três seções de avanço da broca: uma seção de 10 cm e duas de 20 cm, seguindo as recomendações de Lima (2014). Nesta pesquisa, implementou-se uma seção de 20 cm a mais do que nas pesquisas anteriores (Figura 3.10).

Figura 3.10 – Seções de avanço da broca



Fonte: Autor, 2017

Essas seções são demarcadas no último metro de escavação da estaca, medindo-se, então, o tempo necessário de penetração de cada seção, obtendo a velocidade de avanço da broca.

As medidas de distância percorrida pelo rotor, registradas pelo velocímetro, divididas pela circunferência do rotor, obtém-se o número de voltas dadas pelo rotor para a escavação de uma seção. Com o número de voltas dadas dividido pelo tempo decorrido da escavação de uma seção, determina-se a frequência de giro do rotor. Sendo assim, a velocidade angular do rotor da perfuratriz é calculada por:

$$\omega_r = 2\pi f \quad (3.1)$$

Com: ω_r sendo a velocidade angular do roto e f a frequência de giro.

Sabendo que a velocidade angular do rotor e da broca são iguais, pois ambos estão fixos em relação ao outro, a velocidade linear da broca é, então, calculada a partir da seguinte equação:

$$v_b = \omega_b r_b \quad (3.2)$$

Onde: v_b é a velocidade linear percorrida pela broca, ω_b é a velocidade angular da broca e r_b é o raio da broca.

Com as variáveis velocidade de avanço e velocidade linear da broca, Lima (2014) e Monteiro (2016) desenvolveram formulações associadas a capacidade de carga da estaca, conforme já abodado.

3.5.4 Inclusão da variável pressão de injeção nas equações de controle

Lima (2014) e Monteiro (2016) desenvolveram tais formulações empíricas e de simples utilização, para serem empregadas no auxílio do controle de estacas raiz durante seu processo executivo. Dessa forma, inicialmente, foram selecionadas as variáveis que deveriam compor as referidas formulações. Em ambos autores as seguintes variáveis foram adotadas: a velocidade linear da broca e a velocidade de avanço da broca. A primeira associada com a resistência do atrito lateral e a segunda com a resistência de ponta da estaca.

As demais variáveis selecionadas dependem da geometria da estaca, diâmetro (D) e comprimento da estaca (L), e das características do solo, índice de resistência do solo na ponta ($N_{spt, \text{ponta}}$) e índice de resistência médio lateral ($N_{spt, \text{lat}}$). O primeiro obtido através da média dos valores N_{spt} na ponta das sondagens e o segundo, através da média dos valores de N_{spt} ao longo do fuste de cada estaca.

Monteiro (2016) não considerou, em suas formulações, a variável pressão de injeção. Dessa forma, constata-se que esta seria uma variável de controle executivo a

incluir nas formulações modificadas que serão propostas capítulo seguinte dessa dissertação, pois observa-se que a pressão de injeção é diretamente relacionada com a parcela de resistência devido ao atrito lateral da estaca raiz.

Sendo assim, foi considerado que a parcela de resistência oferecida pela ponta está relacionada com a velocidade de avanço da broca, o índice de resistência do solo na ponta e a área da base da estaca. Já a parcela de resistência referente ao atrito lateral está relacionada com a velocidade linear da broca, o índice de resistência do solo médio lateral, o perímetro da circunferência do fuste e o comprimento total da estaca.

Assim, empregando-se o método de análise de regressão linear múltipla, ou seja:

$$Y = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2 + \dots + a_n X_n \quad (3.3)$$

No qual, Y é uma variável dependente das diversas outras variáveis independentes ou explicativas, X_1, X_2, \dots, X_n , e de seus respectivos coeficientes de regressão, a_1, a_2, \dots, a_n . O coeficiente a_0 é uma constante que representa a parte da variável dependente que não condiz com as variáveis independentes.

Monteiro (2016) considerou a expressão buscada como uma função com três variáveis, ajustando-a pelo método dos mínimos quadrados, no qual, adota-se como base o menor desvio entre os valores observados em campo e os valores estimados. Para isso, foi necessário solucionar as seguintes equações:

$$\sum Y = na_0 + a_1 \sum X_1 + a_2 \sum X_2 + a_3 \sum X_3 \quad (3.4)$$

$$\sum YX_1 = a_0 \sum X_1 + a_1 \sum X_1^2 + a_2 \sum X_1 X_2 + a_3 \sum X_1 X_3 \quad (3.5)$$

$$\sum YX_2 = a_0 \sum X_2 + a_1 \sum X_2 X_1 + a_2 \sum X_2^2 + a_3 \sum X_2 X_3 \quad (3.6)$$

$$\sum YX_3 = a_0 \sum X_3 + a_1 \sum X_3 X_1 + a_2 \sum X_3 X_2 + a_3 \sum X_3^2 \quad (3.7)$$

Dessa forma, aplicando os valores encontrados em Y , X_1 , X_2 , X_3 , obtiveram-se os valores de a_1 , a_2 , a_3 e a_0 . Monteiro (2016) recomenda que se utilize um modelo exponencial, empregando uma transformação logarítmicas de variáveis, assim:

$$Y = a_0 * X_1^{a_1} * X_2^{a_2} * \dots * X_n^{a_n} \quad (3.8)$$

$$\ln(Y) = \ln(a_0) + a_1 * \ln(X_1) + a_2 * \ln(X_2) + \dots + a_n * \ln(X_n) \quad (3.9)$$

Desta forma, as variáveis dependente e independentes serão, respectivamente, $\ln(Y)$ e $\ln(X_i)$. Portanto, aplicando o modelo de regressão linear múltipla para este caso e encontrando os valores dos coeficientes, Monteiro (2016) propõe as seguintes expressões:

$$Q_p = a'_o A_p^{a_1} V_a^{a_2} N_{spt,ponta}^{a_3} \quad (3.10)$$

$$Q_{lat} = a''_o V_b^{a_4} (UL)^{a_5} N_{spt,lat}^{a_6} \quad (3.11)$$

$$Q_{ult} = Q_p + Q_l \quad (3.12)$$

Em que: Q_p é a capacidade de carga resistida pela ponta, A_p é a área da ponta da estaca, V_a é a velocidade de avanço da broca de perfuração, $N_{spt,ponta}$ é o índice de resistência do solo na cota da base da estaca, Q_{lat} é a capacidade de carga resistida pela lateral do fuste, V_b é a velocidade linear da broca, U é o perímetro da circunferência da estaca, L é o comprimento da estaca, $N_{spt,lat}$ é o índice de resistência do solo ao longo do fuste da estaca e Q_{ult} é a capacidade de carga da estaca. Os valores dos coeficientes, a_1 , a_2 , a_3 , a_4 , a_5 , a_6 , e das constantes, a'_o e a''_o , são obtidos pela regressão linear múltipla e formaram a expressão desejada.

No próximo capítulo desta dissertação, as formulações propostas por Monteiro (2016) serão modificadas com a inclusão da variável pressão de injeção. E estas formulações modificadas serão as adotadas no decorrer deste trabalho.

3.6 Validação das equações modificadas

Utilizando estacas monitoradas das obras desta pesquisa e a partir de resultados de sondagens à percussão (SPT) e provas de carga estática (PCE), que não foram usadas para o desenvolvimento das equações modificadas, propostas a partir das formulações de Monteiro (2016), foi efetuada a validação das equações modificadas, comparando-se as previsões obtidas das equações modificadas com valores de capacidade de carga dessas estacas obtidos pelas provas de carga (PCE).

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

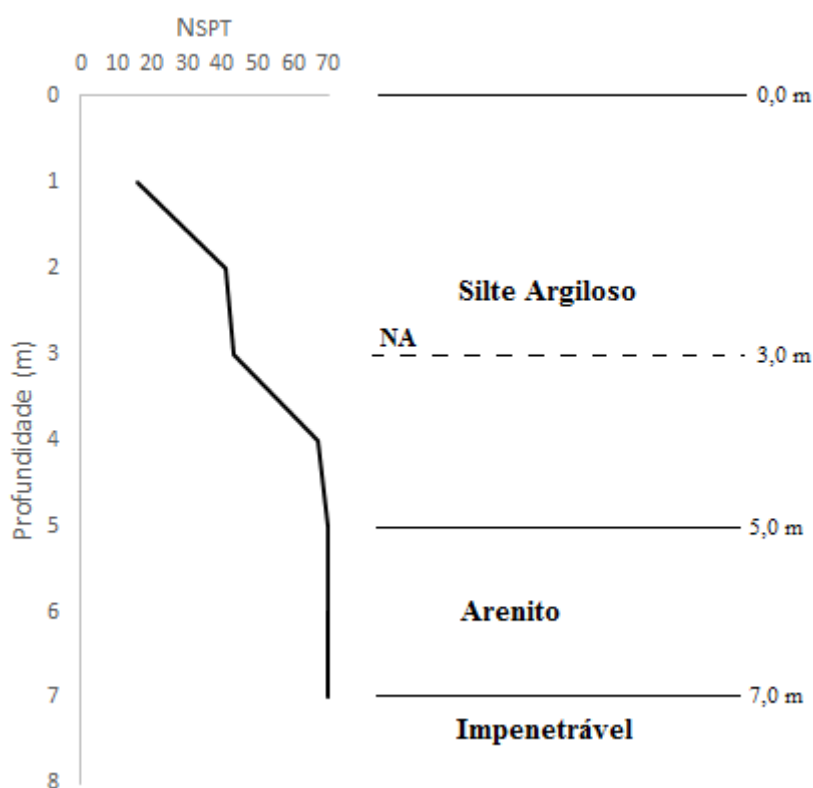
Este capítulo apresenta os resultados, e suas respectivas análises, dos monitoramentos realizados em campo. Os dados apresentados neste capítulo foram coletados em pesquisas anteriores de sete estacas, mais dez estacas monitoradas em campo durante esta pesquisa, como mencionado no capítulo 3. Apresenta-se, também, o desenvolvimento de modificações nas formulações desenvolvidas por Monteiro (2016), e por fim, a validação das equações modificadas.

4.1 Apresentação dos resultados de ensaios geotécnicos

4.1.1 Obra 1

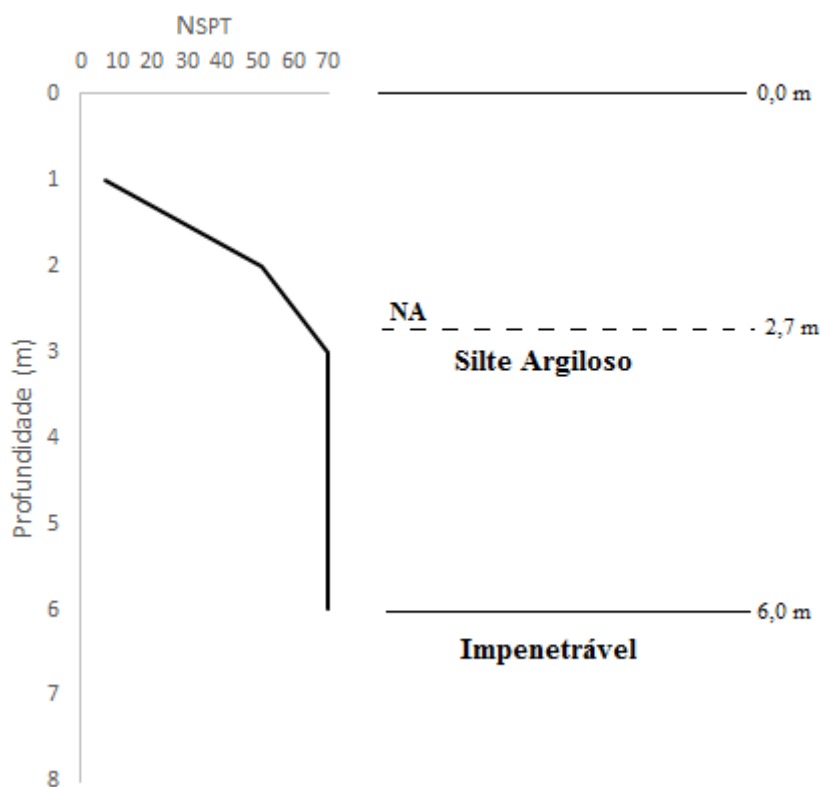
Foram executados dois ensaios à percussão da obra 1, cujo perfil das Figuras 4.1 e 4.2 mostram a variação do N_{SPT} ao longo da profundidade, assim como a estratigrafia do subsolo no local do ensaio.

Figura 4.1– SPT-01 da obra 1



Fonte: Autor, 2018

Figura 4.2– SPT-02 da obra 1



Fonte: Autor, 2018

O perfil estratigráfico do solo da obra 1, apresenta uma camada de solo silto-argiloso, seguido por uma camada composta de rochas sedimentares intercaladas do tipo arenito e siltito, com um nível d'água em aproximadamente 3 metros de profundidade.

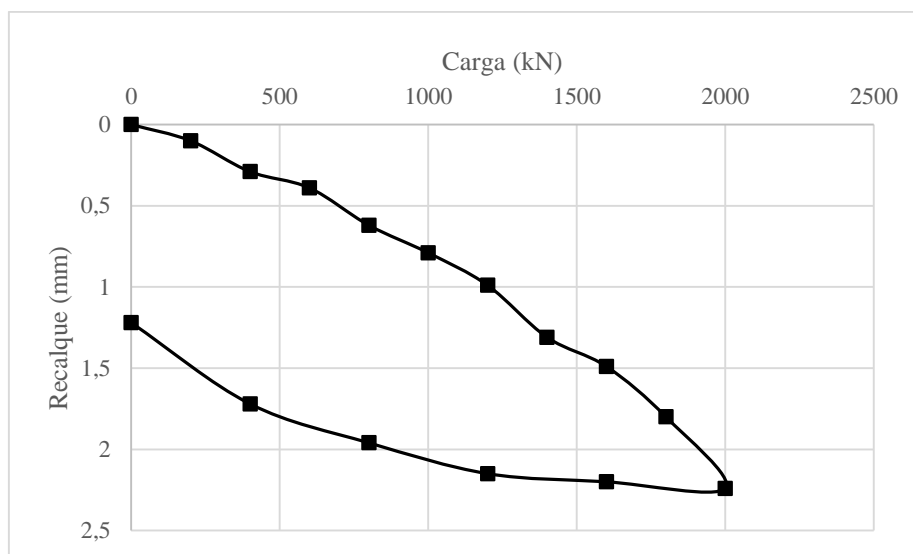
Nesta obra foram monitoradas as estacas 1 e 2, ambas com 7,7 m de comprimento, 410 mm de diâmetro, pressão de injeção de 400 kPa e com cargas de trabalho de 1000 kN. Foram executadas duas provas de cargas estáticas lentas nesta obra, uma em cada estaca estudada. Cada ensaio com 10 estágios de carga, elevando-se em 20% da carga de trabalho em cada estágio.

A estaca 1 foi submetida a uma carga de 2000 kN, apresentando um recalque máximo de 1,22mm e um recalque residual de 1,22mm. A estaca 2 foi, também, submetida a uma carga de 2000 kN, e apresentou um recalque de 4,32mm e um recalque residual de 0,22mm.

Percebe-se pelas curvas carga-recalque das estacas que não houve ruptura física, reforçando os resultados do ensaio à percussão de um solo bastante resistente e pouco deformável.

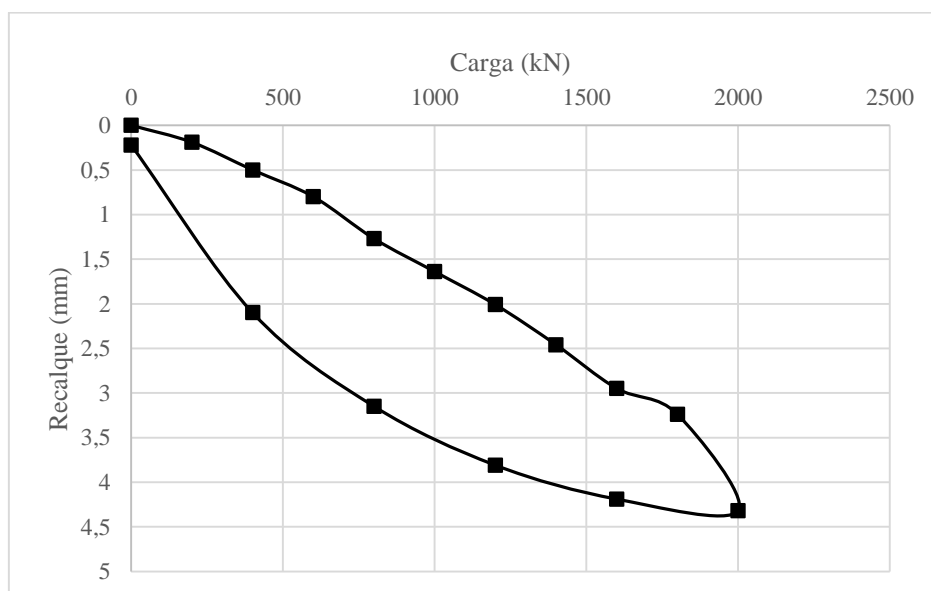
As Figuras 4.3 e 4.4 apresentam os gráficos das curvas carga-recalque das provas de carga realizadas nas estacas 1 e 2, respectivamente.

Figura 4.3 - Resultado do ensaio de prova de carga da estaca 1



Fonte: Tecnorrd, 2016

Figura 4.4 - Resultado do ensaio de prova de carga da estaca 2.

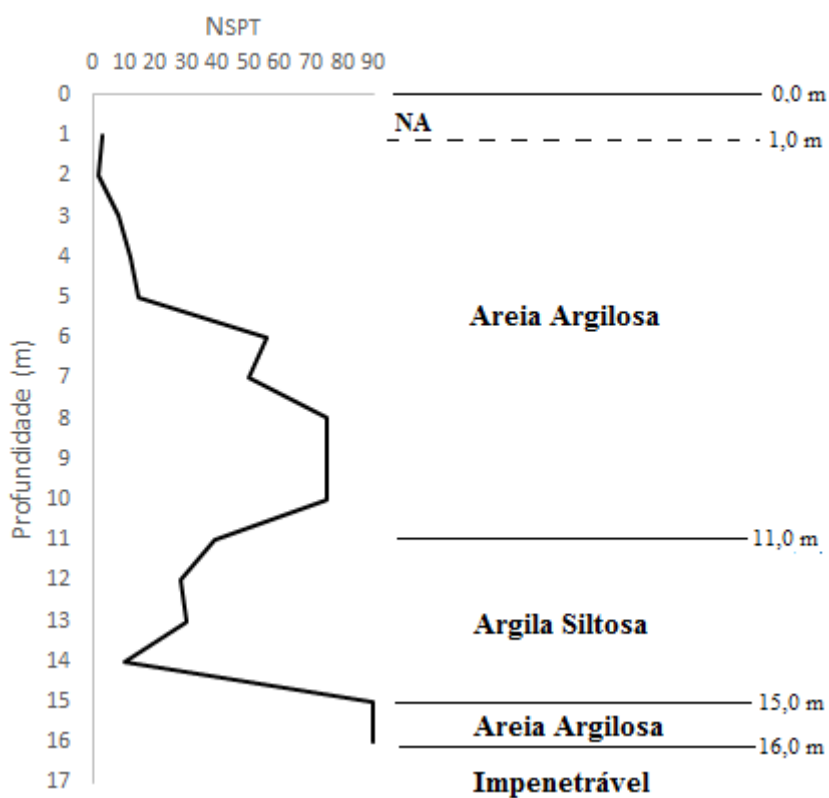


Fonte: Tecnord, 2016

4.1.2 Obra 2

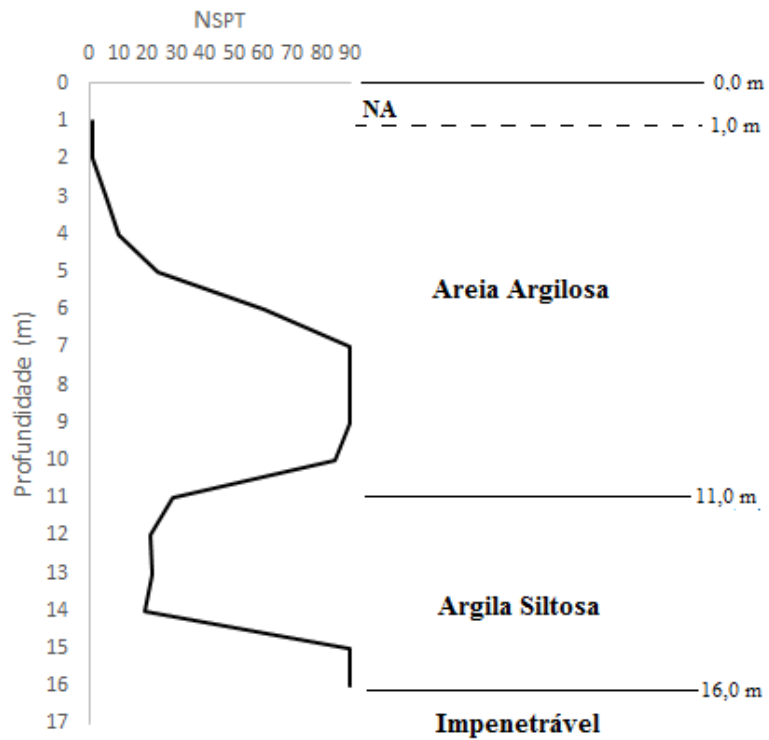
Esta obra apresenta três ensaios à percussão e duas provas de cargas, realizadas nas estacas 3 e 4. As Figuras 4.5, 4.6 e 4.7 ilustram o resultado dos ensaios de sondagem à percussão ao longo da profundidade realizados na obra 2, bem como o perfil estratigráfico do subsolo do local.

Figura 4.5– SPT-01 da obra 2



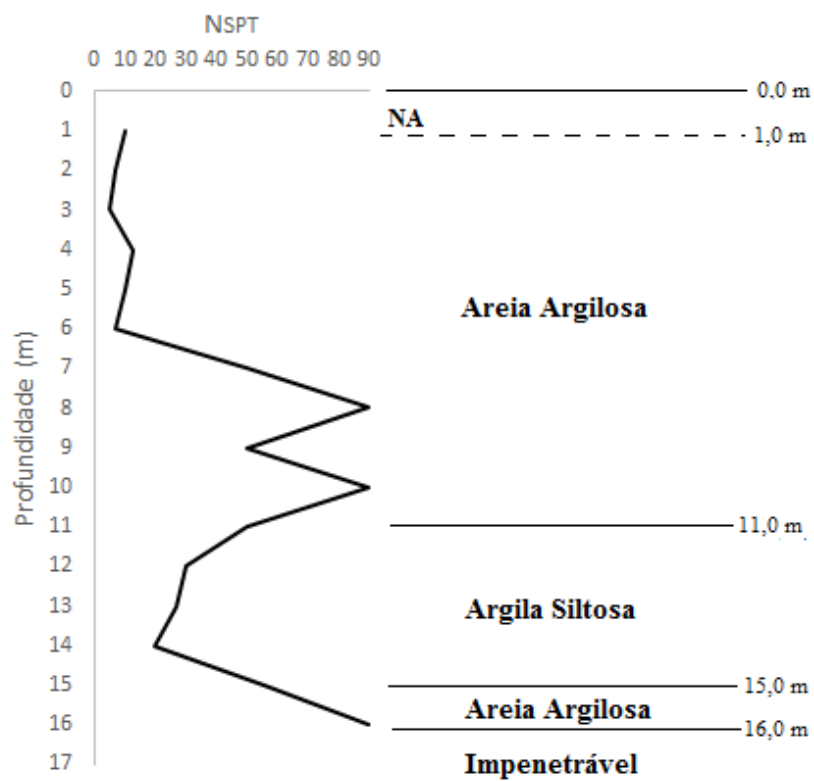
Fonte: Autor, 2018

Figura 4.6– SPT-02 da obra 2



Fonte: Autor, 2018

Figura 4.7– SPT-03 da obra 2



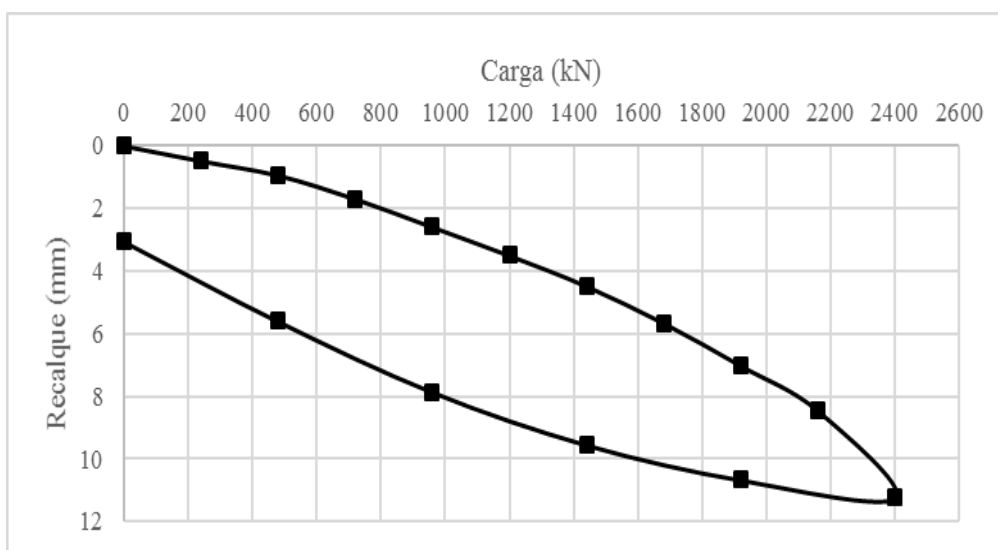
Fonte: Autor, 2018

Observa-se que o índice de resistência à penetração (N_{SPT}), apresentou valores baixos até aproximadamente os primeiros 5 m de profundidade, partir daí, há um aumento relevante do índice de resistência à penetração. E o nível d'água à 1 metro de profundidade.

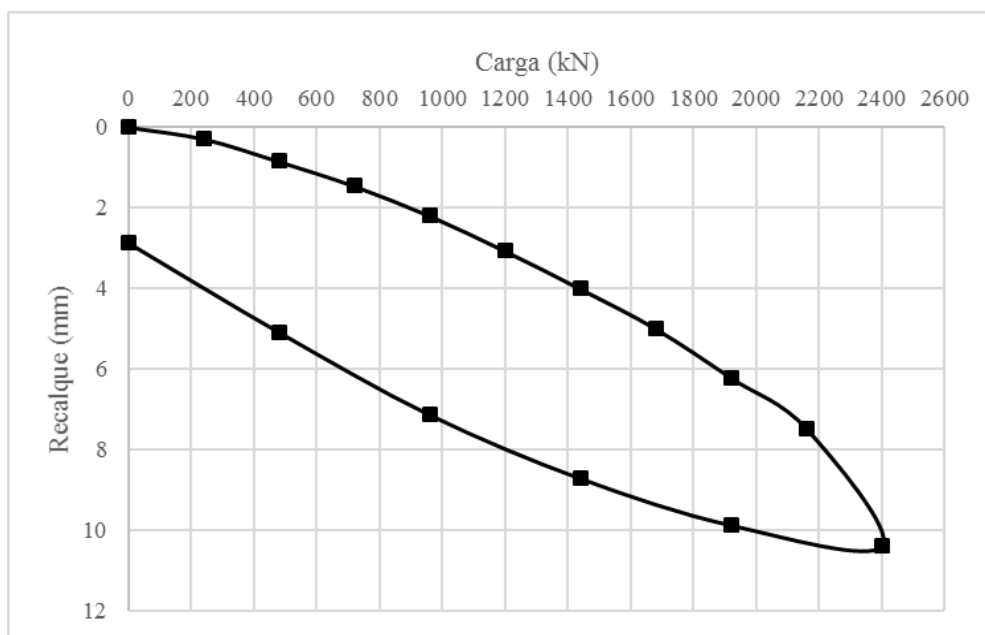
Ambas as estacas possuem 15 metros de comprimento, 410mm de diâmetro, pressão de injeção de 300 kPa e carga de trabalho de 1200 kN. Assim como na obra 1, neste caso foram executadas provas de carga lentas com 10 estágios, elevando a carga em 20% da carga de trabalho em cada estágio. As Figuras 4.8 e 4.9 apresentam as curvas carga-recalque relativos a esses ensaios realizados nas estacas 3 e 4, respectivamente.

Percebe-se que em ambas as estacas, foi aplicado uma carga máxima de 2400 kN durante o ensaio e estaca 3 apresentou um recalque máximo de 11,24mm e um recalque residual de 3,05mm, enquanto a estaca 4 o recalque máximo foi de 10,38mm e o recalque residual foi de 2,86mm.

Figura 4.8 – Resultado do ensaio de prova de carga da estaca 3



Fonte: Tecnord, 2016

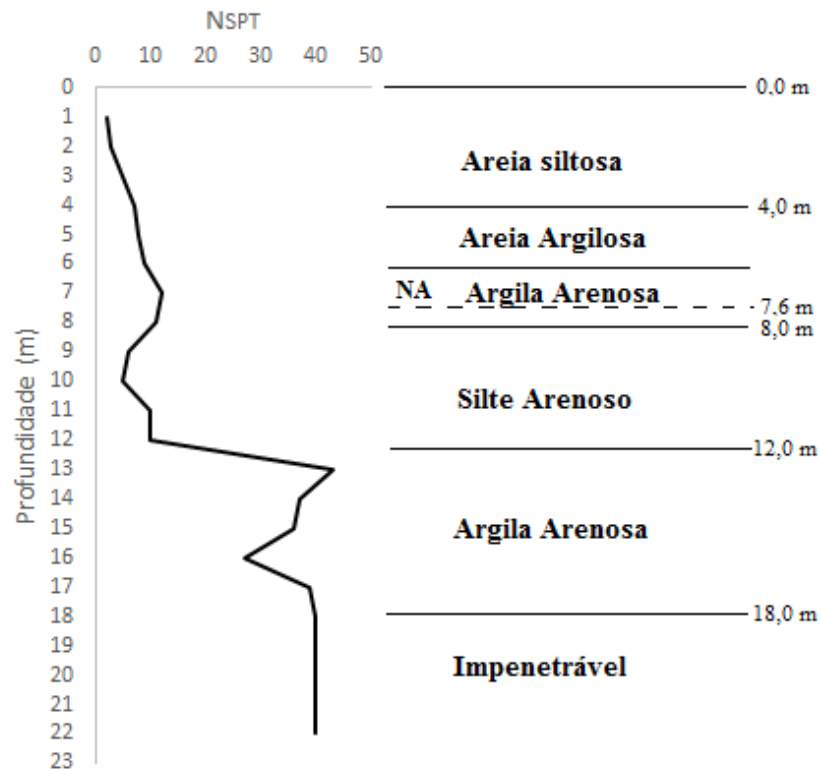
Figura 4.9 – Resultado do ensaio de prova de carga da estaca 4

Fonte: Tecnord, 2016

4.1.3 Obra 3

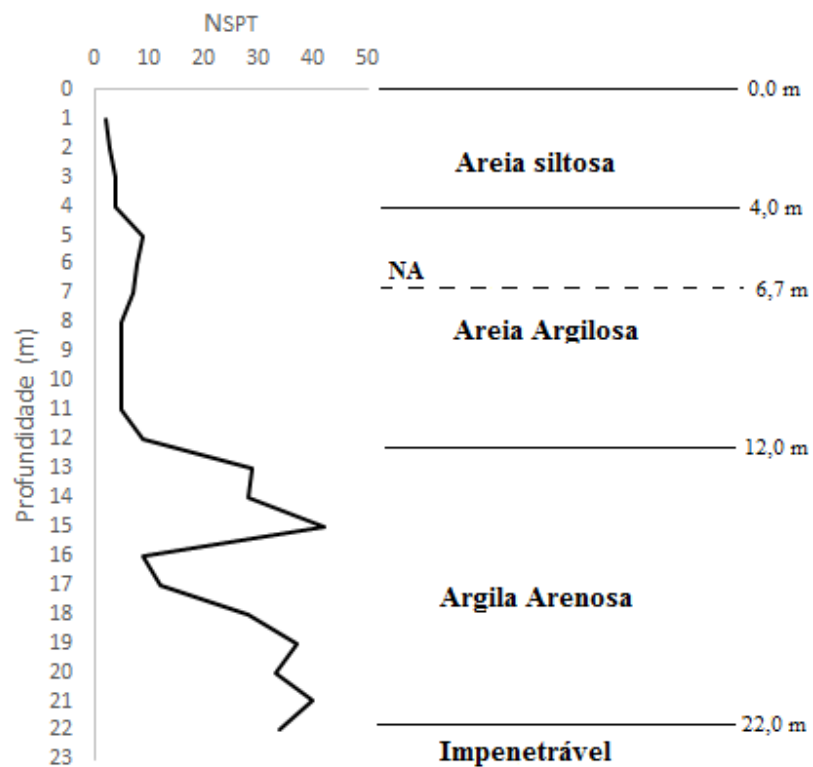
A seguir, nas Figura 4.10 e 4.11 estão os resultados dos ensaios de sondagem à percussão realizados nesta obra, juntamente com os perfis estratigráficos do subsolo da mesma.

Figura 4.10 – SPT-01 da obra 3



Fonte: Autor, 2018

Figura 4.11– SPT-02 da obra 3



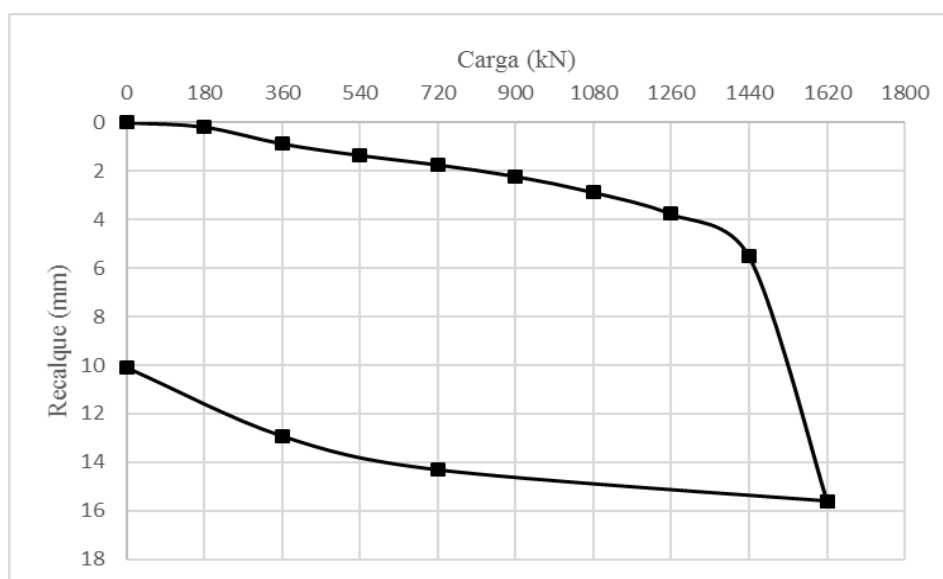
Fonte: Autor, 2018

Nota-se um solo com baixos índices de resistência até a camada de 12 metros de profundidade, e um aumento significativo na resistência do solo em camadas mais profundas. Percebe-se que o nível d'água varia de 6,7 a 7,6 metros de profundidade.

Nesta obra foi coletado resultados de dois ensaios à percussão e de um ensaio de prova de carga estática lenta, realizada na estaca 5. Esta estaca possui 12 metros de comprimento, 350mm de diâmetro, pressão de injeção de 300 kPa e uma carga de trabalho de 800 kN.

O ensaio de prova de carga estática na estaca 5 teve 9 estágios, com uma carga máxima aplicada de 1620 kN. A Figura 4.12 ilustra o resultado deste ensaio. Percebe-se, através da curva carga-recalque, que a estaca 5 apresentou o início de uma ruptura física, alcançando um recalque máximo de 15,61mm e, após o descarregamento, um recalque residual de 10,10mm.

Figura 4.12 – Resultado do ensaio de prova de carga da estaca 5

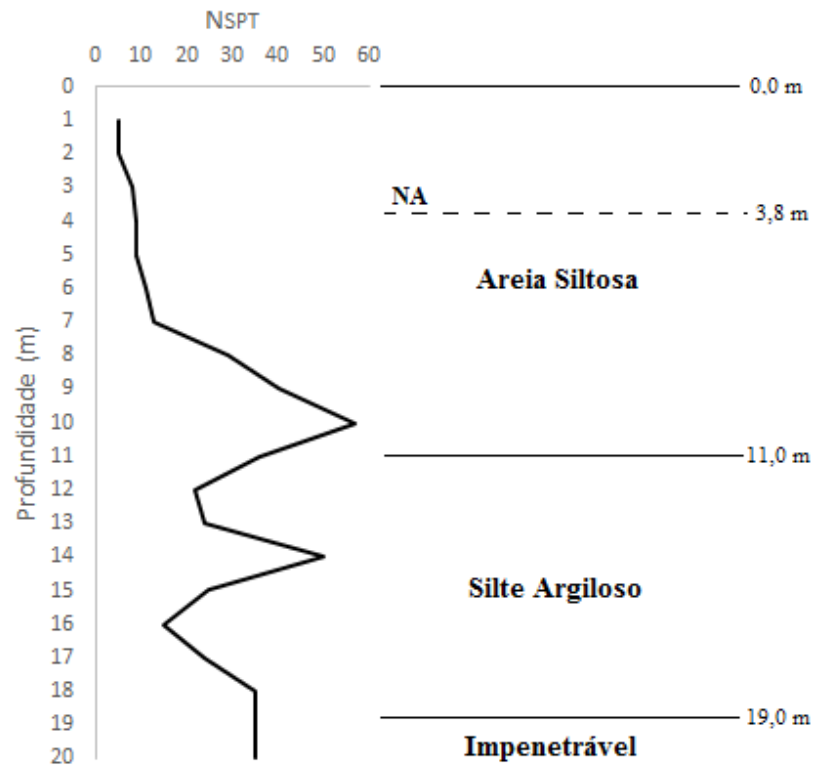


Fonte: Tecnord, 2016

4.1.4 Obra 4

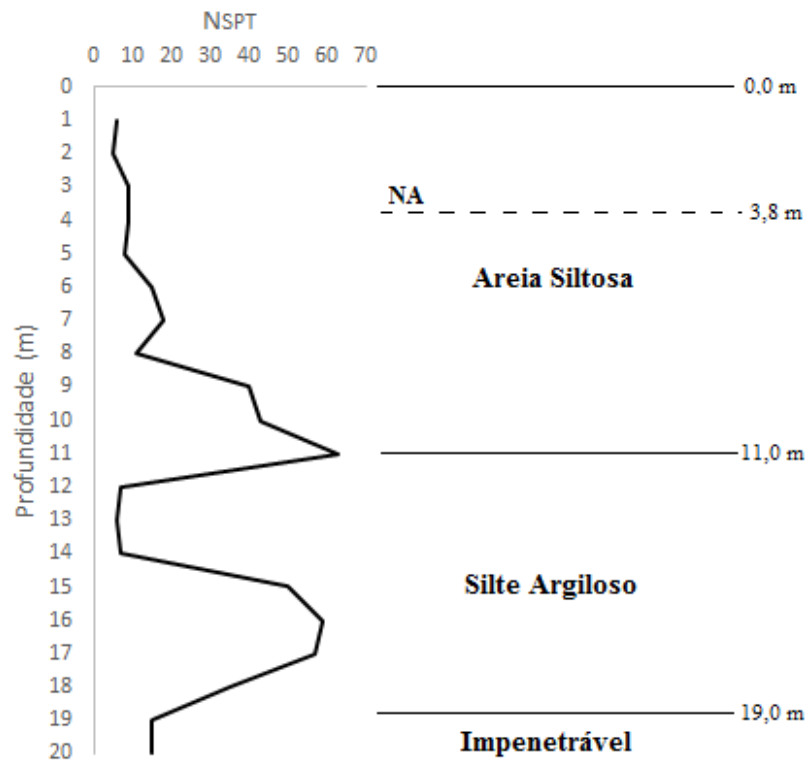
Está representado a seguir, pela Figura 4.13 à Figura 4.15, os resultados dos três ensaios à percussão ao longo da profundidade, coletados na obra 4, juntamente com os perfis estratigráficos do subsolo da.

Figura 4.13 – SPT-01 da obra 4

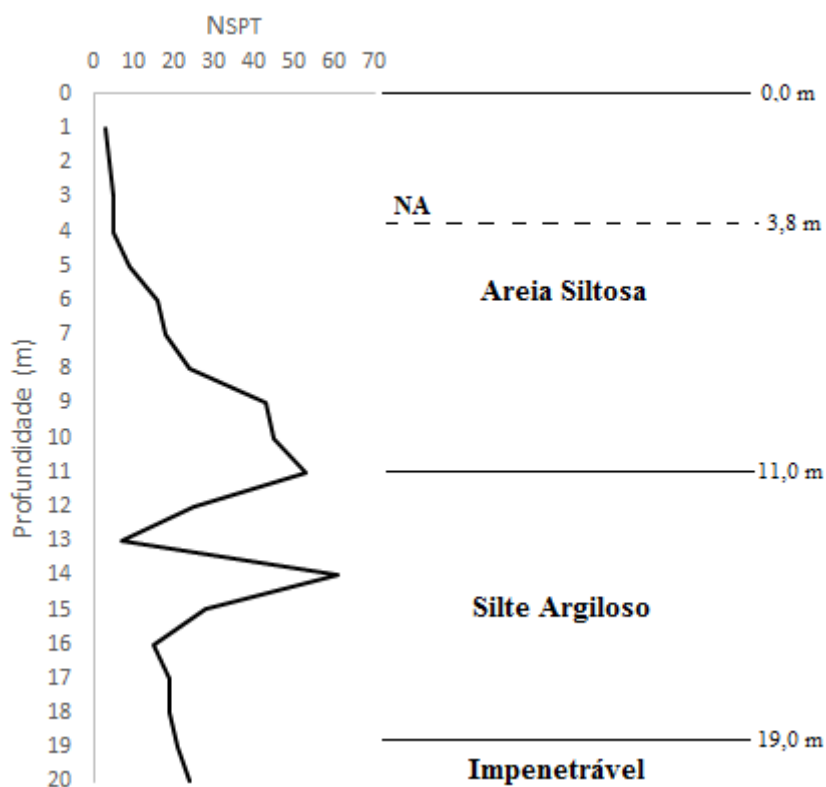


Fonte: Autor, 2018

Figura 4.14 – SPT-02 da obra 4



Fonte: Autor, 2018

Figura 4.15– SPT-02 da obra 4

Fonte: Autor, 2018

Identifica-se, nos três ensaios apresentados, um perfil geotécnico similar, onde o perfil é composto por camadas de solos areno-siltosos, silto-argilosos e argilo-arenosos. Verifica-se que o índice de resistência à penetração (N_{SPT}), apresenta valores menores até 7 m de profundidade. Já o nível da água encontra-se em 3,8 metros de profundidade.

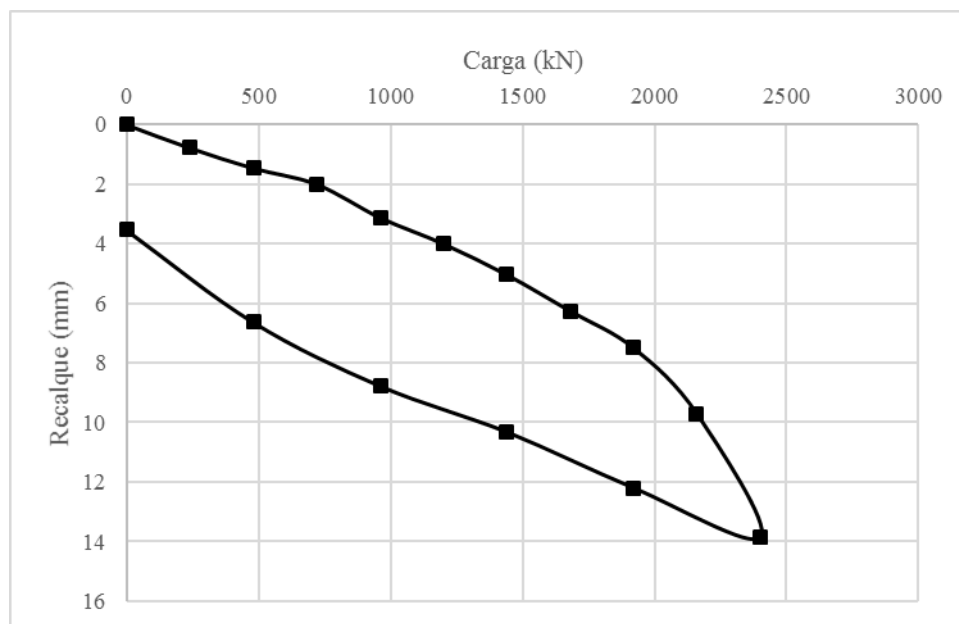
Nesta obra foram estudadas as estacas 6 e 7. A estaca 6 possui 16 metros de comprimento e a estaca 7, 12 metros. Ambas possuem 410mm de diâmetro, pressão de injeção de 300 kPa e uma carga de trabalho de 1200 kN.

Similar às outras obras, as estacas 6 e 7, foram submetidas ao ensaio de prova de carga estática lenta com 10 estágios de carregamento, com cada estágio crescendo 10% da carga de trabalho da estaca. As Figuras 4.16 e 4.17 ilustram as curva carga-recalque obtidas como resultados destes ensaios nas estacas 6 e 7, respectivamente.

Percebe-se que para a estaca 6, foi submetida a uma carga máxima de 2400 kN, atingindo um recalque máximo de 13,85 mm e, após o descarregamento, um recalque residual de 3,54 mm. Já para a estaca 7, a carga máxima de 2400 kN provocou um

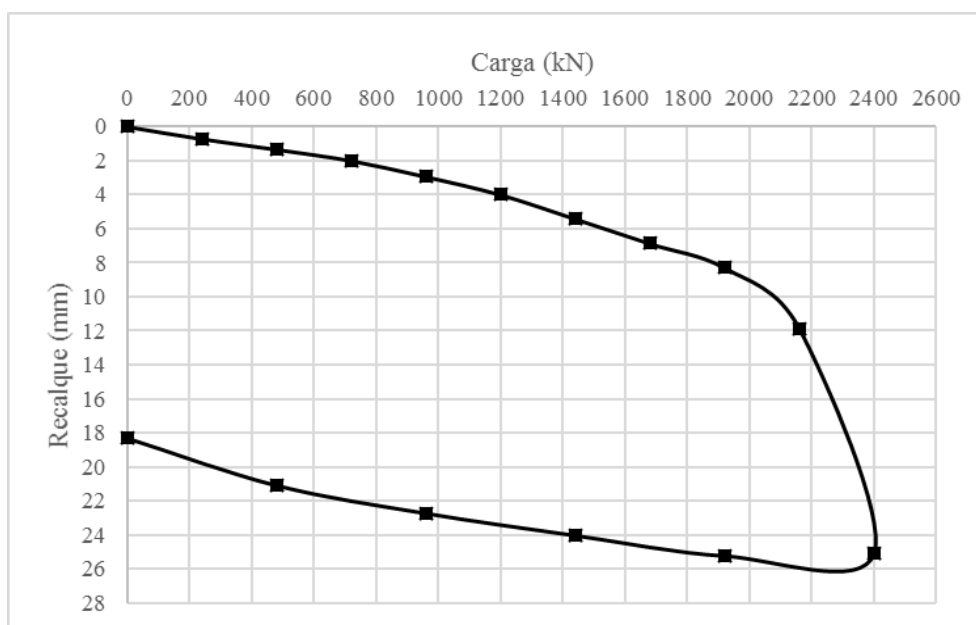
recalque de 25,04 mm e um recalque residual de 18,28 mm. Pode-se notar que houve ruptura física na estaca 7, demonstrado pela curva carga-recalque e pelo elevado recalque residual.

Figura 4.16 – Resultado do ensaio de prova de carga da estaca 6



Fonte: Tecnord, 2016

Figura 4.17 – Resultado do ensaio de prova de carga da estaca 7

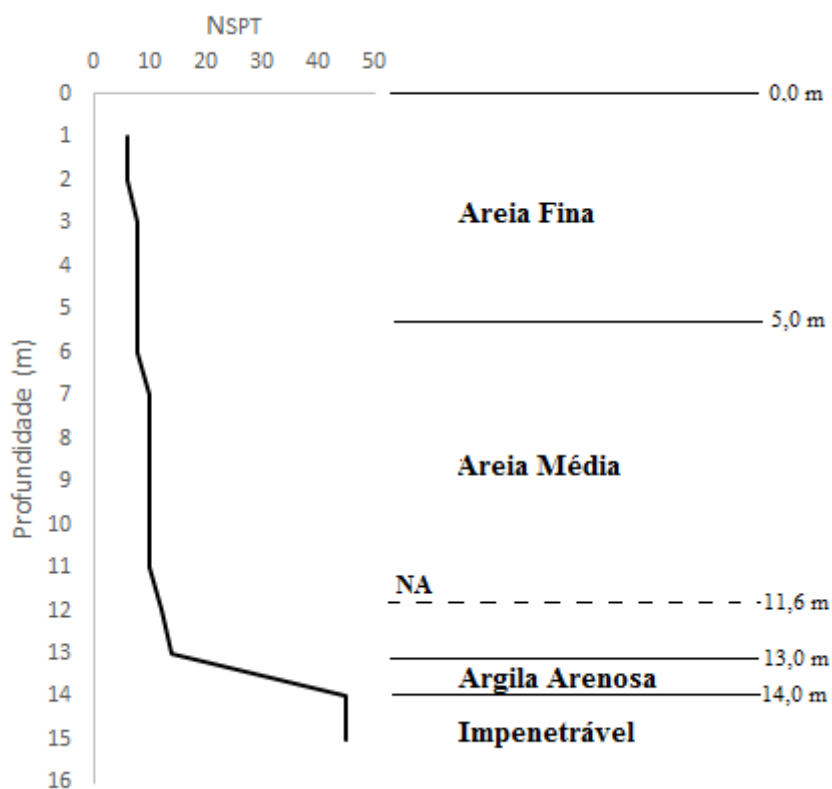


Fonte: Tecnord, 2016

4.1.5 Obra 5

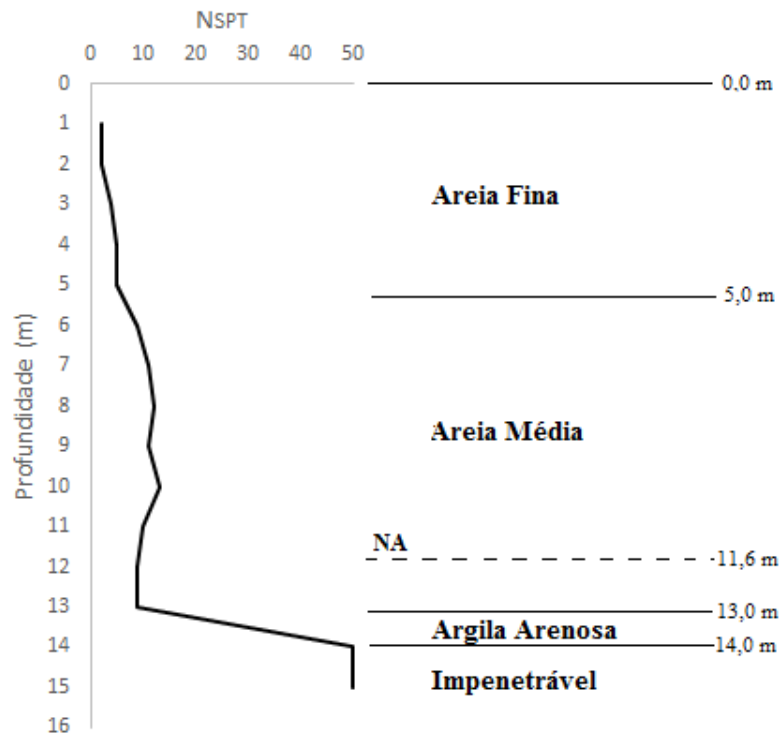
Nesta obra foram monitoradas três estacas raiz, estacas 8, 9 e 10, que possuem 12 metros de comprimento, 310 mm de diâmetro, pressão de injeção de 300 kPa e carga de trabalho de 1000 kN. Foram colhidos três furos do ensaio à percussão realizado na obra, cujo os perfis da Figura 4.18 à Figura 4.20 mostram a variação do N_{SPT} ao longo da profundidade, assim como a estratigrafia do subsolo no local do ensaio.

Figura 4.18 – SPT-01 da obra 5



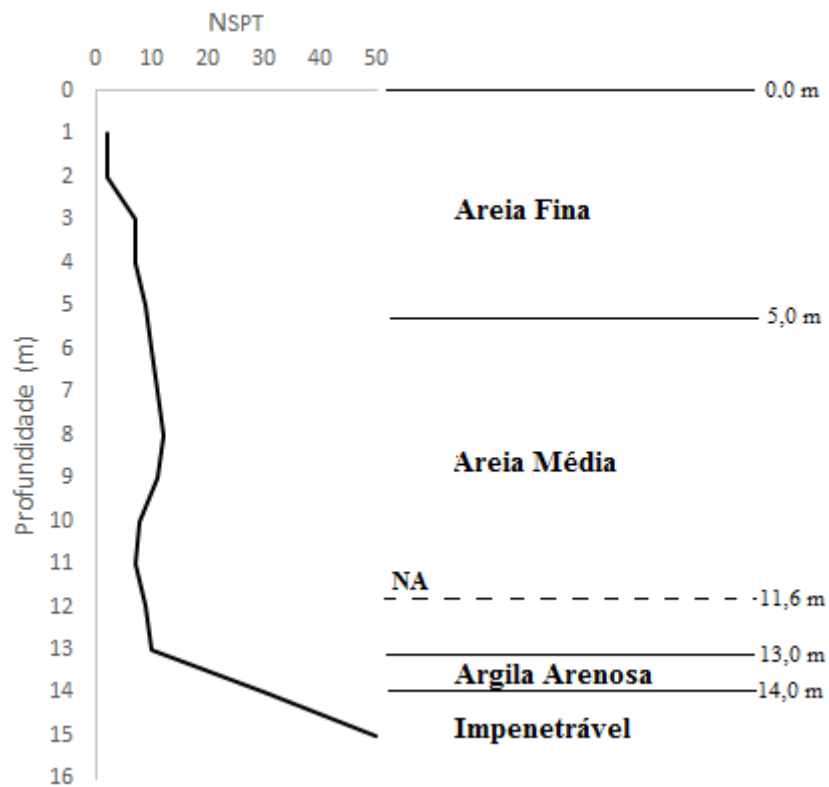
Fonte: Autor, 2018

Figura 4.19 – SPT-02 da obra 5



Fonte: Autor, 2018

Figura 4.20 – SPT-03 da obra 5



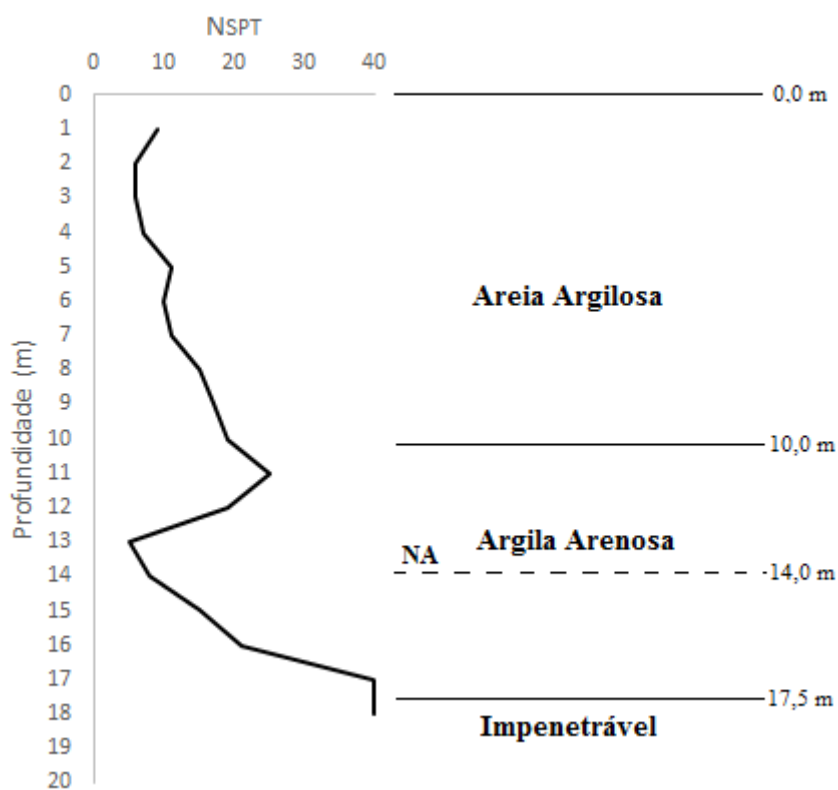
Fonte: Autor, 2018

Pelos perfis estratigráficos apresentados, percebe-se que o subsolo é bem homogêneo, no qual é composto por camadas de solos de areia fina e média até 13 m de profundidade, seguido de uma curta camada de argila arenosa. Verifica-se que já a partir de 3 m, o índice de resistência à penetração (N_{SPT}) apresenta valores elevados. Já o nível da água encontra-se na profundidade de 11,6 metros.

4.1.6 Obra 6

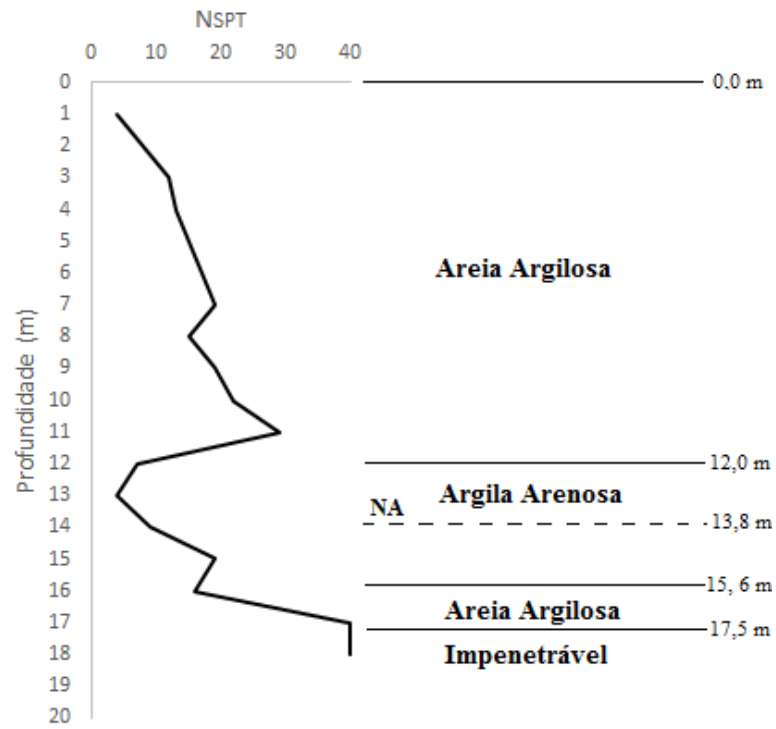
Para a investigação do subsolo desta obra, foram feitos três furos de sondagem à percussão, cujo os perfis estratigráficos dos subsolos são apresentados nas Figuras 4.21 a 4.23, bem como o índice de resistência a penetração (N_{SPT}) ao longo da profundidade do furo.

Figura 4.21 – SPT-01 da obra 6



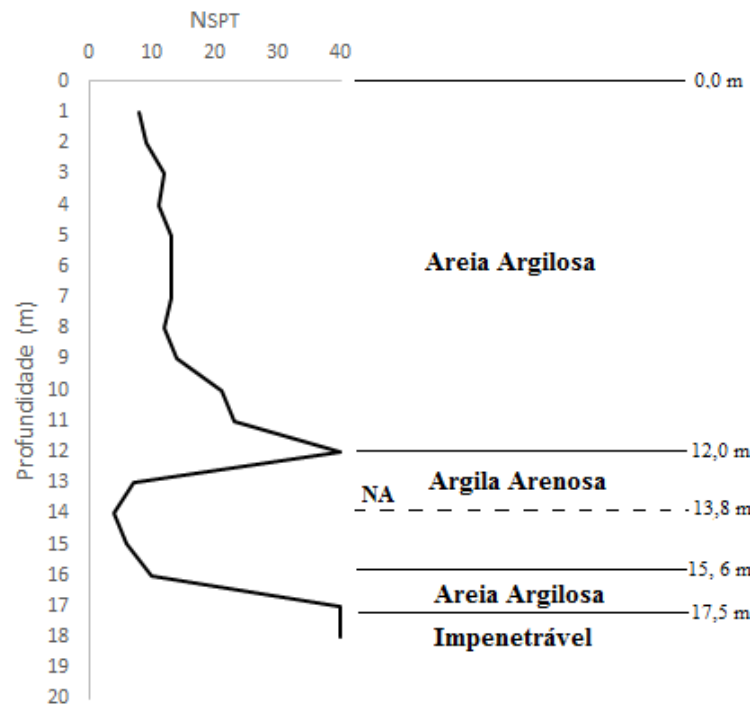
Fonte: Autor, 2018

Figura 4.22 – SPT-02 da obra 6



Fonte: Autor, 2018

Figura 4.23 – SPT-03 da obra 6



Fonte: Autor, 2018

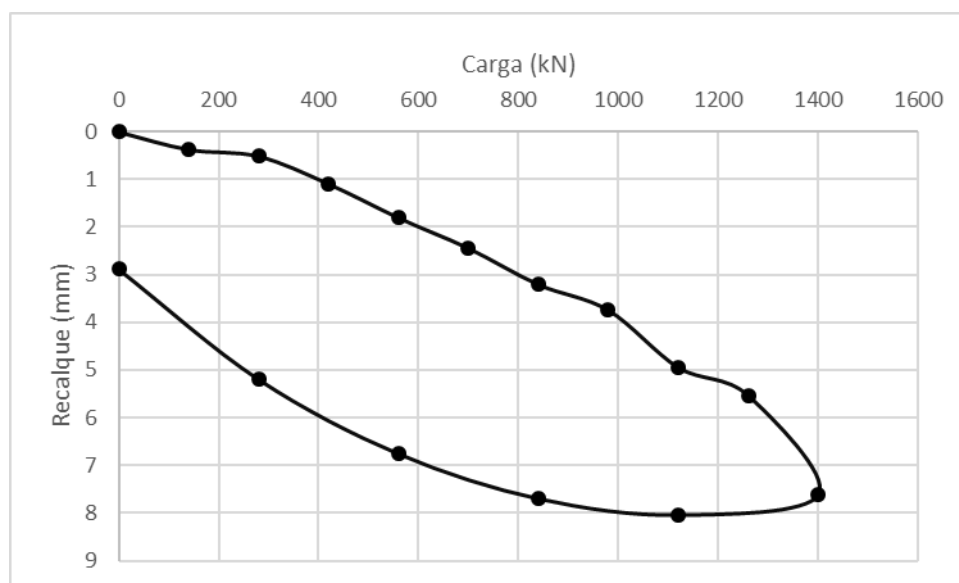
Os perfis estratigráficos encontrados nos furos SPT-02 e SPT-03 apresentam camadas do subsolo similares de areia argilosa, argila arenosa e uma camada de, aproximadamente 2 metros de espessura de areia argilosa, e com o impenetrável sendo encontrado após 17,5 metros de profundidade. O perfil do furo SPT-01 diverge um pouco dos demais, não apresentando a camada de 2 metros de areia argilosa. O nível d'água se manteve, proximamente, constante em 14 metros de profundidade.

Para esta obra foram monitoradas cinco estacas raiz, estacas 11, 12, 13, 14 e 15. Todas elas apresentam características de projeto similares: 18 metros de comprimento, 310 mm de diâmetro, pressão de injeção de 300 kPa e carga de trabalho de 1200 kN.

Somente a estaca 11 foi submetida ao ensaio de prova de carga estática lenta com 10 estágios de carregamento. A Figura 4.24 ilustra a curva carga-recalque obtida como resultado deste ensaio.

Nota-se que para a estaca 11, a carga máxima de 1400 kN provocou um recalque de 7,6 mm e um recalque residual de 2,84 mm, ao ser descarregada. Não há indícios da ocorrência de ruptura física nessa estaca.

Figura 4.24 – Resultado do ensaio de prova de carga da estaca 11



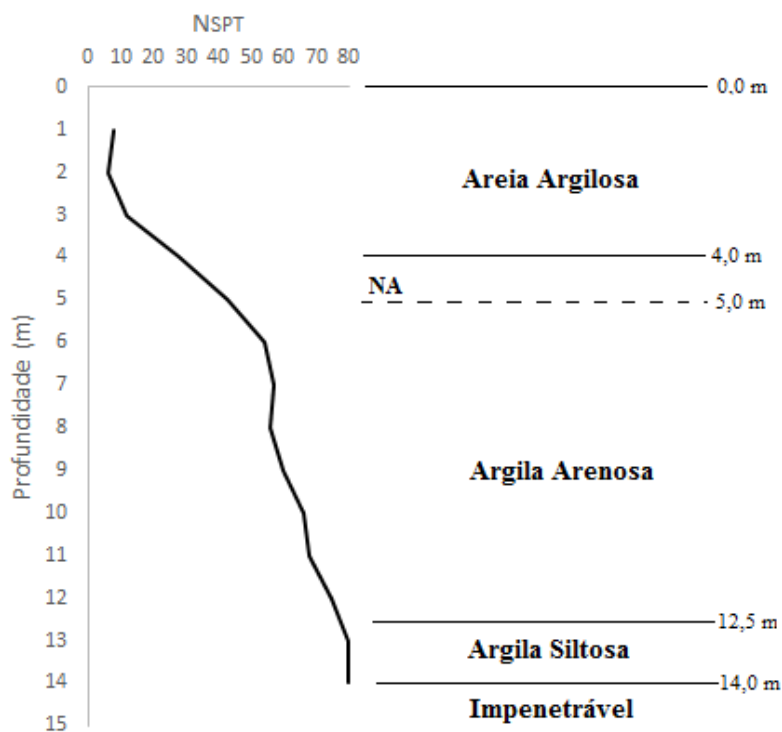
Fonte: Rocha Brasil, 2017

4.1.7 Obra 7

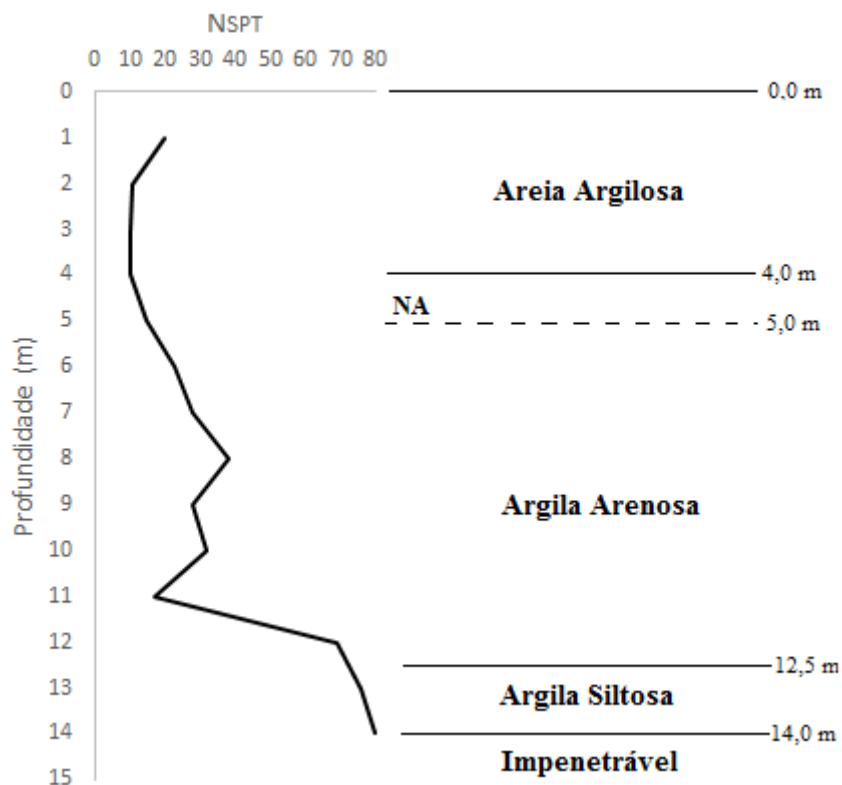
Por fim, na obra 7 foram monitoradas a execução de duas estacas, estaca 16 e 17, ambas com: 10 metros de comprimento, 310 mm de diâmetro, pressão de injeção de 300 kPa e carga de trabalho de 1000 kN.

Foram realizados dois ensaios à percussão (SPT) nesta obra, dos quais resultados dos índices de resistência a penetração do solo e seus respectivos perfis estratigráficos estão apresentados pela Figura 4.25 e Figura 4.26.

Figura 4.25 – SPT-01 da obra 7



Fonte: Autor, 2018

Figura 4.26 – SPT-01 da obra 7

Fonte: Autor, 2018

Percebe-se, pelos resultados apresentados, uma estratigrafia similar entre os furos, que envolve um subsolo com camadas de areia argilosa, argila arenosa, argila siltosa e o impenetrável sendo alcançando aos 14 metros de profundidade. Os índices de resistência à penetração mais elevados a partir da profundidade de 3 metros. O nível d'água se manteve constante aos 5 metros de profundidade.

4.2 Modificações implementadas no odômetro wireless

Este estudo se baseia na continuação de dois outros estudos prévios: Lima (2014) e Monteiro (2016). O presente item tem como finalidade apresentar algumas modificações propostas, tanto em relação ao equipamento quanto ao procedimento utilizados pelos autores citados.

A primeira proposta se refere ao equipamento, dessa forma, propõe-se a utilização de quatro ímãs, ao invés de somente um (utilizado nas pesquisas anteriores), posicionados diametralmente opostos, dividindo a circunferência do rotor em quatro partes iguais, como demonstrado na Figura 4.27. Esta modificação tem por objetivo a diminuição do

erro gerado por cada parada durante a realização das medidas das variáveis de execução da estaca. Com apenas um ímã, cada parada necessária para se colher as medidas gera um erro de até uma vez a circunferência do rotor. Por outro lado, com a utilização de quatro ímãs o erro gerado é de até, no máximo, um quarto da circunferência do rotor.

Figura 4.27 – Quatro ímãs posicionados diametralmente opostos no rotor da perfuratriz



Fonte: Autor, 2017

A segunda modificação proposta é a utilização de um odômetro com precisão de 3 casas decimais (Figura 4.28), para que se tenha uma maior precisão nas medidas efetuadas.

A terceira proposta para modificação do equipamento envolve a utilização de velocímetro wireless (Figura 4.28), que permite um maior alcance entre o seu sensor e seu display.

Figura 4.28 – Velocímetro wireless com precisão de três casas.



Fonte: Autor, 2017

A Figura 4.29 apresenta, em detalhe, o equipamento de monitoramento proposto instalado na perfuratriz de escavação da estaca raiz.

Figura 4.29 – Equipamento de monitoramento proposto instalado e seus componentes.



Fonte: Autor, 2017

Pela Figura 4.29, percebe-se que, para cada um quarto de giro do rotor, o velocímetro computa, pelo sensor, um quarto do comprimento da circunferência do mesmo.

A quarta modificação proposta, se refere ao procedimento que leva em consideração o aumento do número de medições realizadas por estaca monitorada, ou seja, acrescentando-se mais uma seção de 20 cm na haste de escavação, totalizando 4 seções de avanço, uma de 10 cm e três de 20 cm, como mostrado nas Figuras 4.30 e 4.31.

Figura 4.30 – Haste de escavação seccionada em três partes por Monteiro (2016).



Fonte: Autor, 2017

Figura 4.31 – Haste de escavação seccionada em quatro trechos para o monitoramento.



Fonte: Monteiro, 2016

4.3 Resultados dos monitoramentos

Na Tabela 4.1, estão apresentadas as informações relativas do controle tecnológico das estacas estudadas nesta pesquisa.

Tabela 4.1 – Informações utilizadas para o controle tecnológico das estacas estudadas.

Obra nº	Estaca	Comprimento (m)	Diâmetro (m)	Pressão de injeção de ar (kPa)	Nº de golpes de ar	Consumo de cimento (kg/m)
1	1	7,7	0,41	400	2	91
	2	7,7	0,41	400	1	91
2	3	15	0,41	300	3	47
	4	15	0,41	300	3	47
3	5	12	0,35	300	4	58
4	6	16	0,41	300	7	44
	7	12	0,41	300	6	58
5	8	12	0,31	300	1	58
	9	12	0,31	300	1	58
	10	12	0,31	300	1	58
6	11	18	0,31	300	2	46
	12	18	0,31	300	2	46
	13	18	0,31	300	3	46
	14	18	0,31	300	3	46
	15	18	0,31	300	1	46
7	16	10	0,31	300	4	53
	17	10	0,31	300	4	53

Fonte: Autor, 2017

Os resultados das medidas realizadas para o monitoramento da execução das estacas raiz estão apresentados na Tabela 4.2. Na mencionada tabela, apresentam-se os dados, que serão correlacionados com o desempenho das estacas, de acordo com a metodologia exposta anteriormente. As variáveis coletadas em campo durante o monitoramento são o tempo necessário para penetrar uma determinada seção da haste e a frequência de rotação do rotor, com esses dados pode-se calcular, a velocidade de avanço da escavação (v_a) e a velocidade de rotação da broca (v_b).

Tabela 4.2a - Resultados dos monitoramentos da execução das estacas utilizados na pesquisa.

Estaca	Penetração (m)	T (s)	V _a (m/s)	f (Hz)	ω (rad/s)	V _b (m/s)	N _{spt,ponta}	N _{spt,lat}
1	0,1	38	2,63E-03	2,01	12,60	1,95	60	50
	0,2	51	3,92E-03	2,50	15,72	2,44		
	0,2	78	2,56E-03	2,15	13,50	2,09		
	0,2	72	2,78E-03	2,25	14,13	2,19		
2	0,1	27	3,70E-03	1,76	11,08	1,72	60	52
	0,2	50	4,00E-03	2,67	16,76	2,60		
	0,2	56	3,57E-03	1,36	8,55	1,33		
	0,2	54	3,70E-03	2,65	16,62	2,58		
3	0,1	11	8,91E-03	2,55	16,00	2,48	60	33
	0,1	8	1,21E-02	1,15	7,24	1,12		
	0,2	19	1,04E-02	0,99	6,21	0,96		
4	0,1	5	2,10E-02	2,00	12,57	1,95	60	32
	0,2	10	2,04E-02	1,95	12,24	1,90		
	0,2	16	1,26E-02	1,20	7,56	1,17		
5	0,15	29	5,20E-03	3,99	25,10	3,89	10	6
	0,2	43	4,70E-03	4,06	25,48	3,95		
6	0,3	30	1,00E-02	2,05	12,86	1,99	39	22
	0,2	27	7,40E-03	2,44	15,32	2,37		
7	0,3	38	7,90E-03	1,61	10,14	1,57	22	22
	0,2	44	4,50E-03	4,38	27,52	4,27		
8	0,1	10	1,00E-02	4,33	27,20	3,40	10	8
	0,2	14	1,43E-02	4,00	25,14	3,14		
	0,2	13	1,54E-02	4,41	27,69	3,46		
	0,2	14	1,43E-02	4,27	26,86	3,36		
9	0,1	9	1,11E-02	4,10	25,78	3,22	10	8
	0,2	15	1,33E-02	4,07	25,60	3,20		
	0,2	16	1,25E-02	4,06	25,50	3,19		
	0,2	16	1,25E-02	4,22	26,50	3,31		
10	0,1	7	1,43E-02	4,37	27,43	3,43	10	8
	0,2	17	1,18E-02	2,70	16,94	2,12		
	0,2	19	1,05E-02	2,75	17,26	2,16		
	0,2	16	1,25E-02	4,38	27,50	3,44		
11	0,1	16	6,25E-03	1,79	11,25	1,69	40	19
	0,2	39	5,13E-03	1,71	10,77	1,62		
	0,2	41	4,88E-03	1,71	10,73	1,61		
	0,2	37	5,41E-03	1,72	10,81	1,62		

Fonte: Autor, 2017

Tabela 4.3b – Continuação dos resultados dos monitoramentos da execução das estacas utilizados na pesquisa.

Estaca	Penetração (m)	T (s)	V _a (m/s)	f (Hz)	ω (rad/s)	V _b (m/s)	N _{spt,ponta}	N _{spt,lat}
12	0,1	22	4,55E-03	1,69	10,61	1,59	40	19
	0,2	58	3,45E-03	1,35	8,51	1,28		
	0,2	59	3,39E-03	1,46	9,15	1,37		
	0,2	47	4,26E-03	1,56	9,79	1,47		
13	0,1	13	7,69E-03	1,14	7,18	1,08	40	19
	0,2	17	1,18E-02	1,50	9,41	1,41		
	0,2	18	1,11E-02	1,59	10,00	1,50		
	0,2	18	1,11E-02	1,53	9,63	1,44		
14	0,1	9	1,11E-02	1,41	8,89	1,33	40	19
	0,2	10	2,00E-02	1,70	10,67	1,60		
	0,2	11	1,82E-02	2,12	13,33	2,00		
	0,2	9	2,22E-02	1,89	11,85	1,78		
15	0,1	10	1,00E-02	1,49	9,33	1,40	40	19
	0,2	17	1,18E-02	1,31	8,24	1,24		
	0,2	16	1,25E-02	1,39	8,75	1,31		
	0,2	19	1,05E-02	1,23	7,72	1,16		
16	0,1	10	1,00E-02	1,59	10,00	1,50	56	31
	0,2	19	1,05E-02	1,90	11,93	1,79		
	0,2	18	1,11E-02	2,06	12,96	1,94		
	0,2	25	8,00E-03	1,82	11,47	1,72		
17	0,1	9	1,11E-02	2,36	14,81	2,22	56	31
	0,2	10	2,00E-02	2,02	12,67	1,90		
	0,2	14	1,43E-02	2,05	12,86	1,93		
	0,2	20	1,00E-02	1,91	12,00	1,80		

Nota: T: tempo; v_a: velocidade de avanço; f: frequência; ω: velocidade angular; v_b: velocidade da broca

Fonte: Autor, 2017

Pelas Tabela 4.2a e 4.2b, percebe-se que da estaca 1 a 7, os trechos monitorados na haste da perfuratriz são bastante variáveis, de 0,35m à 0,7m. Por outro lado, da estaca 8 em diante os trechos monitorados foram mantidos constantes, de acordo com o proposto na presente pesquisa. De forma a facilitar a comparação das medidas obtidas entre estacas similares. Vale mencionar que, para efeito de cálculo os índices de resistência do solo N_{SPT,ponta} e N_{SPT,lat} foram limitados a um valor máximo de 60 golpes, como indicado em recomendações da literatura.

Como já analisado por Monteiro *et al.* (2016), há correlação, inversamente proporcional, entre os índices de resistência do solo (N_{SPT}) e as variáveis de velocidade de avanço da escavação e de frequência de rotação da broca, de maneira que há uma tendência de que, quanto maiores os valores do índice de resistência do solo, menor será a velocidade de avanço e menor será a velocidade de rotação da broca. Sendo que esta última, está diretamente relacionada com a frequência do rotor, pois $v = 2\pi fr$. Pode-se, então, concluir que, a capacidade de carga de uma estaca raiz é inversamente proporcional as variáveis; velocidade de avanço (v_a) e velocidade da broca (v_b).

4.4 Estimativa de capacidade de carga

4.4.1 Estimativas utilizando o ensaio de prova de carga estática

Para a estimativa da capacidade de carga das estacas raiz que não apresentaram ruptura nítida, através dos resultados das provas de carga estática, foram utilizados alguns dos métodos consagrados na literatura. Dessa forma, utilizaram-se os métodos de: Van der Veen (1953), Davisson (1972), Chin (1971), da ABNT (2010) e De Beer (1967).

Vale mencionar que, considerando os valores indicados por Bernati (2007), foi adotado para o módulo de deformabilidade das estacas raiz o valor de 22 GPa. Os resultados das determinações de capacidade de carga das estacas 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 e 11, obtidas a partir dos métodos mencionados, estão resumidos na Tabela 4.3, a seguir.

Tabela 4.4 - Valores das previsões da capacidade de carga obtidos a partir dos resultados de ensaios de prova de carga.

Método	Estaca							
	1	2	3	4	5	6	7	11
Van der Veen (1953)	3000	3200	3100	2900	2750	2900	2500	1800
Davisson (1972)	-	-	2000	2200	1490	1950	1900	1350
Chin (1971)	4031	3412	4045	3633	1924	3385	2720	2325
ABNT (2010)	-	-	-	-	1550	2450	2150	-
De Beer (1967)	2000	2000	700	2500	1300	2000	2100	700

Obs ¹: Valores em kN.

Obs ² Método não aplicável.

Fonte: Autor, 2017

Pelos resultados apresentados, observa-se que os valores obtidos pelo método de Chin (1971), de forma geral, são os mais elevados comparados aos demais métodos. O

método de De Beer (1967), demonstrou valores similares entre si para as estacas 1, 2, 4, 6 e 7.

Os métodos da ABNT (2010) e de Davisson (1972) não proporcionaram aplicação em algumas estacas, isso ocorreu pelos reduzidos deslocamentos obtidos durante as provas de carga analisadas na presente pesquisa.

O método de Van der Veen (1953) foi um método empregado que apresentou resultados coerentes na extrapolação da capacidade de carga das estacas, cujas curvas carga-recalque não apresentaram ruptura física bem definida (estacas 1, 2, 3, 4 e 11). Por outro lado, para as estacas 5, 6 e 7, cujas curvas apresentaram ruptura definida, obtiveram-se valores da carga de ruptura diretamente das curvas. Vale ressaltar que para este último caso, os valores adotados foram obtidos diretamente de suas respectivas curvas carga-recalque, não sendo necessário a utilização de métodos de extrapolação ou determinação da carga de ruptura.

Na Tabela 4.4 são exibidos os valores adotados para capacidade de carga, com base nas extrapolações e determinações realizadas, das estacas utilizadas nesta pesquisa para a modificação das equações de Monteiro (2016), que foram submetidas a ensaios de provas de carga estática.

Tabela 4.5 - Valores de carga limite adotados.

Obra	Estaca	Capacidade de Carga Adotada (kN)
1	1	3000
	2	3200
2	3	3100
	4	2900
3	5	1550
4	6	2450
	7	2150
6	11	1800

Fonte: Autor, 2018

4.4.2 Estimativas utilizando métodos semi-empíricos

Para estimar a capacidade de carga das estacas raiz utilizadas na presente pesquisa, ensaiadas ou não em provas de carga, foram utilizadas as metodologias semi-empíricas

estabelecidas por: Aoki Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), Lizzi (1982), Cabral (1986), Brasfond (1991) e Texeira (1996).

Os resultados obtidos dessas previsões estão exibidos na Tabela 4.5. Ressalta-se que, nas determinações efetuadas, os valores de N_{SPT} foram limitados em um valor máximo de 60 golpes, como recomendado na literatura.

Tabela 4.6 - Estimativa de capacidade de carga das estacas 1 a 17 utilizando métodos semi-empíricos.

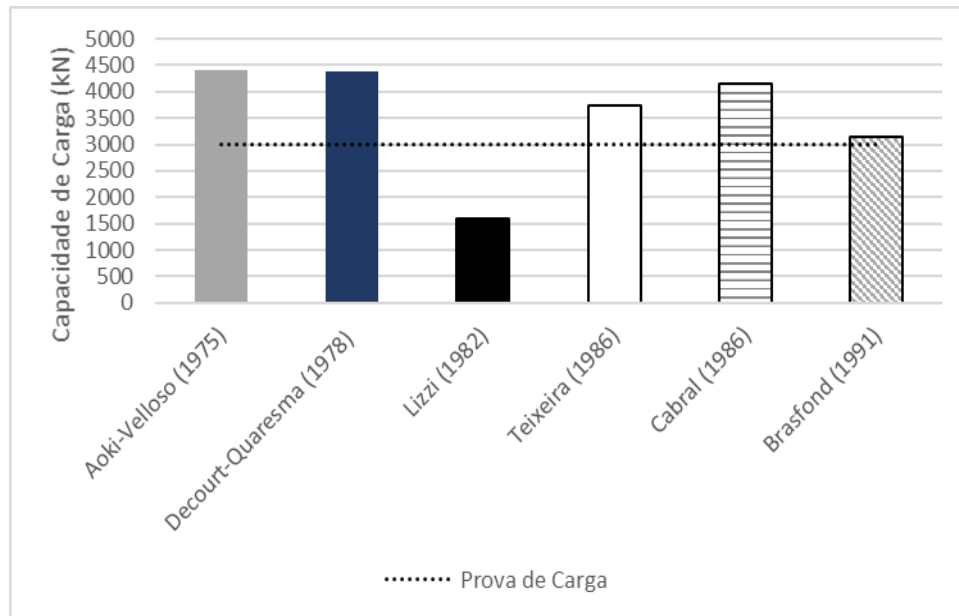
Estacas	Métodos					
	Aoki-Velloso (1975)	Decourt-Quaresma (1978)	Lizzi (1982)	Teixeira (1986)	Cabral (1986)	Brasfond (1991)
1	4399,2	4388,6	1586,9	3733,3	4148,2	3153,6
2	4286,5	4388,6	1586,9	3666,3	3975,9	2998,3
3	3349,7	3940,2	3091,3	3366,1	3589,6	1856,3
4	3319,5	4285,8	3091,3	3469,0	3508,4	2068,5
5	579,4	938,3	1583,4	775,6	729,0	594,8
6	2078,6	3055,2	2473,1	2550,7	3270,1	1604,5
7	1153,2	2063,1	2473,1	2370,4	1488,9	1288,5
8	566,8	609,8	1402,4	580,5	774,8	480,8
9	566,8	609,8	1402,4	580,5	774,8	480,8
10	566,8	609,8	1402,4	580,5	774,8	480,8
11	2097,4	1962,7	2103,6	1913,4	2667,4	1659,9
12	2097,4	1962,7	2103,6	1913,4	2667,4	1659,9
13	2097,4	1962,7	2103,6	1913,4	2667,4	1659,9
14	2097,4	1962,7	2103,6	1913,4	2667,4	1659,9
15	2097,4	1962,7	2103,6	1913,4	2667,4	1659,9
16	1453,2	863,3	1168,7	1513,7	1933,5	1878,0
17	1453,2	863,3	1168,7	1513,7	1933,5	1878,0

Obs¹: Valores em kN.

Fonte: Autor, 2018

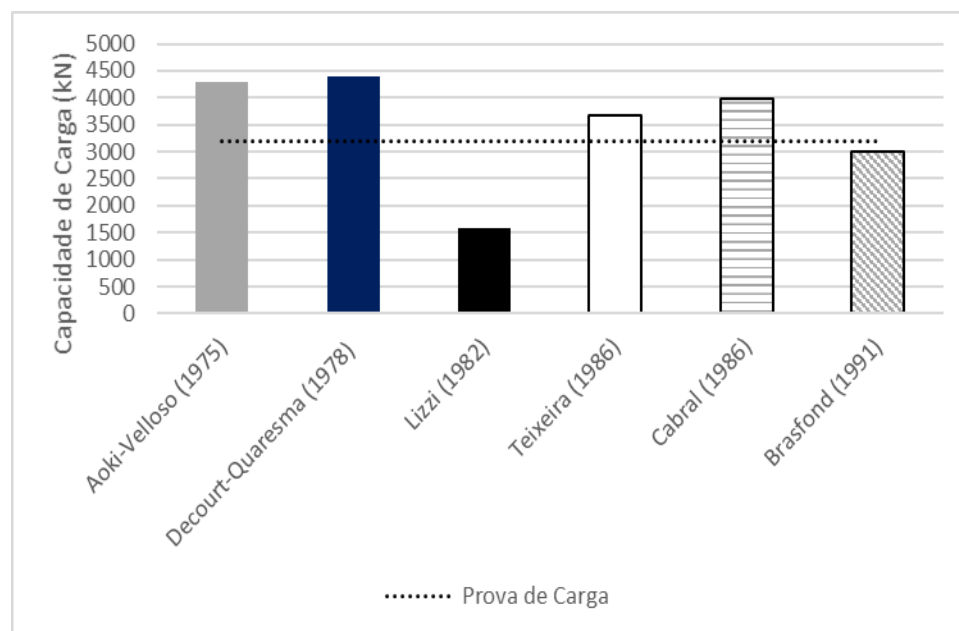
As Figuras 4.32 a 4.39 apresentam uma comparação entre os valores de previsão da capacidade de carga obtidos pelos métodos semi-empíricos utilizados e os valores de capacidade de carga obtido pelos ensaios de prova de carga das estacas 1 a 7 e da estaca 11, que foram justamente as estacas ensaiadas em provas de carga.

Figura 4.32 – Estimativa de capacidade de carga da estaca 1.



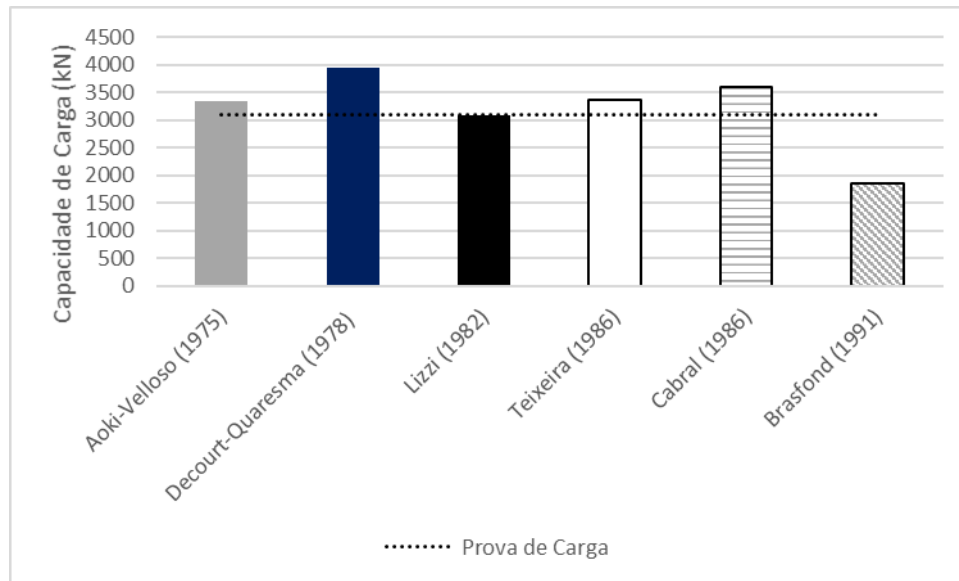
Fonte: Autor, 2018

Figura 4.33 – Estimativa de capacidade de carga da estaca 2.



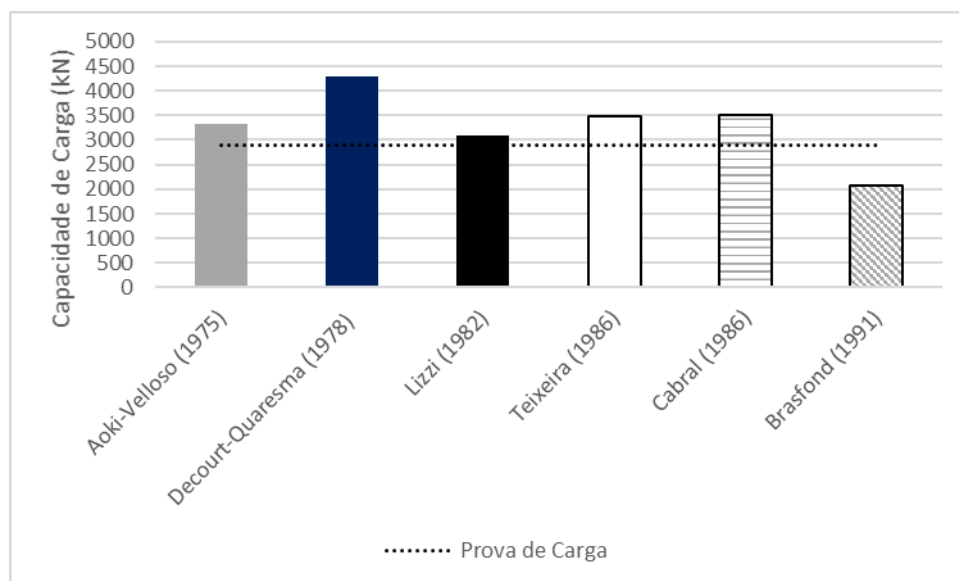
Fonte: Autor, 2018

Figura 4.34 – Estimativa de capacidade de carga da estaca 3.



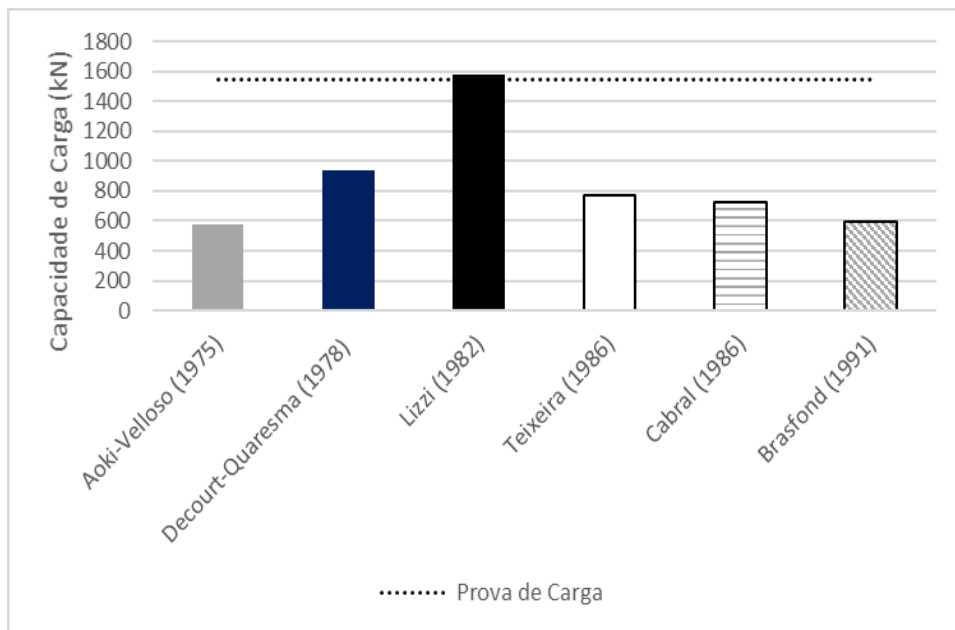
Fonte: Autor, 2018

Figura 4.35 – Estimativa de capacidade de carga da estaca 4.



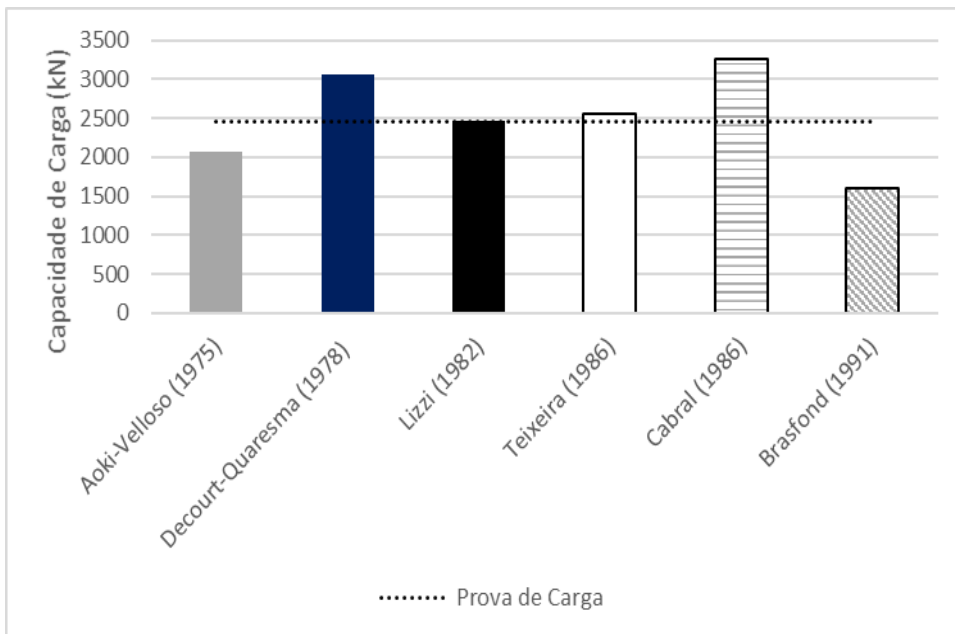
Fonte: Autor, 2018

Figura 4.36 – Estimativa de capacidade de carga da estaca 5.

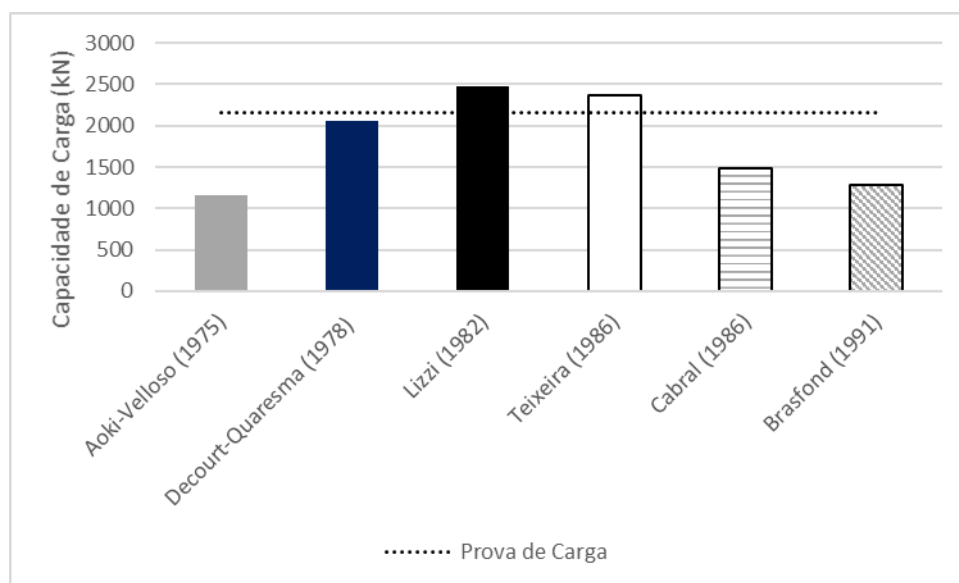


Fonte: Autor, 2018

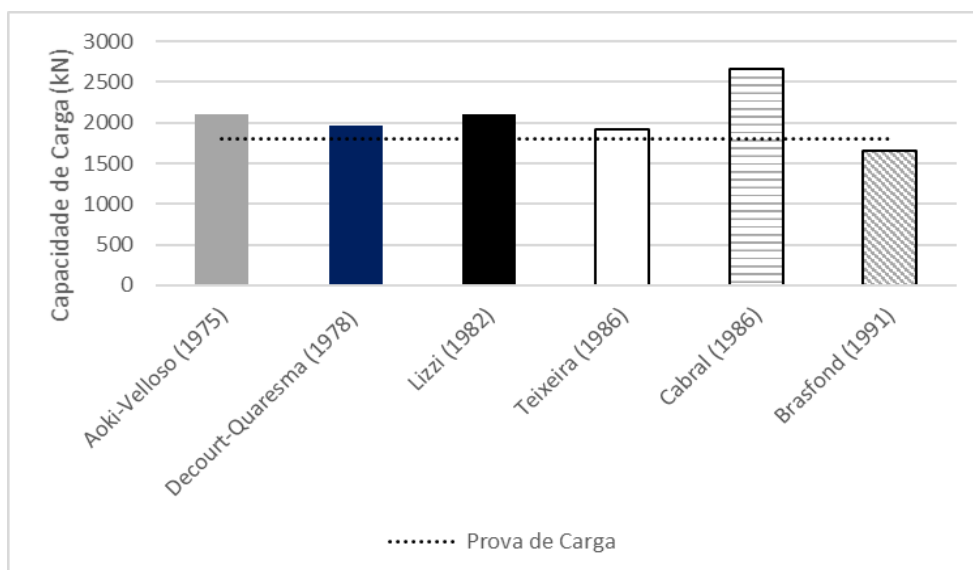
Figura 4.37 – Estimativa de capacidade de carga da estaca 6.



Fonte: Autor, 2018

Figura 4.38 – Estimativa de capacidade de carga da estaca 7.

Fonte: Autor, 2018

Figura 4.39 – Estimativa de capacidade de carga da estaca 11.

Fonte: Autor, 2018

Como se pode ser observado pela Tabela 4.6, a seguir, os métodos que proporcionaram as maiores concordâncias na previsão de capacidade de carga, das estacas avaliadas, são o método de Lizzi (1982) e o método de Teixeira (1986). Esse foram os métodos que apresentaram previsões com menores erros, ou seja, menores diferenças percentuais em relação aos valores de referência. Vale mencionar ainda que, o método de

Brasfond (1991), apesar de apresentar erros mais elevados para a maioria das estacas, proporcionaram previsões, de forma geral, a favor da segurança.

Apesar do método de Cabral (1986) ser um método de previsão de capacidade de carga específico para estacas do tipo raiz que é bastante utilizado na prática brasileira, este proporcionou previsões discordantes com relação aos valores de referência, em algumas estacas a favor e em outras contra a segurança.

Tabela 4.7 – Resumo dos erros de previsão de capacidade de carga.

Estacas	Erro (%)					
	Aoki-Velloso (1975)	Decourt-Quaresma (1978)	Lizzi (1982)	Teixeira (1986)	Cabral (1986)	Brasfond (1991)
1	46,6%	46,3%	-47,1%	24,4%	38,3%	5,1%
2	34,0%	37,1%	-50,4%	14,6%	24,2%	-6,3%
3	8,1%	27,1%	-0,3%	8,6%	15,8%	-40,1%
4	14,5%	47,8%	6,6%	19,6%	21,0%	-28,7%
5	-62,6%	-39,5%	2,2%	-50,0%	-53,0%	-61,6%
6	-15,2%	24,7%	0,9%	4,1%	33,5%	-34,5%
7	-46,4%	-4,0%	15,0%	10,3%	-30,7%	-40,1%
11	16,5%	9,0%	16,9%	6,3%	48,2%	-7,8%

Fonte: Autor, 2018

4.5 Modificação das equações de Monteiro (2016) para o controle executivo de estacas raiz

Como mencionado anteriormente, as equações de controle executivo propostas por Monteiro (2016) são apresentadas em duas parcelas, uma relativa a resistência de ponta da estaca e a outra relativa a resistência devido ao atrito lateral do fuste da estaca.

Essas equações envolvem variáveis geotécnicas ($N_{SPT,lat}$ e $N_{SPT,ponta}$), geométricas (comprimento e diâmetro da estaca) e de execução monitoradas em campo (velocidade da broca e da penetração do trado). No entanto, a variável pressão de injeção que, inclusive, é utilizada em métodos de previsão da capacidade de carga das estacas raiz, não está contemplada nas equações propostas por Monteiro (2016). Dessa forma, propõe-se inserir a variável de pressão injeção nas equações propostas por Monteiro (2016).

A introdução da variável de pressão de injeção é justificada por que a pressão de injeção de uma estaca raiz é diretamente proporcional à sua capacidade de carga

alterando, principalmente, o atrito lateral desse tipo de estaca. Além disso, é uma variável de fácil controle.

A variável de pressão de injeção foi inserida somente na parcela de resistência de atrito lateral das equações, pois, conforme já era esperado, não foi observada relação matemática significativa entre essa variável e a parcela de resistência de ponta da estaca.

Assim como Monteiro (2016), foram considerados três cenários para o estabelecimento das equações propostas para o controle executivo de estacas raiz. Cada par de equações consideram diferentes porcentagens da capacidade de carga, ou seja, da resistência de ponta e do atrito lateral. Dessa forma, os cenários considerados são os seguintes: 1º cenário com 10% da capacidade de carga de ponta e 90% de atrito lateral, 2º cenário com 20% da capacidade de carga de ponta e 80% de atrito lateral e 3º cenário com 100% da capacidade de carga devido ao atrito lateral. É importante ressaltar que os cenários adotados nesta análise foram fundamentados em indicações da literatura e da prática, nas quais indicam que para estacas escavadas, quase sempre, há uma mobilização praticamente exclusiva do atrito lateral do fuste das estacas.

A Tabela 4.7 resume os dados utilizados em cada estaca para o estabelecimento das correlações entre as variáveis consideradas e as parcelas da resistência do atrito lateral.

Tabela 4.8 – Resumo dos dados utilizados nos monitoramentos durante a execução das estacas relacionadas ao atrito lateral.

Estaca	UL (m ²)	N _{SPT,lat}	V _b (m/s)	Pressão de injeção de ar (kgf/cm ²)	0,8.Q _{ult} (kN)	0,9.Q _{ult} (kN)	1,0.Q _{ult} (kN)
1	9,92	50	2,168128	4	2400	2700	3000
2	9,92	52	2,054035	4	2560	2880	3200
3	19,32	33	1,521232	3	2480	2790	3100
4	19,32	32	1,672147	3	2320	2610	2900
5	13,19	6	3,91995	3	1240	2520	2800
6	20,61	22	2,18395	3	1960	1395	1550
7	15,45	22	2,91865	3	1720	2205	2450
11	17,53	19	1,62196	3	1440	1620	1800

Fonte: Autor, 2018

Foram consideradas cinco estacas (estacas 1, 2, 3, 5 e 7) para a elaboração das modificações descritas anteriormente, e três estacas para a validação das propostas (estacas 4, 6 e 11). As equações modificadas com a introdução da variável pressão de injeção, de acordo com a metodologia expostas, estão apresentadas a seguir.

Para o primeiro cenário com 80% da capacidade de carga sendo resistido pelo atrito lateral e 20% pela ponta, tem-se que:

$$Q_{ult,80/20} = \frac{81,61 A_p^{0,015} N_{SPT,ponta}^{0,404}}{V_a^{0,08}} + \frac{1666,94 (UL)^{0,0064} \bar{N}_{SPT,lat}^{0,1578} p^{0,0036}}{V_b^{0,5492}} \quad (4.1)$$

Para o segundo cenário com 90% da capacidade de carga resistida pelo atrito lateral e 10% pela ponta, propõe-se que:

$$Q_{ult,90/10} = \frac{40,80 A_p^{0,015} N_{SPT,ponta}^{0,404}}{V_a^{0,08}} + \frac{2168,02 (UL)^{0,0022} \bar{N}_{SPT,lat}^{0,15} p^{0,0044}}{V_b^{0,5271}} \quad (4.2)$$

E por fim, para o terceiro cenário com 100% da capacidade de carga resistida pelo atrito lateral:

$$Q_{ult,100/0} = \frac{2508,88 (UL)^{0,0064} \bar{N}_{SPT,lat}^{0,1402} p^{0,0037}}{V_b^{0,5492}} \quad (4.3)$$

Onde: A_p é a área da ponta (m²); v_a é a velocidade de avanço da broca (m/s); $N_{SPT,ponta}$ é o índice de resistência de ponta; v_b é a velocidade linear da broca de perfuração (m/s); UL é a área lateral do fuste da estaca (m²), $\bar{N}_{SPT,lat}$ é o índice de resistência lateral médio do fuste e p é a pressão de injeção da estaca (kgf/cm²).

4.6 Validação da proposta de modificação das equações

Para a validação das equações propostas foram utilizados os dados das estacas 4, 6 e 11. Vale mencionar que nenhuma das mencionadas estacas foram usadas para a elaboração das equações apresentadas. A validação foi realizada comparando-se o resultado do cálculo da capacidade de carga obtido a partir das equações propostas com o valor de referência obtido a partir dos resultados das provas de carga realizadas nestas mesmas estacas. Dessa forma, foi possível ainda, determinar-se o erro de cada previsão,

ou seja, a diferença percentual entre a previsão e o valor de referência da capacidade de carga de cada estaca. A Tabela 4.8 mostra uma comparação entre os valores da equação e a capacidade de carga resistida pelo atrito lateral, em cada cenário das estacas de validação.

Tabela 4.9 - Comparação entre os valores da equação e a capacidade de carga resistida pelo atrito lateral em cada cenário das estacas de validação.

Cenário 80/20	Estacas de validação	0,8.Qult (kN)	Q_{lat,prev.} (kN)	Erro (%)
	4	2320,0	2404,1	3,6
	6	1960,0	2039,7	4,1
	11	1440,0	2079,9	44,4
Cenário 90/10	Estacas de validação	0,9.Qult (kN)	Q_{lat,prev.} (kN)	Erro (%)
	4	2610,0	2811,8	7,7
	6	2205,0	2309,5	4,7
	11	1629,0	2642,4	62,2
Cenário 100/0	Estacas de validação	1,0.Qult (kN)	Q_{lat,prev.} (kN)	Erro (%)
	4	2900,0	3147,2	8,5
	6	2450,0	2579,8	5,3
	11	1800,0	2972,6	65,1

Fonte: Autor, 2018

Considerando os valores apresentados, nota-se que para a estaca 4 os erros encontrados variam entre um mínimo de 3,6% e um máximo de 8,5% e para a estaca 7 os erros variam entre 4,1% e 5,3%. Observa-se, portanto, que, para ambas as estacas, o erro aumenta de acordo com o aumento da parcela resistida pelo atrito lateral, dessa forma, os menores erros ocorreram no cenário 80/20. A estaca 11 apresentou valores de erros muito elevados, que decorreram, certamente, do fato de que apesar desta ser uma estaca monitorada, para efeito de cálculo, utilizou-se os resultados de uma prova de carga estática realizada em uma outra estaca próxima de mesmo comprimento e com o subsolo com características bastante semelhantes.

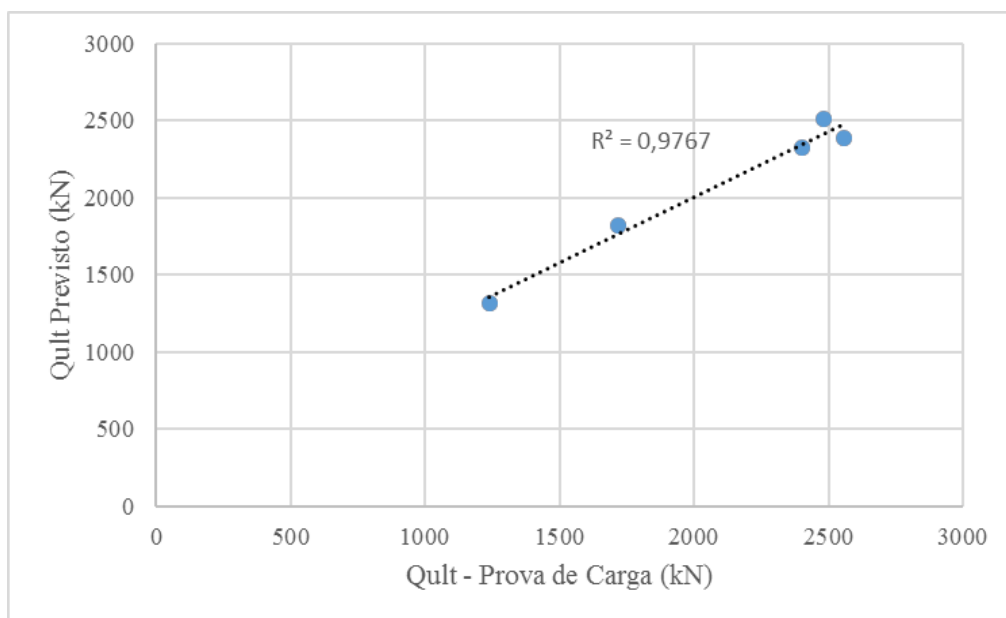
Vale mencionar que a utilização, a priori, da PCE da estaca 11 como referência decorreu, conforme relatado, da proximidade da estaca submetida à prova de carga e das

características semelhantes, tanto geométrica, quanto de subsolo. Além disso, as previsões semi-empíricas da carga de ruptura (Figura 4.42) indicavam ser possível adotar tal procedimento, o que não foi confirmado nas comparações mostradas na Tabela 4.8.

Com base no exposto, a estaca 11 será desconsiderada, portanto, das análises de validação das equações modificadas.

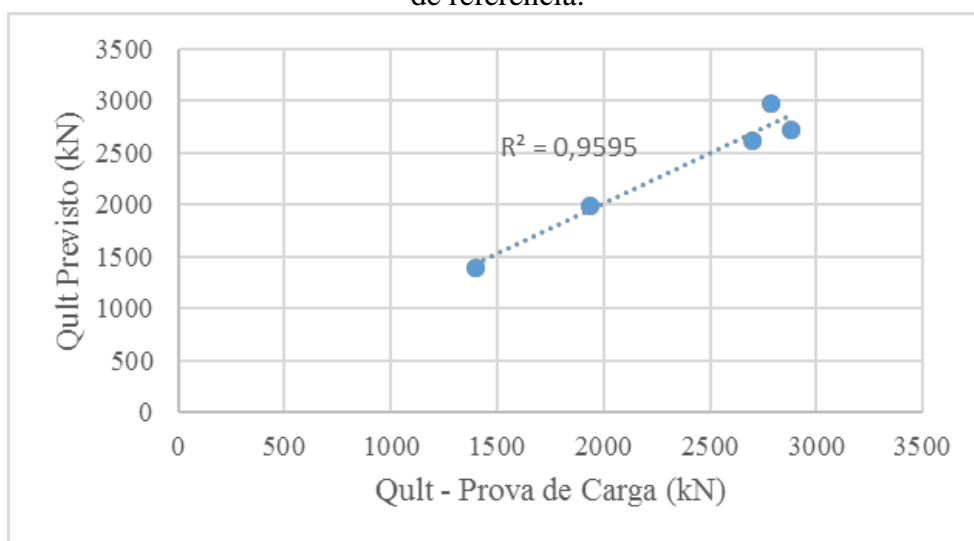
Também foi avaliado o coeficiente de determinação (R^2), obtido do confronto entre os valores obtidos a partir das equações propostas e os respectivos valores de referência de cada estaca utilizadas para regressão, como é mostrado nas Figuras 4.40 a 4.42.

Figura 4.40 – Coeficiente de determinação entre as equações do cenário 80/20 e o valor de referência.



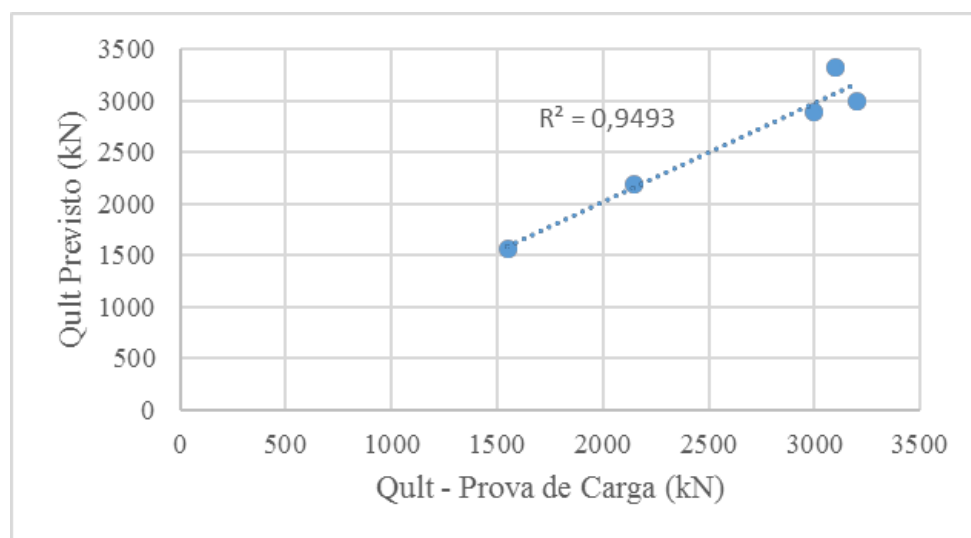
Fonte: Autor, 2018

Figura 4.41 Coeficiente de determinação entre as equações do cenário 90/10 e o valor de referência.



Fonte: Autor, 2018

Figura 4.42 – Coeficiente de determinação entre as equações do cenário 100/0 e o valor de referência.



Fonte: Autor, 2018

Pelos gráficos apresentados, observa-se a obtenção de coeficientes de determinação elevados. Para as equações dos cenários 80/20, 90/10 e 100/0 são de, respectivamente, 0,98, 0,96 e 0,95. Apontando mais uma vez para o cenário 80/20 como o de menor variação de erros.

A Tabela 4.9 mostra a comparação entre os valores previstos e de referência da capacidade de carga lateral das estacas 1, 2 ,3, 5 e 7.

Tabela 4.10 - Comparação entre os valores da equação e a capacidade de carga resistida pelo atrito lateral em cada cenário das estacas da regressão.

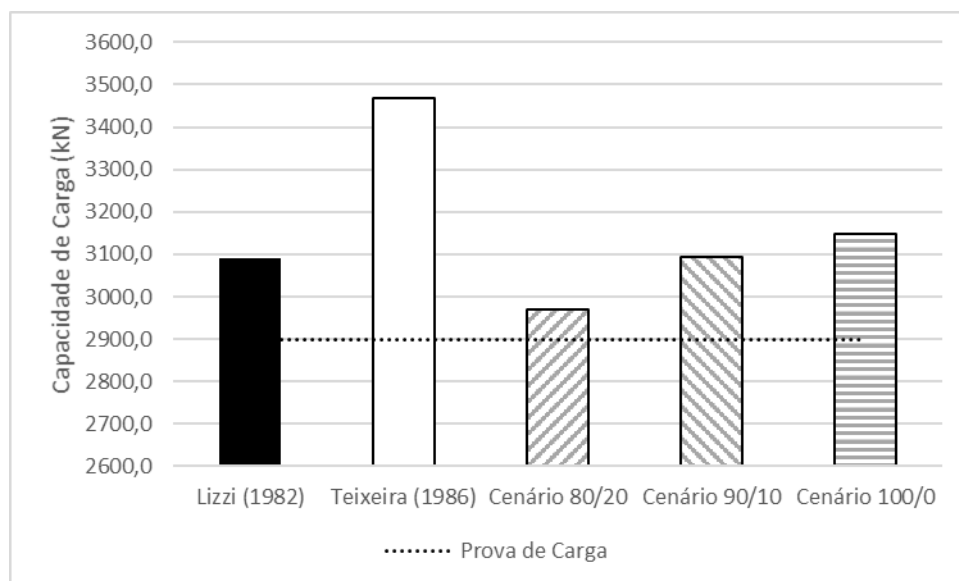
Cenário 80/20	Estacas da regressão	0,8.Qult (kN)	Qlat,prev. (kN)	Erro (%)
	1	2700,0	2319,9	-3,3
	2	2880,0	2384,8	-6,8
	3	2790,0	2507,9	1,1
	5	1395,0	1314,5	6,0
	7	1935,0	1815,2	5,5
Cenário 90/10	Estacas da regressão	0,9.Qult (kN)	Qlat,prev. (kN)	Erro (%)
	1	2700,0	2621,4	-2,9
	2	2880,0	2713,0	-5,8
	3	2790,0	2969,2	6,4
	5	1395,0	1394,9	0,001
	7	1935,0	1980,9	2,4
Cenário 100/0	Estacas da regressão	1,0.Qult (kN)	Qlat,prev. (kN)	Erro (%)
	1	3000,0	2895,7	-3,5
	2	3200,0	2999,4	-6,3
	3	3100,0	3329,3	7,4
	5	1550,0	1554,9	0,3
	7	2150,0	2195,9	2,1

Fonte: Autor, 2018

Pela Tabela 4.9, observa-se que os erros variam entre um mínimo de 0,001%, da estaca 5 no cenário de 90/10, e um máximo de 7,4%, da estaca 3 no cenário de 100/0. O cenário que apresentou menores erros absolutos foi o cenário 90/10, e o cenário que apresentou menores variações de erros, de 1,3%, foi o cenário 80/20.

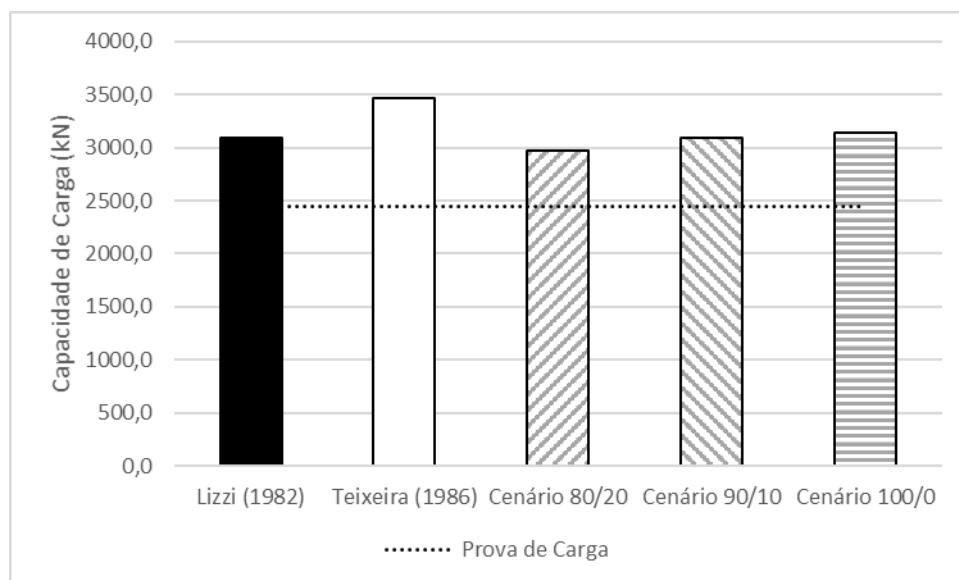
A seguir, as Figuras 4.43 a 4.45 mostram previsões das capacidades de carga das estacas de validação pelos métodos semi-empíricos de Lizzi (1982) e Teixeira (1986), que foram os métodos que apresentaram resultados mais concordantes nas análises da presente pesquisa, comparadas com os valores de capacidade de carga obtidos pelas equações modificadas de Monteiro (2016) e os valores de referência, obtidos das provas de carga.

Figura 4.43 – Comparação entre previsões da capacidade de carga da estaca 4 pelos métodos semi-empíricos mais concordantes, pelas equações modificadas e pelo valor de referência.



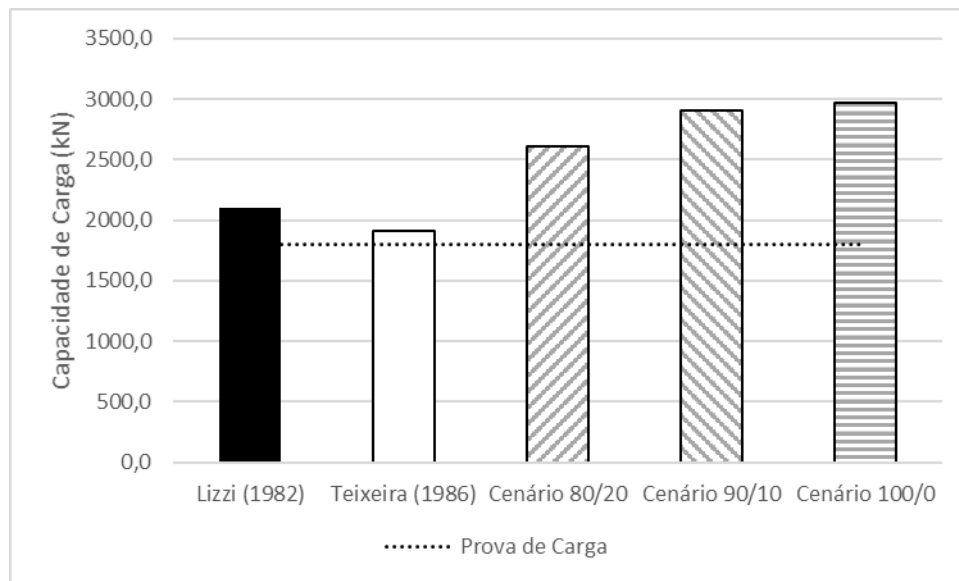
Fonte: Autor, 2018

Figura 4.44 – Comparação entre previsões da capacidade de carga da estaca 6 pelos métodos semi-empíricos mais concordantes, pelas equações modificadas e pelo valor de referência.



Fonte: Autor, 2018

Figura 4.45 – Comparação entre previsões da capacidade de carga da estaca 11 pelos métodos semi-empíricos mais concordantes, pelas equações modificadas e pelo valor de referência.



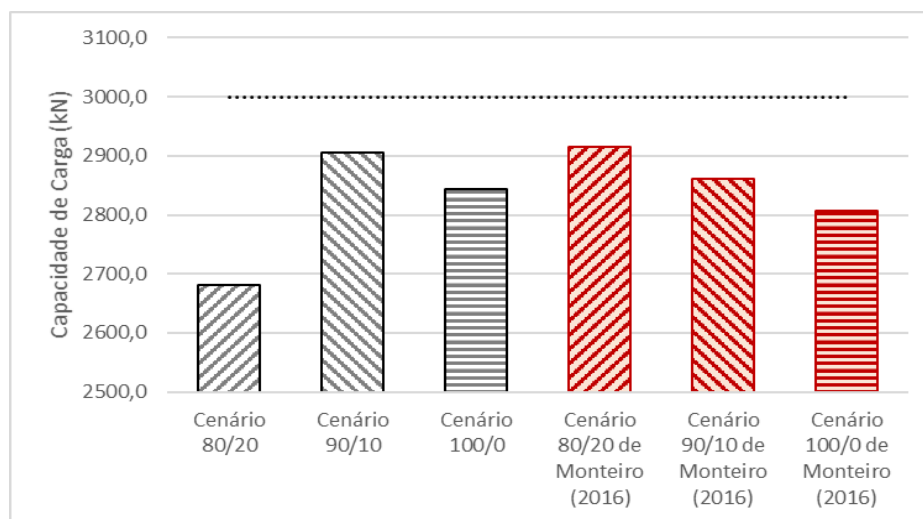
Fonte: Autor, 2018

Pelos gráficos apresentados, percebe-se que o cenário 80/20, mais uma vez, foi o que apresentou valores de previsão mais concordantes com os valores de referência obtidos das provas de carga, em ambas as estacas.

Comparando-se o cenário com valores mais concordante obtidos pelas equações modificadas, ou seja, cenário 80/20, observa-se inclusive que, pela equação modificada, obtiveram-se maiores proximidades dos valores de referência do que os valores previstos pelas fórmulas semi-empíricas.

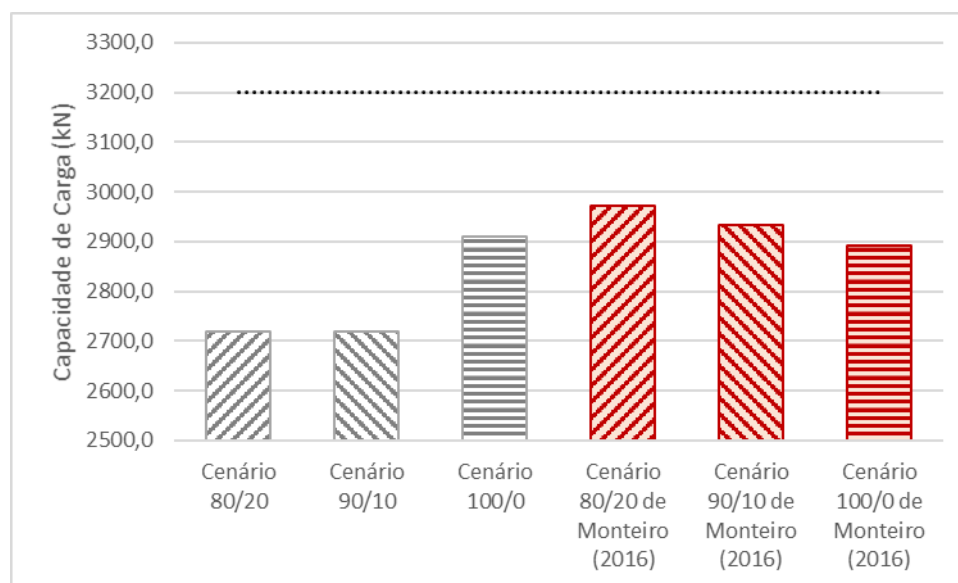
As Figuras 4.46 a 4.49 apresentam uma comparação das previsões da capacidade de carga obtidos pelas formulações propostas por Monteiro (2016) e pelas formulações modificadas na presente pesquisa, com a introdução da variável pressão de injeção, tomando como referência os valores obtidos pelos ensaios de prova de carga estática das estacas usadas na validação das formulações de Monteiro (2016), ou seja, estacas 1 e 2, e das usadas para validar as formulações modificadas na presente pesquisa, ou seja, estacas 4 e 6.

Figura 4.46 – Comparação entre as previsões da capacidade de carga da estaca 1 utilizando as equações de Monteiro (2016) e as equações modificadas na presente pesquisa.



Fonte: Autor, 2017

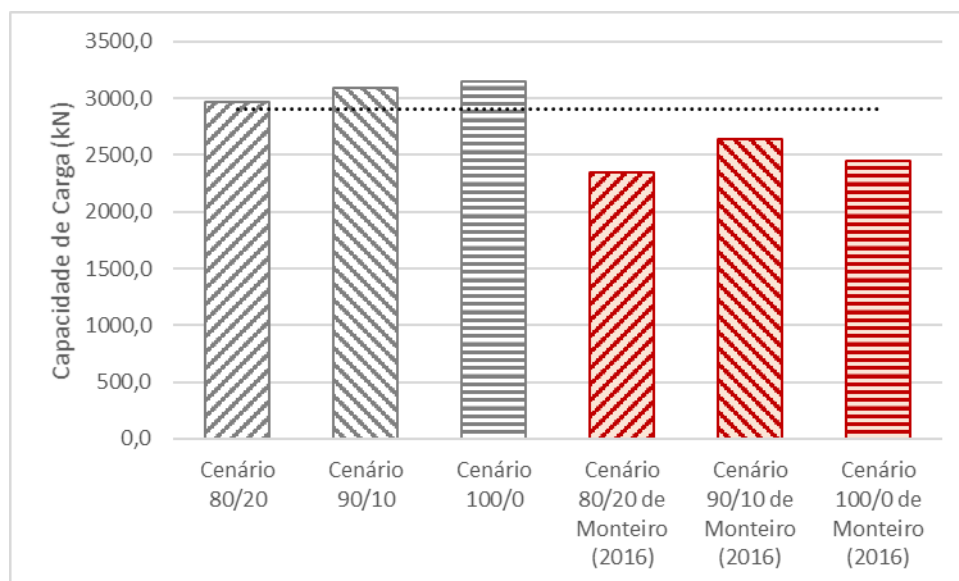
Figura 4.47 – Comparação entre as previsões da capacidade de carga da estaca 2 utilizando as equações de Monteiro (2016) e as equações modificadas na presente pesquisa.



Fonte: Autor, 2018

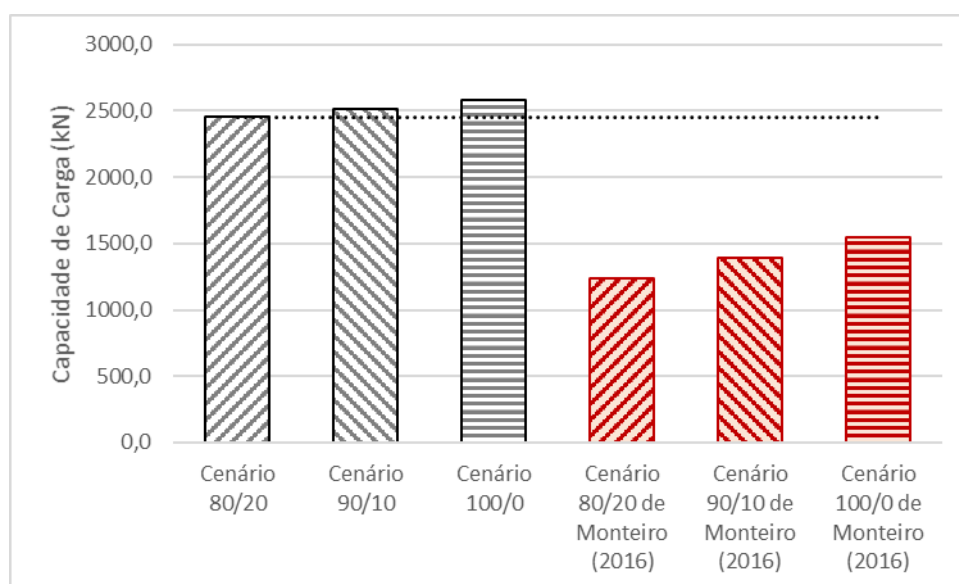
Verifica-se que para a estaca 1, os cenários 90/10 e 100/0 das formulações modificadas apresentam valores, ligeiramente, mais concordantes com relação ao valor de referência. Por outro lado, para o cenário 80/20, as formulações modificadas foram mais discordantes. Porém para a estaca 2, as previsões dos cenários 80/20 e 90/10 obtidas a partir de Monteiro (2016) foram, consideravelmente, mais concordantes. Já os cenários 100/0, por ambas formulações, apresentaram valores similares.

Figura 4.48 – Comparação entre as previsões da capacidade de carga da estaca 4 utilizando as equações de Monteiro (2016) e as equações modificadas na presente pesquisa.



Fonte: Autor, 2017

Figura 4.49 – Comparação entre as previsões da capacidade de carga da estaca 6 utilizando as equações de Monteiro (2016) e as equações modificadas na presente pesquisa.



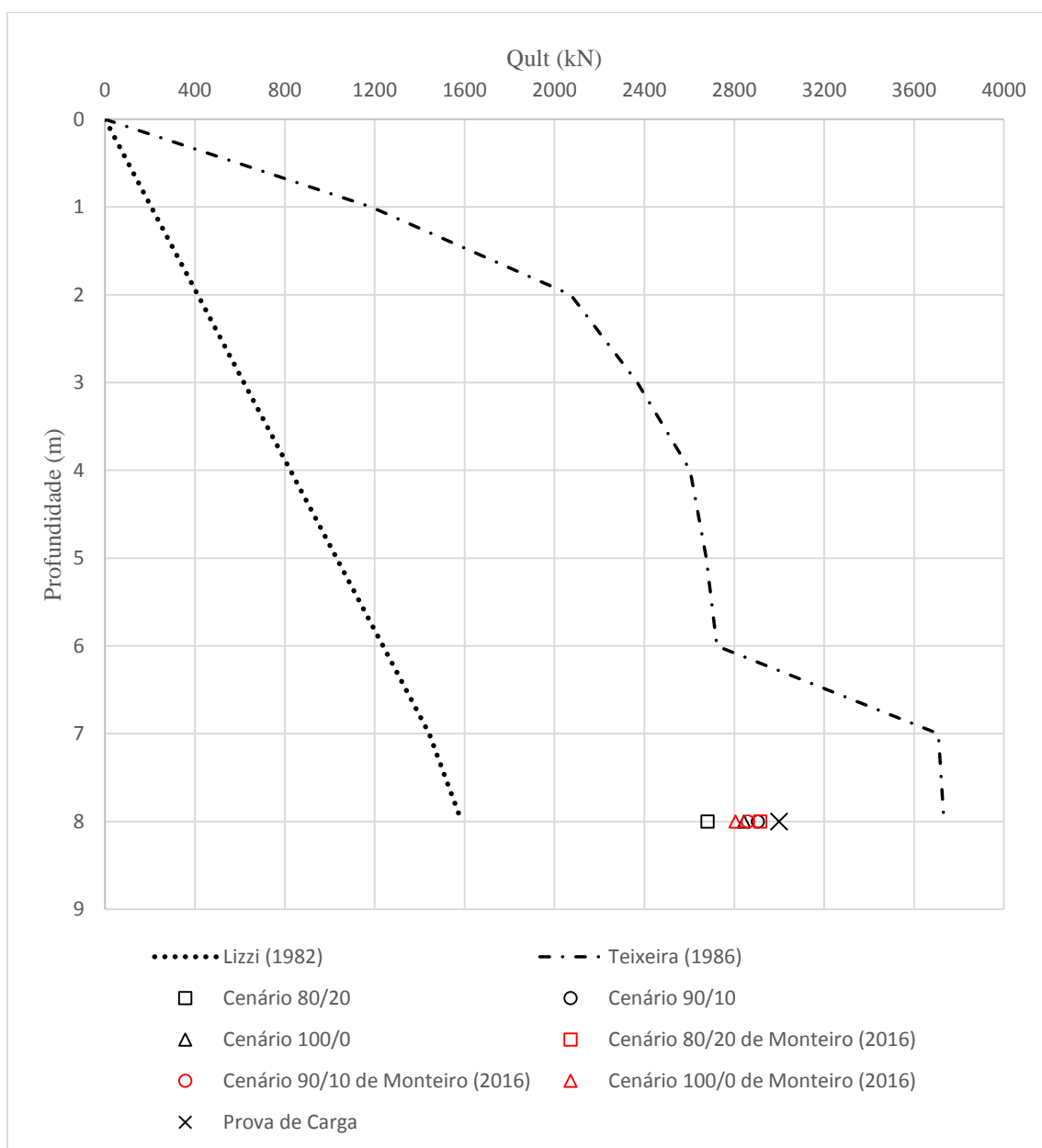
Fonte: Autor, 2018

As previsões obtidas pelas formulações modificadas, para a estaca 4, apresentaram-se mais concordantes com o valor de referência em todos os cenários, sendo o valor do cenário 80/20, pela formulação modificada, o mais aproximado.

Para a estaca 6, novamente, as previsões realizadas pelas formulações modificadas apresentaram valores mais concordantes com o valor de referência em todos os cenários e o com valor do cenário 80/20, pela formulação modificada, sendo o mais aproximado.

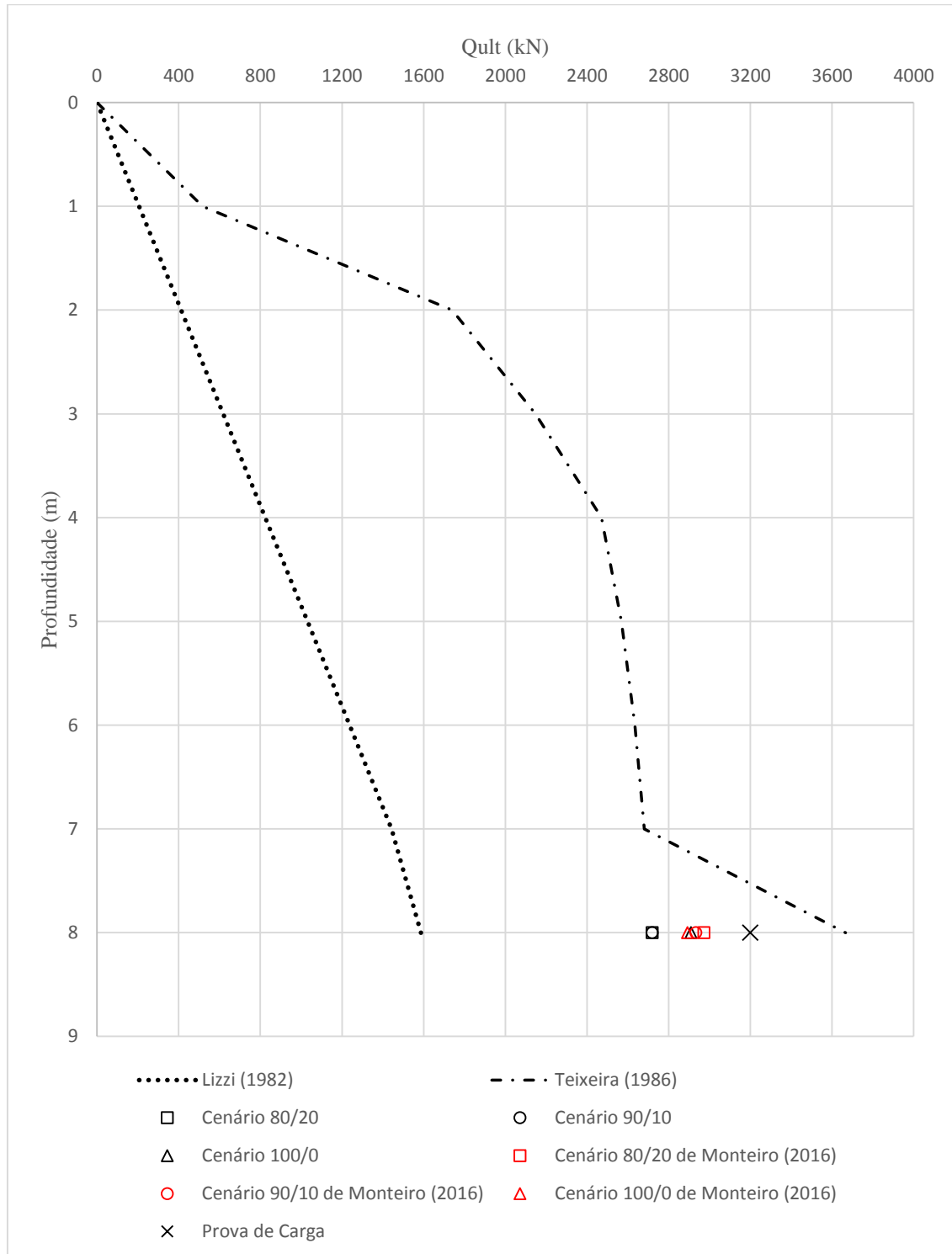
As Figuras 4.50 a 4.53 apresentam gráficos comparativos entre valores de previsões de capacidade de carga obtidos pelos métodos semi-empíricos, em função da profundidade, de Lizzi (1982) e Teixeira (1986) e valores obtidos pelas equações modificadas e pelas equações propostas por Monteiro (2016), em todos os cenários citados anteriormente.

Figura 4.50 - Comparação entre previsões da capacidade de carga para diferentes comprimentos da estaca 1.



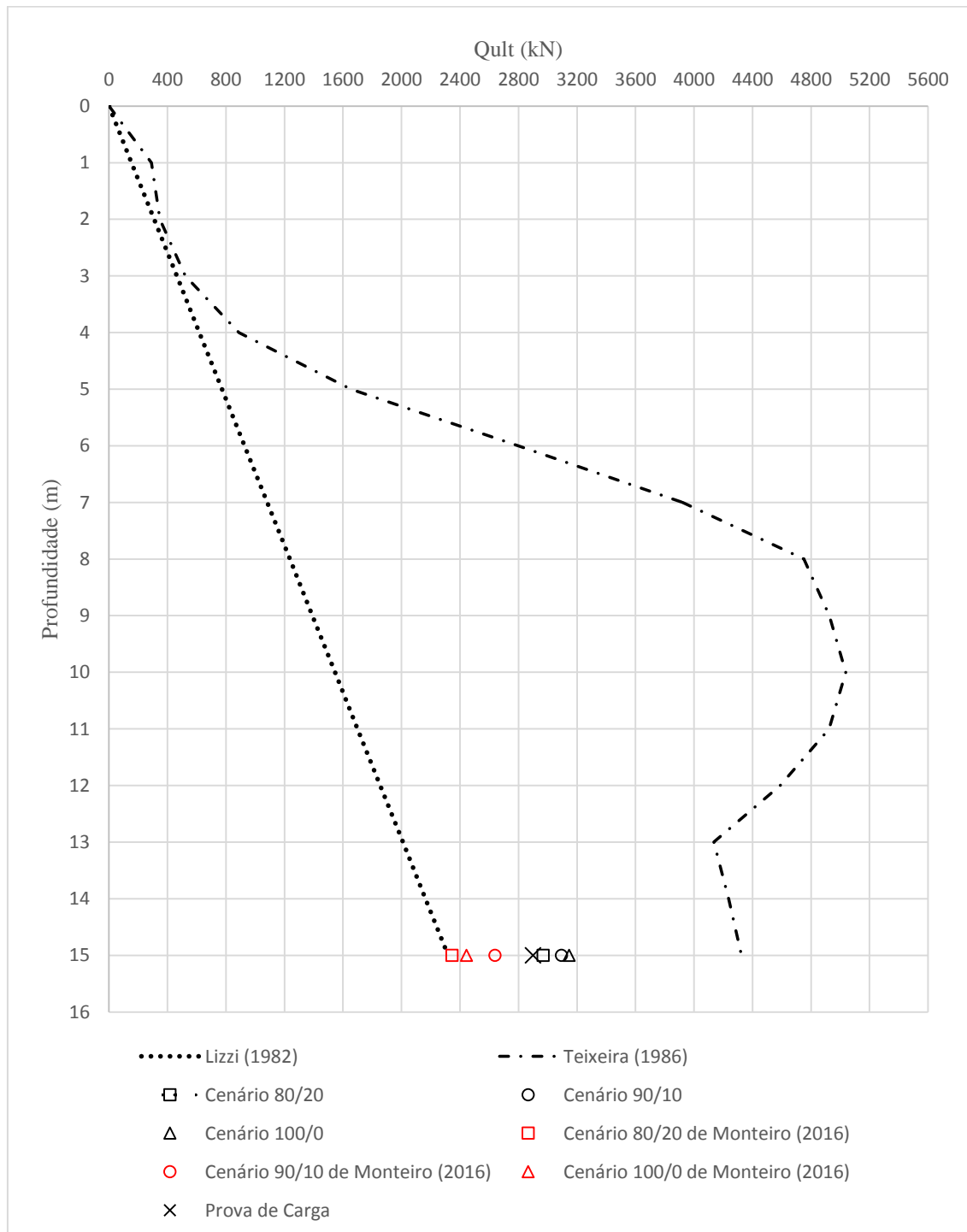
A Figura 4.50 mostra que, para a estaca 1, o método de Teixeira (1986) foi, ligeiramente, mais concordante com o valor de referência, porém está superestimando o valor da capacidade de carga dessa estaca, e que os cenários 90/10 e 100/0 das equações modificadas foram os que apresentaram valores mais aproximados do valor de referência.

Figura 4.51 - Comparação entre previsões da capacidade de carga para diferentes comprimentos da estaca 2.



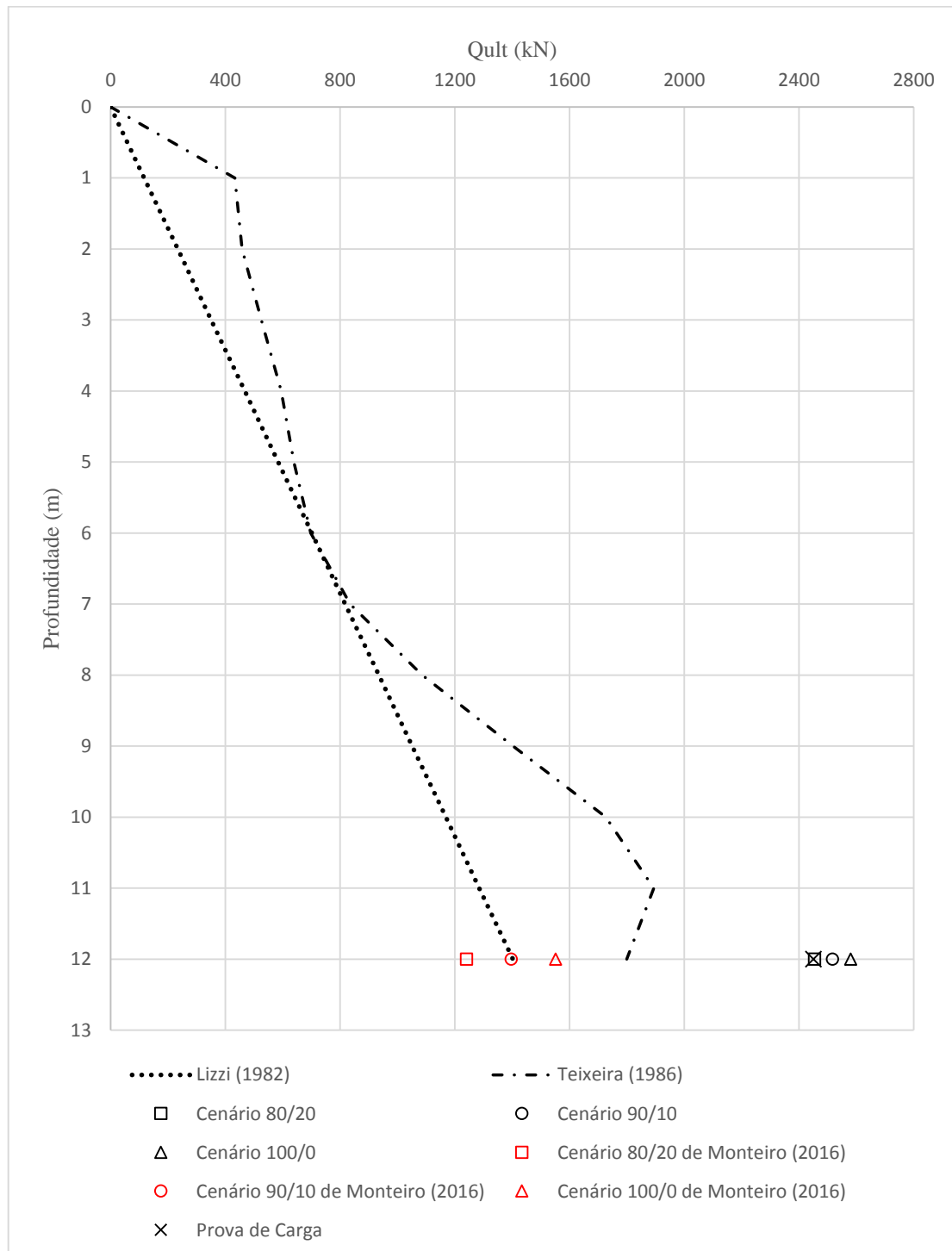
Para a estaca 2 o método de Teixeira (1986) foi, novamente, o que apresentou mais concordância com o valor da prova de carga, apesar de estar superestimando o valor da capacidade de carga da estaca. O cenário 80/20 de Monteiro (2016) foi o que apresentou mais concordância com a referência, e os cenários 100/0 de ambas formulações resultaram em valores bem similares.

Figura 4.52 - Comparação entre previsões da capacidade de carga para diferentes comprimentos da estaca 4.



Pela Figura 4.52, observa-se que o método de Lizzi (1982) foi o mais concordante com a referência e que o método de Teixeira (1986) apresentou valores muito discrepantes. Para estaca 4 os cenários das formulações modificadas apresentaram valores bem mais concordantes com o valor da prova de carga, se comparado com as formulações de Monteiro (2016).

Figura 4.53 - Comparação entre previsões da capacidade de carga para diferentes comprimentos da estaca 6.



Fonte: Autor, 2018

Por fim, para a estaca 6, a Figura 5.53 mostra uma grande discrepância entre o valor de referência e os resultados dos métodos semi-empíricos de Lizzi (1982) e Teixeira (1986). Pode-se evidenciar, também, que os resultados obtidos pelas formulações modificadas são mais concordantes com o valor de referência, em todos cenários, se comparado com as formulações propostas por Monteiro (2016).

Verifica-se, então, que com a inclusão da variável pressão de injeção, a correlação constatada por Monteiro (2016), entre a capacidade de carga e as variáveis sugeridas, ainda é válida e que, em alguns casos, aprimorou-se as previsões das formulações propostas. Salienta-se que a proposta deste estudo, é o aprimoramento do procedimento proposto por Monteiro (2016) para o controle executivo de estacas raiz, sugerindo modificações tanto nos equipamentos e nos métodos de coleta de dados, quanto nas equações anteriormente propostas.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Neste capítulo são apresentadas as conclusões referentes às análises dos resultados obtidos e dos objetivos atingidos desta pesquisa. Logo após, são apresentadas sugestões de pesquisas para trabalhos futuros, com o intuito de complementar e ampliar presente estudo.

5.1 Conclusões

No tocante ao tema desta pesquisa, conclui-se que:

- Há poucas pesquisas relacionadas com o desempenho de estacas do tipo raiz através do controle executivo com medidas de variáveis no campo;
- Percebe-se que grande parte das pesquisas relacionadas com este tema, abordam métodos de controle de estacas raiz que se utilizam, principalmente, da qualidade da argamassa como variável de desempenho.

Quanto à estimativa da capacidade de carga por métodos semi-empíricos, conclui-se que:

- Para as estacas 1 e 2, a maioria dos métodos de previsão de capacidade de carga apresentaram valores superestimados, ou seja, contra a segurança, exceto o método de Lizzi (1982), para ambas estacas, e o método de Brasfond (1992), para a estaca 2, que subestimou em 6,3% o valor da capacidade de carga;
- Para as estacas 3 e 4, todos os métodos, exceto o método de Brasfond (1992), que subestimou em até 40,1% a capacidade de carga das estacas, apresentaram valores superestimados. Já o método de Lizzi (1982), foi o que apresentou previsões mais aproximadas dos valores de referência;
- Das previsões feitas para a estaca 5, o método de Lizzi (1982), foi o que apresentou valores mais concordantes com a referência. Todos os outros métodos subestimaram a capacidade de carga da estaca. O método de Lizzi (1982) superestimou em 2,2% a capacidade de carga desta estaca;

- Para as previsões da estaca 6, os métodos que apresentaram melhores resultados, foram os de Lizzi (1982) e o de Teixeira (1986), superestimando em 0,9% e 4,1%, respectivamente, os valores de capacidade de carga da estaca. E o método de Brasfond (1991) subestimou a capacidade de carga em 34,5%;
- Para a estaca 7, o método de Decourt-Quaresma (1978) foi o que apresentou melhor resultado, pois este subestimou em 4,0% o valor da capacidade de carga;
- Por fim, para da estaca 11, os valores que se destacam são dos métodos de Brasfond (1991), subestimando em 7,8% o valor da capacidade de carga, e o método de Teixeira (1986), que o superestimou em 6,3%.

Em relação aos aprimoramentos realizados no equipamento de monitoramento da execução das estacas, conclui-se que:

- A utilização de quatro ímãs de neodímio, ao invés de somente um, ocorreu de forma satisfatória, pois isto reduziu o erro nas medidas coletadas em até 4 vezes;
- O odômetro com três casas decimais, ao invés de somente duas, possibilitou a diminuição do erro, por arredondamento, das distâncias coletadas em campo durante a execução das estacas, melhorando a precisão do equipamento;
- A característica wireless do odômetro não atendeu satisfatoriamente seu intuito de aumentar o alcance entre o sensor e o display, pois o receptor do mesmo não supera uma distância de 50 cm, impossibilitando a utilização desta característica durante a escavação da estaca, que requereria uma distância de, pelo menos, 2 metros;
- O seccionamento da haste de escavação em 4 seções, possibilitou a coleta de mais medidas de controle executivo, gerando um maior número de dados de penetração para cada estaca.

A respeito da proposta de inclusão da variável pressão de injeção nas formulações, conclui-se que:

- É imprescindível a introdução desta variável nas equações de controle executivo de estacas raiz, pois é uma variável de fácil obtenção e que tem relação direta a capacidade de carga das estacas raiz;
- Para as estacas de validação 4 e 6, os erros de previsão das formulações modificadas variam entre um mínimo de 3,6% e um máximo de 8,5%. Para a estaca 11, este erro aumenta significativamente, indicando que a capacidade de carga desta estaca é resistida, majoritariamente, pela sua ponta;
- Para as estacas usadas para a regressão da equação, os erros obtidos foram bastante satisfatórios, variando entre um mínimo de 0,001%, da estaca 5 no cenário de 90/10, e um máximo de 7,40%, da estaca 3 no cenário de 100/0;
- As formulações modificadas com a introdução da variável pressão de injeção apresentaram resultados satisfatórios em todos os cenários, com o cenário 80/20 sendo o que apresenta valores mais aproximados dos valores de referência, para todas as estacas de validação.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Para a continuidade do desenvolvimento deste estudo, recomenda-se algumas sugestões de melhorias, identificadas ao longo desta pesquisa, tais como:

- Monitorar a execução de uma ou mais estacas durante todo seu processo de escavação, ao invés de somente na faixa seccionada da haste;
- Realizar monitoramentos de novas estacas, de preferência que possuam ensaios de provas de carga, colhendo, assim, mais dados para a validação das formulações propostas;
- Estabelecer parcerias com diferentes ramos da engenharia para a elaboração de um equipamento próprio, com características específicas para os fins de coleta de dados para o controle executivo de estacas raiz;
- Propor uma metodologia padrão de escavação, durante o monitoramento da estaca raiz, compatível com o método de controle executivo, para que se elimine a coleta de dados com erros gerados pelo operador da perfuratriz;

- Ampliar o banco de dados de estacas monitoradas com o equipamento proposto e realizar comparações com os dados obtidos pelo equipamento antigo;
- Elaborar uma metodologia que avalie a influência da estimativa da quantidade de água utilizada na escavação da estaca no desempenho da mesma.

REFERÊNCIAS

- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 12131: Prova de carga estática - Método de ensaio.** Rio de Janeiro. ABNT, 2006.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações.** Rio de Janeiro. ABNT, 2010.
- ALMEIDA NETO, J. A. **Análise do desempenho de estacas hélice contínua e ômega – Aspectos executivos.** 187p. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, SP, 2002.
- ALONSO, U. R. Estacas Injetadas. In: HACHICH, W. *et al.* **Fundações Teoria e Prática.** 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 361-372.
- AMANN, K. A. P. **Metodologia semi-empírica unificada para a estimativa da capacidade de carga de estacas.** 230p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.
- AMANN, K. A. P. **Metodologia semi-empírica unificada para a estimativa de capacidade de carga de estacas.** 430p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.
- AOKI, N. **Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas.** Notas de Aula, Universidade Gama Filho, 1976.
- ARAÚJO, C. B. C. **Aplicação das redes neurais artificiais do tipo perceptron na estimativa de recalques em estacas.** 118p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2015.
- BESSA, A. K. S. **Análise de métodos de interpretação de curva carga x recalque de provas de carga estática em fundações profundas.** 96p. Monografia (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Fortaleza, Fortaleza, 2014.
- BRANCO, C. J. M. C. **Provas de carga dinâmica em estacas escavadas de pequeno diâmetro com ponta modificada.** 158p. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.
- BRASFOND. **Catálogo técnico sobre estacas raiz.** Guarulhos, São Paulo, 1991.
- CABRAL, D. A. **O uso da estaca raiz como fundação de obras normais.** In: CBMSEF, Porto Alegre. Porto Alegre, 1986. v. 6, p. 71 - 82.
- CADDEN, A.; GOMEZ, J.; BRUCE, D. Micropiles: recent advances and future trends. In: **ASCE - Current practices and future trends in deep foundations.** Los Angeles: Asce, 2004. p. 140-165.

CALVENTE, R. M. *et al.* Methodology for Confirming the Micropiles Service Performance Based on Dynamic Tests. 2016. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering – ASCE**, v. 143, nov 2016.

CORRÊA, R. S. **Previsão de carga de ruptura de estacas raiz a partir de sondagens de simples reconhecimento.** 155p, Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1988.

CORRÊA, R. S. **Previsão da carga de ruptura de estacas raiz a partir de sondagens de simples reconhecimento.** 155p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1988.

DÉCOURT, L.; NIYAMA, S. **Predicted and measured behavior of displacement piles in residual soils.** In: ICSMFE, 13. Nova Delhi. Índia. Anais, ISSMFE, v.2. p.477-486. 1994.

DÉCOURT, L. **Fundações e interação solo-estrutura: Relato geral.** COBRAMSEG. Anais. ABMS - Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Foz do Iguaçu. 1994.

FELLENIOUS, B. H. **Basic of foundation design.** Eletronic edition, janeiro 2017. Canadá, 2017. Disponível em < <http://www.fellenius.net/>>. Acesso em: 09 mai. 2017.

FELLENIOUS, B. H. Test Loading of Piles and New Proof Testing Procedure. In: **Journal of the Geotechnical Engineering Division.** 1975, Nova Iorque. ASCE, NY, p. 16-30.

FUNDESP. **Metodologia executiva de estacas raiz.** 2017. Disponível em: < http://www.fundes.com.br/2009/estacasraiz_metod.html >. Acesso em: 07 abr. 2017.

GEOBRASIL. **Equipamentos de perfuração para estacas raiz.** 2017. Disponível em < <http://www.fundacoesgeobrasil.com.br/equipamentos.html>>. Acesso em: 29 abr. 2017.

GEOFIX. **Método executivo de estaca raiz.** 2017. Disponível em: < <http://www.geofix.com.br/servico-estaca-raiz.php> >. Acesso em: 17 abr. 2017.

GEOQUALITY. **Prova de carga estática em estacas.** 2017. Disponível em: < <http://geoquality.com.br/prova-de-carga-est%C3%A1tica-em-estaca.htm> >. Acesso em: 27 abr. 2017.

GEOSONDA. **Tipos de perfuratrizes.** 2017. Disponível em: < <http://www.geosonda.com.br/perfuratrizes.php> >. Acesso em: 07 abr. 2017.

HACHICH, W. *et al.* **Fundações Teoria e Prática.** 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

LANGONE, M. J. **Método UFRGS de previsão de capacidade de carga em estacas: análise de provas de carga estáticas instrumentadas.** 204 p. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

LIMA, D. R. **Contribuição ao estudo do desempenho de estacas do tipo raiz**. 2014. 122p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2014.

LIMA, D. R.; MOURA, A. S. Controle executivo de estacas raiz a partir de medidas de campo. In: **Ciência e Engenharia**, v. 25, n. 2, p. 95-104, 2016.

LIZZI, F. **Practical engineering in structurally complex formations (the “in-situ reinforced earth”)**. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON THE GEOTECHNICS OF STRUCTURALLY COMPLEX FORMATIONS, Capri, Italy. Proceedings... Capri: Italian Society of Geotechnical Engineering, 1977. v. 1, p. 327-333.

LIZZI, F. **The “pali radice” (root piles): a state-of-the-art report**. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENTS IN GROUND IMPROVEMENT TECHNIQUES, Bangkok. Proceedings... Bangkok: Asian Institute of Technology, 1982. v. 1, p. 417-432.

MILITITSKY, J.; SCHNAID, F. **Avaliação crítica do uso do SPT em fundações**. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 3., 1996, São Paulo. Anais... São Paulo: ABEF/ABMS, 1996. v. 2, p. 169-182.

MONTEIRO, F. F. **Desenvolvimento de uma proposta para o controle executivo de estacas do tipo raiz**. 128p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2016.

MONTEIRO, P. F. **Capacidade de carga de estaca - Método de Aoki-Velloso**. São Paulo: Franki Ltda, 1997.

MOURA, A. S.; LIMA, D. R.; MONTEIRO, F. F. A preliminary proposal: executive control of root piles. **The Electronic Journal of Geotechnical Engineering. Stillwater**, p. 12906-12920. 2015.

MOURA, A. S.; NÓBREGA, A. J. J.; AGUIAR, F. P. Análise de métodos semi-empíricos para o cálculo de capacidade de carga de estacas raiz de pequeno e grande diâmetro em obras de Fortaleza. 2011. **Rev. Tecnol. Fortaleza**, v. 32, n. 1, p. 56-72, jun. 2011.

MURTHY, V. N. S. **Geotechnical engineering: principles and practices of soil mechanics and foundation engineering**. New York: Marcel Dekker Inc., 2002.

NOGUEIRA, R. C. Ribeiro. **Comportamento de estacas tipo raiz, instrumentadas, submetidas à compressão axial, em solo de diabásio**. 246p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Campinas. Campinas. 2004.

PEREZ, E. N. P. **O Uso da Teoria da Elasticidade na Determinação do Módulo de Young do Solo Adjacente a Estacas Carregadas Verticalmente na Argila Porosa de Brasília**. 146p. Dissertação (Mestrado), Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 1997.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile foundation analysis and design**. Sydney: Rainbow-bridge book co., 1980.

PRESA, E. P.; POUSADA, M. C. **Retrospectiva e técnicas modernas de fundações em estacas**. 107p. 2. ed. Salvador: ABMS - Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. 2004.

SILVA, C. M. **Energia e confiabilidade aplicadas aos estaqueamentos tipo hélice contínua**. 311p. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2011.

SILVA, C. M.; CAMAPUM DE CARVALHO, J. Metodologia para o controle de qualidade dos estaqueamentos tipo hélice contínua - A rotina SCCAP. In: **Fundações e Obras Geotécnicas**, v. 1, p. 50-57, 2010.

SODRÉ, D. J. R. **Estaca raiz: Método Executivo e Capacidade de Carga**. 94p. Monografia (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1996.

TESTGEO. **PCE - Prova de carga estática**. 2017. Disponível em: < <http://www.testgeo.com.br/services/prova-de-carga-estatica> >. Acesso em: 27 abr. 2017.

TSUHA, C. H. C. **Modelo Teórico para Controle da Capacidade de Carga à Tração de Estacas Metálicas**. Tese (Doutorado). Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2007.

VARGAS. M. **Uma experiência brasileira em fundações por estacas**. Geotecnia, n° 23, 31 e 32, Lisboa, 1977.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações - critérios de projetos, investigação de subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. 556p. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. Volume completo.