

UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAPÁ
DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLÓGICAS
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

MICHEL CARDOSO RODRIGUES

**ANÁLISE COMPARATIVA DE MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS DE
CAPACIDADE DE CARGA E PREVISÃO DE RECALQUES EM ESTACAS
HÉLICE CONTÍNUA ATRAVÉS DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICA**

Macapá
2019

MICHEL CARDOSO RODRIGUES

**ANÁLISE COMPARATIVA DE MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS DE
CAPACIDADE DE CARGA E PREVISÃO DE RECALQUES EM ESTACAS
HÉLICE CONTÍNUA ATRAVÉS DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Amapá (UNIFAP), como parte dos requisitos para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Esp. Luis Henrique Rambo.

Macapá

2019

“As raízes do estudo são amargas, mas seus frutos são doces” – Aristóteles.

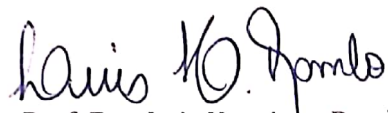
MICHEL CARDOSO RODRIGUES

ANÁLISE COMPARATIVA DE MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS DE CAPACIDADE DE CARGA E PREVISÃO DE RECALQUES EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA ATRAVÉS DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICA

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Amapá (UNIFAP), como parte dos requisitos para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Data de Aprovação: 21 de novembro de 2019.

Banca Examinadora:

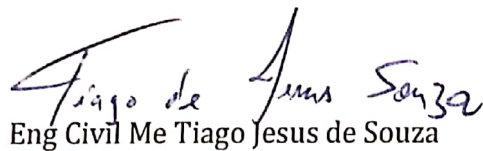


Prof. Esp. Luis Henrique Rambo

Orientador - UNIFAP


Prof. Me. Fábio Araújo Pereira

Examinador Interno - UNIFAP

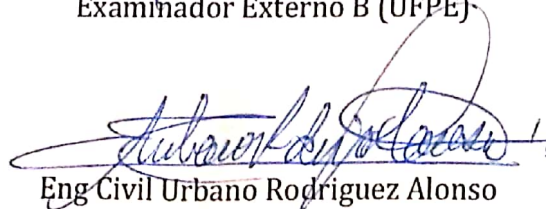


Eng Civil Me Tiago Jesus de Souza

Examinador Externo A



Prof Dr. Alexandre Duarte Gusmão
Examinador Externo B (UFPE)



Eng Civil Urbano Rodriguez Alonso

Examinador Externo C

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Biblioteca Central da Universidade Federal do Amapá
Elaborado por Cristina Fernandes - CRB2/1569

Rodrigues, Michel Cardoso.

Análise comparativa de métodos semiempíricos de capacidade de carga e previsão de recalques em estacas hélice contínua através de provas de carga estática / Michel Cardoso Rodrigues; Orientador, Luís Henrique Rambo. – Macapá, 2019.

137 f.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Fundação Universidade Federal do Amapá, Coordenação do Curso de Bacharelado em Engenharia Civil.

1. Fundações (Engenharia). 2. Capacidade de carga. 3. Hélice Contínua. 4. Prova de Carga Estática. I. Rambo, Luís Henrique, orientador. II. Fundação Universidade Federal do Amapá. III. Título.

624.15 R696a
CDD. 22 ed.

AGRADECIMENTOS

- Primeiramente à Deus pela força e inspiração, essenciais ao desenvolvimento deste trabalho e de toda a trajetória acadêmica.

-À minha família, essenciais para a minha trajetória até aqui, na apoteose de minha vida.

- Ao Professor e amigo Luis Henrique Rambo, pela paciência, orientação, motivação e transmissão de conhecimento fornecidos para a produção deste trabalho.

-Ao Eng. Msc. Tiago de Jesus Souza por todas as sugestões, transmissão de conhecimento e incentivo.

-Aos Professores Alexandre Duarte Gusmão e Urbano Rodriguez Alonso pelas contribuições realizadas a este trabalho.

-Aos Engenheiros Andeir Almeida Arruda e Cledinei Santana Amanajás por fornecerem os dados que possibilitaram a realização deste trabalho.

-Aos amigos e colegas que me apoiaram.

RESUMO

ANÁLISE COMPARATIVA DE MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS DE CAPACIDADE DE CARGA E PREVISÃO DE RECALQUES EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA ATRAVÉS DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICA

Autor: Michel Cardoso Rodrigues

Orientador: Luis Henrique Rambo

Este trabalho apresenta uma avaliação do comportamento de fundações profundas quanto à capacidade de carga e recalques a partir de um cenário de análise em que foi considerado os dados de uma obra com 1.501 Estacas do tipo Hélice Contínua Monitorada, com estacas de $\varnothing 300$ e $L = 9,0$ m, $\varnothing 400$ e $L = 11,0$ m, $\varnothing 500$ e $L = 11,0$ m. Esta pesquisa está focada principalmente no comportamento carga x recalque em estacas hélice contínua. Nesta análise foi também verificada a aplicabilidade do método proposto por Aoki (1979) para determinação da curva carga x recalque por meio de resultados dos recalques estimados. Os valores da Prova de Carga Estática foram comparados com os métodos semiempíricos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978,1996), Teixeira (1996), Alonso (1996) e Antunes e Cabral (1996). Adicionalmente, com os resultados das provas de carga foi possível comparar com os recalques estimados pelos métodos de Cintra & Aoki (2010) e Poulos & Davis (1980). Para a previsão da capacidade de carga, o método de Alonso forneceu os resultados mais próximos à carga de ruptura, considerada como a carga máxima de ensaio ou obtida por extrapolação através do método Van Der Veen das curvas carga x recalque das PCE'S que apresentaram possibilidade de extrapolação. Os valores de recalques calculados foram via de regra, discrepantes aos obtidos no ensaio de PCE, com alguns casos de notória proximidade, entretanto, a favor da segurança em 10 dos 15 ensaios. Em vários casos, as curvas carga x recalque prevista forneceram de forma parcial ou integral resultados próximos às obtidas na prova de carga. De forma geral, os resultados foram considerados bons do ponto de vista geotécnico, normalmente sendo a favor da segurança, apesar de se mostrarem conservadores.

Palavras-Chaves: Capacidade de Carga; Métodos Semiempíricos; Hélice Contínua; Recalques; Prova de Carga Estática; Curva Carga x Recalque.

ABSTRACT

COMPARATIVE ANALYSIS OF SEMIEMPIRICAL LOAD CAPACITY METHODS AND SETTLEMENT PREVISIONS IN CONTINUOUS FLIGHT THROUGH STATIC LOAD TESTING

Author: Michel Cardoso Rodrigues

Advisor: Luis Henrique Rambo

This paper presents an evaluation of the behavior of deep foundations regarding the load capacity and settlements from a scenario of analysis that considered the data of a work with 1,501 Continuous Flight Piles with $\varnothing 300$ and $L = 9,0$ m piles, $\varnothing 400$ and $L = 11,0$ m, $\varnothing 500$ and $L = 11,0$ m. This research is mainly focused on the load x repression behavior in continuous flight piles. In this analysis it was also verified the applicability of the methods proposed by Aoki (1979) to determine the load x settlement curve through calculated settlement results. The load capacity values were compared with the methods of Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978,1996), Teixeira (1996), Alonso (1996) and Antunes e Cabral (1996). Additionally, with the results of the load tests it was possible to compare with the estimated settlements by the methods of Cintra and Aoki and Poulos and Davis. For the prediction of the load capacity, the Alonso method provided the closest results to the breaking load, considered as the maximum test load or the value obtained by Van Der Veen extrapolation method of all the SLT load x settlement curves, since none reached the clear rupture. The calculated settlements values were relatively close to each other in several cases and, generally, discrepant with those obtained in the SLT trial, with some cases of noticeable proximity, however, in favor of safety in 10 of the 15 trials. In many cases, the predicted load x settlement curves have partially or fully provided results close to those obtained in load test. Overall, the results were considered geotechnically good, usually in favor of safety, although conservative.

Keywords: Load Capacity; Semiempirical Methods; Continuous Flight Piles; Settlements; Static Load Testing; Curve Load x Settlements.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Caracterização de uma fundação profunda.	20
Figura 2.2 - Exemplo de Estaca Escavada.....	22
Figura 2.3 - Exemplo de Estaca Cravada.....	22
Figura 2.4 - Execução de Estaca Hélice Contínua Monitorada.....	26
Figura 2.5 - Içamento de Armadura de Estaca Hélice Contínua.....	27
Figura 2.6 - Folha de Controle de execução do monitoramento de Hélice Contínua Monitorada.....	28
Figura 2.7 - Monitoramento da Execução de Hélice Contínua com Taracord.....	29
Figura 2.8 – Parcela de resistência de estacas.....	31
Figura 2.9 - Representação genérica de curva carga x recalques de uma típica prova de carga à compressão com a representação dos pontos dos estágios de carregamento.....	45
Figura 2.10 - Sistema de reação por estacas.....	46
Figura 2.11 - Prova de carga em cargueira de chapas de aço.....	47
Figura 2.12 - Sistema de reação com tirantes.....	47
Figura 2.13 - Esquema de um sistema de medição de cargas e deslocamentos em prova de carga de compressão.	48
Figura 2.14 - Exemplo de um gráfico $-\ln(1-Q/Q_{rup})$ x w	51
Figura 2.15 - Extrapolação da curva carga recalque.....	52
Figura 2.16 - Carga de ruptura convencional obtida pela extrapolação da curva carga x recalque proposta pela NBR 6122/2010.	53
Figura 2.17 - Perfil de subsolo e junto com a representação de tensões totais e poropressão.....	55
Figura 2.18 - Indicação da forma de ocorrência dos recalques por adensamento.....	56
Figura 2.19 - Entendimento do problema físico do recalque em fundações profundas.....	58
Figura 2.20 - representação do esforço normal ao longo de uma estaca envolvida por três camadas distintas.....	60

Figura 2.21 - Acréscimo de tensão provocada por uma carga P_p em uma camada subjacente qualquer.	62
Figura 2.22 - Acréscimo de tensões devido as cargas laterais R_{li}	63
Figura 2.23 - Representação esquemática para o entendimento do método de Poulos e Davis.	65
Figura 2.24 - Fator I_o	65
Figura 2.25 - Fator R_k	66
Figura 2.26 - Fator R_v	66
Figura 2.27 - Fator R_h	67
Figura 2.28 - Fator de correção para a base em solos rígidos: (a) para $L/B=75$; (b) para $L/L=50$; (c) para $L/B=25$; (d) para $L/B=10$	68
Figura 2.29 - Fator de correção para a base em solos rígidos para $L/B=5$	68
Figura 2.30 - Exemplo de curva característica obtida na previsão da curva carga recalque.	70
Figura 3.1 - Localização do Hospital Universitário da UNIFAP.	71
Figura 3.2 - Fluxograma que representa esquematicamente a chegada até o projeto das PCE'S.	73
Figura 3.3 - Modelo de relatório de sondagem do furo SM - 02.	74
Figura 3.4 - Croqui de locação dos furos de sondagem na área de projeção da edificação.	75
Figura 3.5 - Provável Perfil Estratigráfico definido no corte A - A'.	75
Figura 3.6 - Execução de Prova de Carga Estática no Hospital Universitário.	79
Figura 3.7 - Macaco hidráulico e célula de carga devidamente posicionados.	79
Figura 3.8 - Curva Carga x Recalque obtida em um ensaio de PCE da obra.	80
Figura 3.9 - Detalhamento da estaca de $\phi 300$ com comprimento total de 10 m.	82
Figura 3.10 - Média de golpes de N_{spt} de acordo com a cota de ensaio.	85
Figura 3.11 - Representação de algumas considerações adotadas no método de Cintra e Aoki (2010).	86
Figura 3.12 - Resistências por atrito lateral RL_1 e RL_2 oferecidas pelas camadas de solo.	87

Figura 4.1 - Extrapolação da PCE P505.....	90
Figura 4.2 - Resultados de Capacidade de Carga para Estacas ϕ300mm... 91	91
Figura 4.3 - Resultado de Capacidade de Carga para estacas ϕ400 mm. ... 92	92
Figura 4.4 - Resultado de Capacidade de Carga para estaca ϕ500 mm..... 92	92
Figura 4.5 - Recalques em estacas de ϕ300 mm e $P = 82,4,0$ tf..... 97	97
Figura 4.6 - Recalques em estacas de ϕ300 e $P = 92,70$ tf. 97	97
Figura 4.7 - Recalques em estacas de ϕ400 mm e $P = 153,0$ tf..... 98	98
Figura 4.8 - Recalques em estacas de ϕ400 mm e $P = 170,0$ tf..... 98	98
Figura 4.9 - Recalques em estacas de ϕ500 mm e $P = 207,0$ tf..... 99	99
Figura 4.10 - Recalques em estacas de ϕ500 mm e $P = 230,0$ tf..... 99	99
Figura 4.11 - Previsão curva carga x recalque PCE P06. 100	100
Figura 4.12 - Previsão curva carga x recalque PCE P07. 101	101
Figura 4.13 - Previsão curva carga x recalque PCE P17. 101	101
Figura 4.14 - Previsão curva carga x recalque PCE P20. 102	102
Figura 4.15 - Previsão curva carga x recalque PCE P21. 102	102
Figura 4.16 - Previsão curva carga x recalque PCE P25. 103	103
Figura 4.17 - Previsão curva carga x recalque PCE PX8. 103	103
Figura 4.18 - Previsão curva carga x recalque PCE P122. 104	104
Figura 4.19 - Previsão da curva carga x recalque PCE P124..... 104	104
Figura 4.20 - Previsão curva carga x recalque PCE P337. 105	105
Figura 4.21 - Previsão curva carga x recalque PCE P505. 105	105
Figura 4.22 - Previsão curva carga x recalque PCE P28. 106	106
Figura 4.23 - Previsão curva carga x recalque PCE P625. 106	106
Figura 4.24 - Previsão curva carga x recalque PCE P751 107	107
Figura 4.25 - Previsão curva carga x recalque PCE P761. 107	107
Figura A.1 – Relatório de sondagem SM-02..... 116	116
Figura A.2 – Relatório de sondagem SM-05..... 117	117
Figura A.3 – Relatório de sondagem SM-06..... 118	118
Figura A.4 – Relatório de sondagem SM-07..... 119	119
Figura A.5 – Relatório de sondagem SM-10..... 120	120
Figura A.6 – Relatório de sondagem SM-11..... 121	121
Figura A.7 – Relatório de sondagem SM-14..... 122	122
Figura B.1 – Prova de Carga Estática P06 (ϕ300mm)..... 123	123
Figura B.2 – Curva Carga x Recalque P06..... 123	123

Figura B.3 – Prova de Carga Estática P07 (ϕ300mm)	124
Figura B.4 – Curva Carga x Recalque P07	124
Figura B.5 – Prova de Carga Estática P17 (ϕ300mm)	125
Figura B.6 – Curva Carga x Recalque P17	125
Figura B.7 – Prova de Carga Estática P20 (ϕ300mm)	126
Figura B.8 – Curva Carga x Recalque P20	126
Figura B.9 – Prova de Carga Estática P21 (ϕ300mm)	127
Figura B.10– Curva Carga x Recalque P21	127
Figura B.11 – Prova de Carga Estática P25 (ϕ300mm)	128
FiguraB.12 – Curva Carga x Recalque P25	128
Figura B.13 – Prova de Carga Estática PX8 (ϕ300mm)	129
Figura B.14 – Curva Carga x Recalque PX8	129
Figura B.15 – Prova de Carga Estática P122 (ϕ400mm)	130
Figura B.16 – Curva Carga x Recalque P122	130
Figura B.17 – Prova de Carga Estática P124 (ϕ400mm)	131
Figura B.18 – Curva Carga x Recalque P124	131
Figura B.19 – Prova de Carga Estática P337 (ϕ400mm)	132
Figura B.20 – Curva Carga x Recalque P337	132
Figura B.21 – Prova de Carga Estática P505 (ϕ400mm)	133
Figura B.22 – Curva Carga x Recalque P505	133
Figura B.23 – Prova de Carga Estática P28 (ϕ500mm)	134
FiguraB.24– Curva Carga x Recalque P28	134
Figura B.25 – Prova de Carga Estática P625 (ϕ500mm)	135
Figura B.26 – Curva Carga x Recalque P625	135
Figura B.27 – Prova de Carga Estática P751 (ϕ500mm)	136
Figura B.28 – Curva Carga x Recalque P751	136
Figura B.29 – Prova de Carga Estática P761 (ϕ500mm)	137
Figura B.30 – Curva Carga x Recalque P761	137

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Carga de Catálogo de estacas Hélice Contínua Monitorada.	24
Tabela 2.2 - Características mínimas de mesa rotativa e guincho de equipamentos para estacas hélice contínua.	25
Tabela 2.3 - Fatores de Correção F1 e F2.....	35
Tabela 2.4 - Valores dos Coeficientes K e α	35
Tabela 2.5 - Coeficiente α	37
Tabela 2.6 - Coeficiente C característico do solo	37
Tabela 2.7 - Parâmetro α em função do tipo de solo e de estaca.....	39
Tabela 2.8 - Parâmetro β em função do tipo de estaca	39
Tabela 2.9 - Fatores β_1 e β_2	40
Tabela 2.10 - Valores de α e limites de r_l	41
Tabela 2.11 - Valores de α em função do tipo de solo de cada região analisada. .	41
Tabela 2.12 - Quantidade mínima de provas de carga.....	43
Tabela 2.13 - Valores de E' e v'.	69
Tabela 3.1 - Sistema de reação e recalques referente a cada ensaio realizado. ...	78
Tabela 3.2 - SPT utilizado para o cálculo da capacidade de carga da Estaca Teste da PCE.	83
Tabela 4.1 - Resultados de Capacidade de Carga para estacas de $\phi 300$ mm	91
Tabela 4.2 - Resultados de Capacidade de Carga para estacas de $\phi 400$ mm	91
Tabela 4.3 - Resultados de Capacidade de Carga para estacas de $\phi 500$ mm	92
Tabela 4.4 - Variação percentual de cada método em relação à Carga máxima de Ensaio.	93
Tabela 4.5 - Resultados de Capacidade de Carga adotados para cada PCE.	94
Tabela 4.6 - Resultados dos recalques e comparações com os valores obtidos na PCE.....	95

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	15
1.1.	CONTEXTUALIZAÇÃO.....	15
1.2.	OBJETIVOS	16
1.2.1.	OBJETIVO GERAL	16
1.2.2.	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	16
1.3.	JUSTIFICATIVAS	16
1.4.	ESTRUTURA DE CAPÍTULOS.....	17
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	19
2.1.	FUNDAÇÕES	19
2.2.	TIPOS DE FUNDAÇÕES	19
2.3.	FUNDAÇÕES PROFUNDAS.....	19
2.3.1.	ESTACAS	20
2.3.2.	ESTACA HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA.....	23
2.3.3.	PROCESSO EXECUTIVO.....	25
2.3.4.	CONCRETAGEM	26
2.3.5.	MONITORAMENTO DE EXECUÇÃO.....	27
2.4.	CAPACIDADE DE CARGA EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS.....	29
2.4.1.	MÉTODOS ESTÁTICOS.....	30
2.4.2.	MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS	31
2.4.3.	MÉTODO AOKI–VELLOSO (1975).....	32
2.4.4.	MÉTODO DÉCOURT – QUARESMA (1978, 1996).....	36
2.4.5.	MÉTODO TEIXEIRA (1996)	38
2.4.6.	MÉTODO ANTUNES E CABRAL (1996).....	39
2.4.7.	MÉTODO ALONSO (1996).....	40
2.5.	PROVAS DE CARGA ESTÁTICA	42

2.5.1. METODOLOGIA DE EXECUÇÃO DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICA – SLOW MAINTAINED LOAD.....	44
2.5.2. MONTAGEM E INSTRUMENTAÇÃO DA PROVA DE CARGA	45
2.5.3. TIPOS DE RUPTURA EM PROVAS DE CARGA ESTÁTICA .	49
2.5.4. DETERMINAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA.....	49
2.5.5. MÉTODO DA EXTRAPOLAÇÃO DE VAN DER VEEN (1953)	50
2.5.6. MÉTODO DA NBR 6122/2010	52
2.5.7. MÉTODO DE TERZAGHI (1943).....	54
2.6. RECALQUES.....	54
2.6.1. ADENSAMENTO PRIMÁRIO.....	55
2.6.2. ADENSAMENTO SECUNDÁRIO	56
2.6.3. RECALQUES EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS	57
2.6.4. RECALQUE ADMISSÍVEL	58
2.6.5. MÉTODOS PARA A PREVISÃO DE RECALQUES	59
2.6.6. MÉTODO CINTRA E AOKI (2010).....	59
2.6.7. MÉTODO DE POULOS E DAVIS (1980).	64
2.6.8. PREVISÃO DA CURVA CARGA X RECALQUE.	69
2.7. GEOLOGIA DO AMAPÁ.....	70
3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	71
3.1. MATERIAIS.....	71
3.1.1. ESTUDO DE CASO – HOSPITAL UNIVERSITÁRIO – FUNDAÇÃO UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAPÁ.....	71
3.1.2. CAMPANHAS DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	72
3.1.3. ANÁLISE DOS PERFIS DE SONDAGEM	75
3.1.4. O PROJETO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES.....	76
3.1.5. ENSAIO DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA	77

3.2.	MÉTODOS	80
3.2.1.	CAPACIDADE DE CARGA.....	80
3.2.2.	RECALQUES	83
3.2.2.1.	MÉTODO CINTRA E AOKI (2010).....	84
3.2.2.2.	MÉTODO POULOS E DAVIS (1980).....	88
3.2.3.	EXTRAPOLAÇÃO DAS CURVAS CARGA X RECALQUE	88
3.2.4.	PREVISÃO DA CURVA CARGA X RECALQUE	89
4.	RESULTADOS	89
4.1.	EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA X RECALQUE	89
4.2.	RESULTADOS CAPACIDADE DE CARGA	90
4.3.	RESULTADOS DA PREVISÃO DOS RECALQUES.....	95
4.4.	PREVISÃO DA CURVA CARGA X RECALQUE.....	100
5.	CONCLUSÕES	108
5.1.	CAPACIDADE DE CARGA	108
5.2.	RECALQUES	109
5.3.	SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	111

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO

Segundo Aoki (1997) a Engenharia Geotécnica tem por finalidade estudar o comportamento dos maciços de solo, sob ação das solicitações provenientes da superestrutura que nela se apoia. Por intermédio dos conceitos produzidos por essas ciências, é possível a realização de projetos civis de obras de terra e de fundações em geral, visando sua estabilidade, economicidade e durabilidade.

Neste Trabalho de Conclusão de Curso foram utilizados apenas conceitos relacionados à Mecânica dos Solos, visto que a pesquisa aplicada ao estudo de caso envolve apenas maciços de solos.

A Mecânica dos Solos procura prever o comportamento de solos mediante a uma solicitação e teve como marco inicial a obra “*Erdbaumechanik*” de autoria de Karl Von Terzaghi, lançada em 1925, dando ao autor a alcunha de “Pai da Mecânica dos Solos”.

O solo, segundo Hachich *et. al.* (1998), é um material heterogêneo e não isotrópico, sendo formado por partículas e não uma massa contínua. Tal constatação pode ser observada pela presença de mais de uma fase já que o solo é formado por partículas sólidas, ar e água. Por essa razão, os solos possuem características anisotrópicas, ou seja, suas propriedades variam em diferentes pontos de uma mesma amostra. Essa característica dos solos, segundo Velloso e Lopes (2010) geram incertezas nos métodos de cálculo e nos parâmetros do solo introduzidos nos cálculos, razão pela qual existem maiores dificuldades para fixação do fator de segurança para problemas geotécnicos em relação a problemas de cálculo estrutural, onde os materiais fabricados são relativamente homogêneos.

Segundo Hachich *et. al.* (1998) o ensaio de Prova de Carga Estática em estacas é o que mais aproxima a estaca das condições a qual esta será solicitada pela estrutura, constituindo-se num importante mecanismo para a compreensão real do comportamento de uma estaca submetida a um carregamento em meio físico.

Assim, faz-se necessário o uso de métodos práticos para reduzir as incertezas quanto às características e parâmetros dos solos. Logo, para o caso de fundações profundas, o teste de Prova de Carga Estática é de importância fundamental para que se possa, com mais clareza, definir a capacidade de carga das estacas e os recalques, assegurando a segurança do projeto, diminuindo custos, garantindo a durabilidade das fundações, realizando a verificação do desempenho proposto e conhecer o real fator de segurança das fundações.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. OBJETIVO GERAL

Para este Trabalho de Conclusão de Curso, o objetivo geral é comparar e analisar os valores de recalques e capacidade de carga de estacas Hélice Contínua calculados, com os valores registrados nas Provas de Carga Estática.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para alcance do produto final deste Trabalho, deverão ser atingidos objetivos específicos, atribuídos às demais atividades necessárias formulação da pesquisa. São os objetivos específicos:

I - Calcular capacidade de carga de estacas Hélice Contínua Monitorada através de métodos semiempíricos de uso corrente nas práticas geotécnica brasileira;

II – Emitir comparações entre os valores calculados pelos métodos semiempíricos de capacidade de carga com as cargas de ruptura obtidas nas Provas de Carga;

III – Realizar extrapolação da curva carga recalques das PCE'S, quando necessário e possível;

IV - Analisar os dados obtidos para a comparação entre recalques estimados e os obtidos nas Provas de Carga para um mesmo carregamento;

V – Realizar a previsão de curvas carga x recalque;

VI – Após análise dos dados, apresentar as devidas considerações, embasadas na literatura técnica apresentada na revisão bibliográfica deste trabalho.

1.3. JUSTIFICATIVAS

Nos estudos de fundações, a determinação da capacidade de carga é fundamental para a produção de um projeto de fundações seguro. Entretanto, esta não deve ser a única grandeza estudada para o dimensionamento desse tipo de projeto. A NBR 6122/2010 preconiza que para a determinação da carga admissível ou carga resistente de projeto, devem ser considerados os valores de recalques admissíveis.

Assim, para a realização de um bom projeto de fundações, é necessário também o estudo dos recalques das fundações no terreno a ser edificado. Entretanto, devido ao exposto no item 1.1 deste trabalho, torna-se complicada a previsão dos recalques, visto que os solos

apresentam grande variação de suas propriedades devido sua elevada heterogeneidade e anisotropia.

Pela NBR 6122 então, o dimensionamento da carga admissível das fundações está muito além da simples obtenção da carga admissível. Devem ser avaliados valores seguros de recalques nas fundações para que este não induza um estado limite na superestrutura. Logo, se a carga admissível (normalmente obtida pela divisão da capacidade de carga calculada, por um fator de segurança global) provocar recalques superiores àqueles determinados como seguros para a superestrutura, então a carga admissível será aquela que provoca os valores máximos de recalques aceitos como seguros, respeitando o efeito de grupo de estacas, citado na NBR 6122/2010.

A nível regional e local existem poucos ensaios de Prova de Carga Estática registrados e controle e monitoramento de fundações, assim como trabalhos publicados sobre o tema abordado neste trabalho, que permitam o aprofundamento de estudos geotécnicos, seguindo a tendência de regionalização das práticas da engenharia geotécnica brasileira.

Diante do exposto e das incertezas e variabilidades inerentes à geotecnia, aliado ao estudo de caso do Hospital Universitário da Universidade Federal do Amapá – UNIFAP – este trabalho justifica-se na medida em que procura analisar e comparar o resultado das provas de carga realizadas com os resultados obtidos através de métodos semiempíricos da capacidade de carga e de recalque das fundações, como forma de verificar a aplicabilidade dos métodos utilizados pelo autor, além de fornecer contribuição científica para o Estado do Amapá e Região Norte para a Engenharia Geotécnica.

1.4. ESTRUTURA DE CAPÍTULOS

Este Trabalho de Conclusão de Curso está dividido em cinco capítulos.

O capítulo 1 trata da Introdução, no qual são abordados a contextualização ao tema do estudo de caso, apresenta os objetivos para este trabalho e também discorre acerca dos motivos que justificam a produção deste trabalho.

O capítulo 2 traz definições da literatura técnica vigente e normas vigentes a respeito dos conceitos principais que abrangem a temática deste trabalho. O capítulo também apresenta os métodos utilizados para o cálculo da capacidade de carga e para as estimativas de recalques das fundações.

O capítulo 3 apresenta o estudo de caso, expondo as premissas utilizadas para os cálculos propostos, assim como para a extrapolação de curvas carga x recalque e previsão de curvas carga x recalque.

O capítulo 4 apresenta os resultados obtidos para as extrapolações de curvas carga x recalque, capacidade de carga, previsão de recalques e previsão de curva carga x recalque.

O capítulo 5 apresenta as devidas conclusões observadas através dos resultados obtidos nos processos. Além disso, propõe sugestão para pesquisas futuras.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. FUNDAÇÕES

Para Caputo (1998) chama-se de fundação a parte da estrutura que se destina a transmitir ao terreno subjacente as cargas da obra e defende que o estudo preliminar das fundações consiste em compreender duas partes distintas: o cálculo das cargas atuantes sobre a fundação e o estudo do terreno. O autor enfatiza que com esses dados, passa-se a escolher um tipo de fundação tendo-se presente que: as cargas da estrutura devem ser transmitidas às camadas do terreno capazes de suportá-las; As deformações das camadas subjacentes às fundações devem ser compatíveis com as da estrutura; A execução das fundações não devem causar danos às estruturas vizinhas; As fundações, ao lado do aspecto técnico, devem atender também aos aspectos econômicos. Após a verificação desses aspectos é que deve-se proceder ao detalhamento e dimensionamento, estudando-se a fundação como elemento estrutural.

Berberian (2015) define fundação como sendo o elemento de transição entre a edificação e o solo, constituída pela infraestrutura e o maciço de solo. Berberian faz uma reflexão sobre a fundação, descrevendo-a ainda como um elemento de interação solo/estrutura cuja a finalidade precípua é a de transferir carga da superestrutura para o terreno.

2.2. TIPOS DE FUNDAÇÕES

De acordo com o mecanismo de ruptura da fundação, com a forma de transmissão de cargas da superestrutura para o subsolo, com a profundidade de assentamento dos elementos estruturais de fundação e com a interação solo-fundação, as fundações podem ser divididas em dois grandes tipos: Rasas (ou superficiais ou ainda diretas) e profundas.

2.3. FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Berberian (2015) apresenta as fundações profundas como sendo aquelas cuja profundidade é igual ou maior a 4 vezes a menor dimensão ou diâmetro da base e são capazes de transferir carga por atrito lateral.

Velloso e Lopes (2010) descrevem que a fundação profunda é aquela cujo mecanismo de ruptura da base não surtisse na superfície do terreno.

A NBR 6122/2010 define fundação profunda como elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar

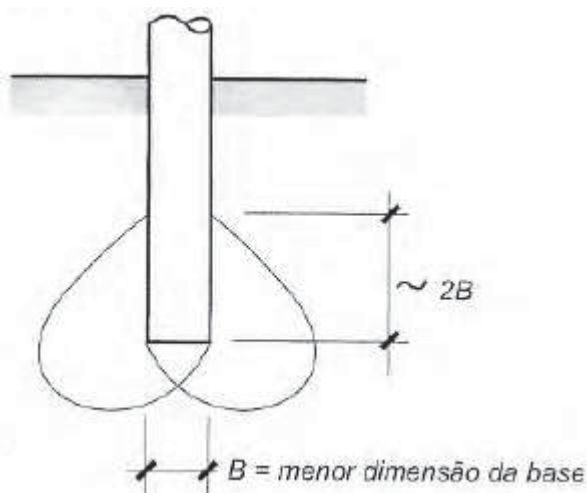
assente em uma profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0m. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões.

As fundações profundas podem ser descritas como compostas por elementos que, segundo a NBR 6122/2010 devem estar assentadas em profundidade superior a duas vezes a sua menor dimensão em planta (Figura 1.1). Esses elementos são compostos por estacas e tubulões.

No caso das estacas, a transferência de carga ao solo pode se dar tanto só pelo fuste (resistência de fuste), pela base (resistência de ponta) ou por uma combinação das duas formas. A NBR 6122/2010 também destaca vários tipos de estaca, sendo uma delas a Estaca Hélice Contínua Monitorada.

Os Tubulões, diferentes das estacas, não transferem sua carga pelo fuste, ou seja, em seu dimensionamento, a NBR 6122/2010 não considera a sua resistência de fuste apenas declara que transmitem carga ao terreno somente pela base.

Figura 2.1 - Caracterização de uma fundação profunda.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

2.3.1. ESTACAS

Alonso *et. al.* (2001) conceitua estacas como sendo:

“elementos estruturais esbeltos que, colocadas no solo por cravação ou perfuração, têm a finalidade de transmitir cargas ao mesmo, seja pela resistência sob sua extremidade inferior (resistência de ponta), seja pela resistência ao longo do fuste (atrito lateral) ou pela combinação dos dois.”

A NBR 6122/2010 destaca que as estacas são executadas inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja a descida de pessoas.

A NBR 6122/2010 também mostra que as estacas podem ser constituídas de diversos materiais, como: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in loco*, ou pela combinação dos anteriores.

Velloso e Lopes (2010) classificam estacas, quanto a sua inserção no solo, como sendo “de deslocamento” e “de substituição”. As estacas de deslocamento, onde estão as estacas cravadas em geral, são as que o solo é deslocado horizontalmente no lugar em que haverá a estaca. As “de substituição, onde estariam as estacas escavadas em geral, uma vez que o solo no espaço que a estaca vai ocupar é removido, causando algum nível de redução nas tensões horizontais geostáticas”.

Figura 2.2 - Exemplo de Estaca Escavada.



Fonte: http://www.persolo.com.br/site/servicos/estacas_escavadas.html (Acesso em 31/08/2019).

Figura 2.3 - Exemplo de Estaca Cravada.



Fonte: [http://www.sotef.com.br/servicos/cravacao-estacas-pre-moldadas#!zoomPhoto\[14\]/0/](http://www.sotef.com.br/servicos/cravacao-estacas-pre-moldadas#!zoomPhoto[14]/0/) (Acesso em 31/08/2019).

2.3.2. ESTACA HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA

A Estaca Hélice Contínua Monitorada é um tipo de estaca escavada, sendo caracterizada pela NBR 6122/2010 como:

“estaca de concreto moldada in loco, mediante a introdução, por rotação, de um trado helicoidal contínuo no terreno e injeção de concreto pela própria haste central do trado simultaneamente com a sua retirada, sendo que a armadura é introduzida após a concretagem da estaca”.

Segundo Hachich *et. al.* (1998) a Estaca Hélice Contínua Monitorada foi desenvolvida nos Estados Unidos da América e amplamente utilizada na Europa e Japão durante a década de 80 e trazida ao Brasil no final desta, sendo largamente difundido no país durante a década de 90.

Segundo Berberian (2017) a concretagem das Estacas Hélice Contínua ocorre sob pressão e é realizada conjuntamente com a retirada do trado, o que impede a entrada de água na perfuração executada e não permite o desconfinamento do solo ao longo do fuste.

Além desse grande diferencial, a estaca Hélice Contínua Monitorada apresenta diversas vantagens, apresentadas por Hachich *et. al.* (1998) sendo elas: Elevada produtividade com apenas 1 equipamento, adaptabilidade na maioria dos terrenos, exceto quando na presença de matacões e rochas, o seu processo executivo não produz vibrações e nem causa descompressão do terreno, a perfuração com a hélice não necessita do uso do fluido estabilizador lama betonítica.

Berberian (2015) aponta que, a estaca hélice contínua apresenta garantia da qualidade do fuste, “mesmo para perfurações submersas, desde que se controle adequadamente a velocidade do trado e pressões sempre positivas na concretagem”. Esta característica de exequibilidade mesmo abaixo do nível d’água torna este tipo de estaca ainda mais vantajosa, devido ao elevado nível d’água em grande parte do Brasil.

Cintra e Aoki (2010, p. 48) apresentam valores limites de NSPT para a parada das estacas, sendo o tolerado para a Hélice Contínua valores de NSPT entre 20 e 45. Esses valores limites explicam a sua elevada adaptabilidade à maioria dos terrenos.

Outra vantagem da Estaca Hélice Contínua Monitorada é a sua elevada carga de catálogo se comparada com outros tipos de estacas escavadas. A tabela 2.1 apresenta a carga de catálogo de acordo com o diâmetro para estacas hélice contínua.

Tabela 2.1 - Carga de Catálogo de estacas Hélice Contínua Monitorada.

Φ (cm)	Carga de catálogo (kN)
27,5	350
30	450
35	600
40	800
42,5	900
50	1250
60	1800
70	2450
80	3200
90	4000
100	5000

Fonte: Cintra e Aoki (2010).

A carga de catálogo, segundo Cintra e Aoki (2010) é uma verificação de estado limite último, que leva em conta apenas as características da estaca como elemento estrutural, desconsiderando os aspectos geotécnicos. “Se considerarmos uma espécie de tensão admissível do material da estaca (σ_e), a sua multiplicação pela seção transversal do fuste resulta uma carga admissível da estaca (P_e)”. Segundo Antunes e Tarozzo (1998) *apud* Cintra e Aoki (2010), σ_e para as estacas hélice contínua é igual a 6 MPa. Para Alonso (1997), as estacas submetidas à compressão geralmente trabalham com uma tensão na seção transversal total do fuste entre 5 e 6 MPa.

Em questões de projeto e execução de Estacas Hélice Contínua Monitorada, Alonso (1997) recomenda que apenas se inicie uma estaca quando todas as outras, num raio de até 5 vezes o seu diâmetro, já tenham sido executadas a pelo menos 24 horas. Na NBR 6122/2010 é previsto que não se devem executar estacas com espaçamento inferior a 5 vezes o diâmetro, referente à estaca de maior diâmetro em intervalo inferior a 12h.

Alonso (2001) recomenda que a distância entre o eixo de estacas adjacentes seja de pelo menos 2,5 vezes o diâmetro para estacas pré-moldadas e de 3 vezes o diâmetro para estacas moldadas *in loco*.

2.3.3. PROCESSO EXECUTIVO

Para a perfuração da Hélice Contínua, de acordo com as características das estacas a serem executadas (diâmetro e profundidade), a NBR 6122/2010 prevê o uso de equipamentos com características mínimas de torque para a mesa rotativa e de arranque para o guincho do equipamento a ser utilizado na execução das estacas. A tabela 2.2 descreve as características mínimas dos equipamentos de acordo com as situações previstas na norma.

Tabela 2.2 - Características mínimas de mesa rotativa e guincho de equipamentos para estacas hélice contínua.

TORQUE (kN.m)	ARRANQUE (kN)	DIMENSÕES DAS ESTACAS
<80	400	Φ até 50 cm com comprimento até 17,0 m
80 a 150	400	Φ até 80 cm com comprimentos até 27,0 m
≥ 160	700	Φ até 120 cm com comprimentos até 30,0 m

Fonte: NBR 6122/2010.

Seguindo as orientações da NBR 6122/2010 Anexo F, a metodologia executiva desse tipo de estaca é dividida em: Perfuração, concretagem e posicionamento da armadura.

Para a perfuração, o trado helicoidal deve ser posicionado e alinhado no ponto locado para a execução da estaca. A hélice deve perfurar o terreno até a cota determinada em projeto. Hachich el. al. (1998) destaca que a hélice espiral se desenvolve em torno de um tubo central, que é por onde o concreto é injetado. “A entrada de solo no tubo central durante a perfuração é impedida por uma tampa de proteção, geralmente recuperável, que é expulsa pelo concreto no início da concretagem”. Hachich el. al. (1998) ainda complementa que a hélice possui dentes em sua extremidade inferior “que possibilitam a sua penetração no terreno”.

Figura 2.4 - Execução de Estaca Hélice Contínua Monitorada.



Fonte: Rambo, L. H. Notas de Aula de Fundações II (2018).

2.3.4. CONCRETAGEM

Na concretagem, o concreto é bombeado pelo tubo central da hélice. O concreto expulsa a tampa acoplada ao tubo central e inicia-se a concretagem do fuste. Simultaneamente à concretagem, o trado é retirado lentamente, de forma a este sempre estar em contato com o concreto, aplicando uma pressão sob este, pretendendo impedir o alívio do terreno. A NBR 6122/2010 alerta que a pressão do concreto deve ser sempre positiva para garantir a integridade do fuste.

O concreto utilizado na concretagem de estacas Hélice Contínua deve possuir elevada fluidez, para garantir o seu bombeamento pelo tubo central do trado e para possibilitar a inserção da armadura. Hachich, et. al. (1998) indica valores de abatimento da ordem de 200 mm a 240 mm para o concreto.

Segundo Berberian (2017), a Hélice é retirada do terreno sem girar, mas para o caso de terrenos arenosos, Hachich et. al. (1998) “girando-se lentamente no mesmo sentido da perfuração”. A NBR 6122/2010 reafirma esta prática de retirada do trado.

Simultaneamente à retirada do trado, ocorre a retirada do solo acumulado no trado helicoidal. A limpeza pode ser feita de forma manual ou por limpador de acionamento hidráulico, segundo Hachich et. al. (1998).

A concretagem da estaca hélice contínua é finalizada após a injeção de concreto sob pressão em todo o seu fuste e limpeza das lâminas do trado.

Após a concretagem, ocorre a colocação das armaduras. A NBR 6122/2010 determina que imediatamente após a concretagem as armaduras devem ser colocadas. Estas devem ser

em forma de gaiola, com estribos helicoidais e sua descida facilitada com o uso de peso ou vibração. Berberian (2015) recomenda a utilização de espaçadores fixos de aço em relação aos tradicionais roletes, para garantir o recobrimento mínimo exigido no projeto.

Figura 2.5 - Içamento de Armadura de Estaca Hélice Contínua.



Fonte: Rambo, L. H. Notas de Aula de Fundações II (2018).

2.3.5. MONITORAMENTO DE EXECUÇÃO

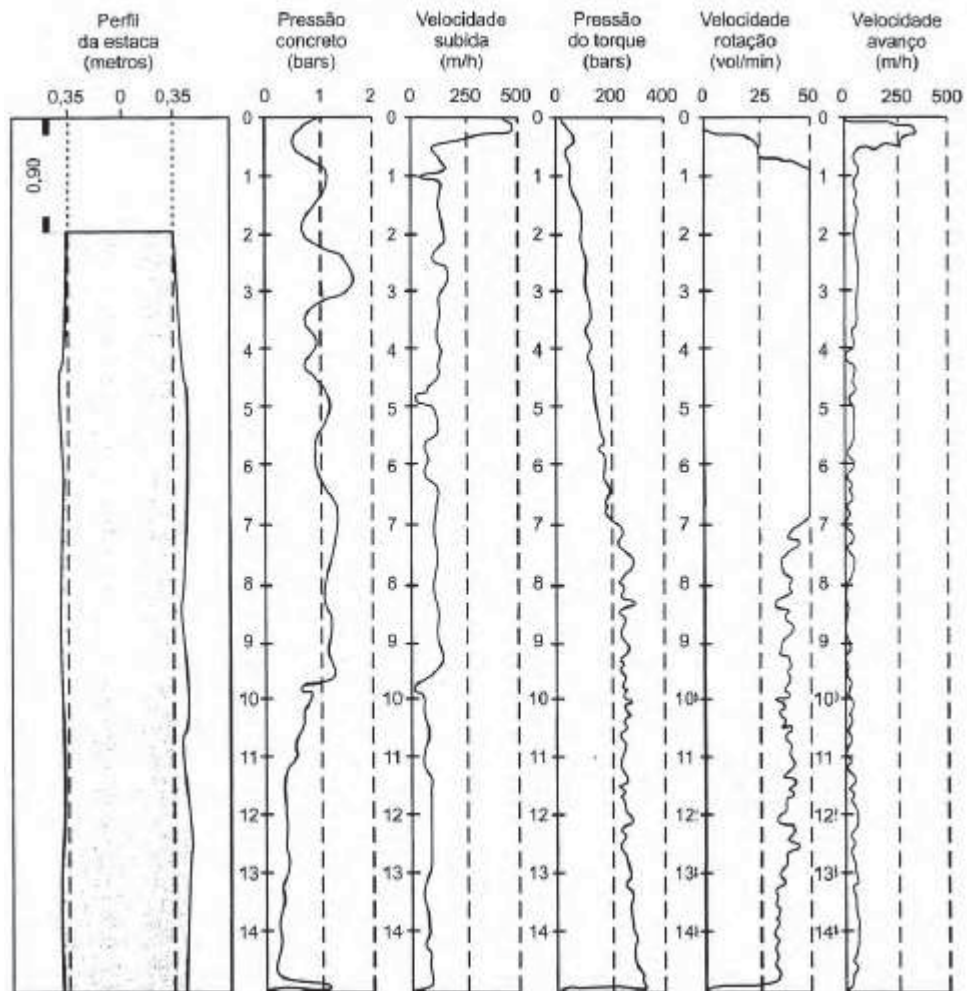
O monitoramento do controle e execução de Estacas Hélice Contínua Monitorada segundo Hachich et al. (1998) é realizado principalmente pelo equipamento denominado Taracord CE, por ser o equipamento mais difundido no país e no mundo. O Taracord CE é constituído por um computador e sensores instalados na máquina. O monitoramento da execução, segundo Velloso e Lopes (2010) produzem as seguintes informações:

- 1) Comprimento da Estaca;
- 2) Velocidade de rotação;
- 3) Inclinação da torre;
- 4) Torque;
- 5) Velocidade de penetração do trado;
- 6) Pressão no bombeamento do concreto;
- 7) Velocidade de extração do trado;

- 8) Volume de concreto (este é apresentado como um perfil provável da estaca);
- 9) Sobre consumo de concreto (este sendo a relação percentual entre o volume consumido durante a execução in loco e o calculado com base no diâmetro da estaca).

Os resultados obtidos através da coleta de dados in loco são apresentados de acordo com a imagem a seguir. Através dessas informações é possível avaliar a estaca executada e concluir se esta respeita as indicações contidas no projeto.

Figura 2.6 - Folha de Controle de execução do monitoramento de Hélice Contínua Monitorada.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Figura 2.7 - Monitoramento da Execução de Hélice Contínua com Taracord.



Fonte: Rambo, L. H. Notas de Aula de Fundações II (2018).

2.4. CAPACIDADE DE CARGA EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Segundo Cintra e Aoki (2010), a capacidade de carga de fundações profundas “corresponde à máxima resistência que o sistema pode oferecer ou do valor representativo da condição de ruptura do sistema, em termos geotécnicos”. A capacidade de carga possui outras denominações, como carga de ruptura, carga última, capacidade de suporte, etc.

A capacidade de carga é o valor obtido através de diversas metodologias de cálculos formulados por diversos autores renomados na área de geotecnia e fundações, através de métodos racionais e semiempíricos.

Cintra e Aoki (2010) ainda explicam que, apesar do termo “ruptura”, este não caracteriza uma quebra ou colapso. O termo está relacionado com a ocorrência de elevados valores de recalques, que provocam a constante inserção da estaca ao maciço de solo, sendo esta interrompida apenas se houver uma diminuição da carga aplicada sobre a estaca. Nesta situação, considera-se que o maciço de solo é a parcela menos resistente do sistema solo-fundação, logo, a capacidade de carga é calculada em função da resistência do solo. Entretanto, em determinadas situações, a capacidade de carga do solo seja superior à resistência a compressão da estaca, nesses casos deve-se prevalecer a carga de compressão máxima para a estaca, conforme prescreve Cintra e Aoki (2010).

Berberian (2015) afirma que a experiência em fundações por estaca não deve permitir: que haja ruptura do solo de apoio e nem do material de fundação; os recalques diferenciais devem estar dentro de valores seguros para a estrutura.

A prática da engenharia de fundações amadureceu bastante ao longo do tempo. Uma das formas de constatar essa afirmação é uma breve recapitulação dos métodos utilizados para a determinação da capacidade das fundações profundas. “No princípio (...) As soluções e métodos construtivos eram empíricos e apoiados unicamente na experiência acumulada ao longo de várias obras já realizadas” Berberian (2015).

A NBR 6122/2010, determina que a capacidade de carga de fundações profundas seja determinada através de um desses procedimentos: Prova de carga, Métodos Estáticos, A partir do estado limite de Serviço, Métodos dinâmicos, Formulas dinâmicas e Ensaio de carregamento dinâmico. Berberian (2015) cita os seguintes procedimentos para a concepção da carga de ruptura em estacas: Métodos empíricos, Métodos estáticos (racionais, paramétricos e semiempíricos), Métodos dinâmicos (formulas dinâmicas, equação da onda) e Provas de carga.

A seguir serão descritas as metodologias para o cálculo da capacidade de carga de acordo com as formulações realizadas por autores na literatura técnica.

2.4.1. MÉTODOS ESTÁTICOS

A NBR 6122/2010, permite a utilização de métodos estáticos para a determinação da carga de ruptura de fundações profundas.

Velloso e Lopes (2011) afirmam que nos métodos estáticos, a capacidade de carga é determinada através de formulações que estudam a estaca mobilizando toda a resistência ao cisalhamento estático do solo. Berberian (2015) classifica os métodos estáticos como sendo aqueles que utilizam teorias clássicas da mecânica dos solos e parâmetros geotécnicos de resistência obtidos através de ensaios de laboratórios ou *in situ*.

Para melhor compreender a capacidade de carga, esta deve ser entendida como sendo uma somatória entre as parcelas de atrito lateral entre estaca-solo e da resistência de ponta da estaca, da seguinte maneira: Cintra e Aoki (2010) explicam que é possível constatar o desenvolvimento de tensões resistentes ao longo do fuste e na ponta da estaca. Dessa forma, a capacidade de carga de uma estaca pode ser dividida em duas parcelas: a resistência por atrito lateral e a resistência de ponta.

$$\text{Logo, } R = R_L + R_p \quad (2.1)$$

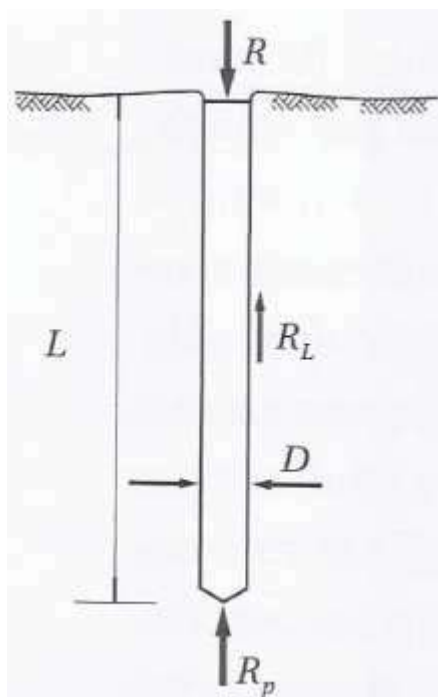
Onde:

R é a capacidade de carga total da estaca,

R_L é a resistência por atrito lateral,

R_p é a resistência de ponta da estaca.

Figura 2.8 – Parcela de resistência de estacas.



Fonte: Cintra e Aoki (2010).

A literatura técnica divide os métodos estáticos em racionais e semiempíricos. A seguir serão apresentados os métodos semiempíricos, que embasam os cálculos de capacidade de carga realizados neste trabalho.

2.4.2. MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

“A Engenharia de fundações correntes no Brasil pode ser descrita como a Geotecnia do SPT”, Milititsky (1986).

De acordo com Berberian (2015), os métodos semiempíricos são formas de obter a capacidade de carga diretamente relacionadas com ensaios do cone Holandês (CPT) e com SPT, aferidos através de retroanálise de provas de carga.

Amann (2010) afirma que os métodos semiempíricos são complementos de formulas teóricas (obtida com as teorias de mecânica dos solos) para o estabelecimento das tensões limites de atrito lateral e de ponta. Tais resultados são produtos de análise e correlações dos valores obtidos nos ensaios *in situ*.

Sendo assim, os métodos semiempíricos são um produto de correlações de ensaios realizados *in situ* (provas de carga) com os ensaios mais comuns, como SPT e CPT, de forma de adaptar o uso de ensaios mais caros e complexos com ensaios mais simples e baratos.

Cintra e Aoki (2010) aponta que, observações experimentais mostram que a condição de total mobilização do atrito lateral ocorre para valores geralmente entre 5 mm e 10 mm, independentemente do tipo e diâmetro da estaca. A máxima mobilização para a resistência de ponta ocorre com maiores valores de recalques, entre 10% do diâmetro da base para estacas cravadas e de até 30% do diâmetro para estacas escavadas.

Cintra e Aoki (2010) explicam que, na realidade física, a resistência de ponta é mobilizada desde o início do carregamento, entretanto, quando ocorre a máxima mobilização do atrito lateral, a solicitação da resistência de ponta é considerada baixa, sendo então, plausível a simplificação de que a resistência de ponta é mobilizada apenas quando toda a resistência por atrito lateral é mobilizada.

Milititsky e Schnaid (1996) relatam que correlações obtidas de forma empírica, para situações particulares e mesmo com limitações previstas pelos autores, resultam em extrapolações indevidas.

A NBR 6122/2010 adverte que devem ser observados os limites de uso dos métodos semiempíricos, as dispersões de dados e limitações regionais.

A seguir, serão apresentados os métodos semiempíricos aplicados no estudo de caso deste trabalho. Todos os métodos são baseados em correlações obtidas com sondagens SPT.

2.4.3. MÉTODO AOKI-VELLOSO (1975)

O método desenvolvido por Aoki e Velloso (1975) foi inicialmente desenvolvido para correlações com ensaio de penetração estática (CPT), através dos valores medidos para a resistência na ponta do cone e do atrito lateral da luva.

A capacidade de carga de uma estaca por esse método é dada por:

$$R = RL + Rp \quad (2.1)$$

Desenvolvendo a equação 2.1:

$$R = U \sum (r_l \Delta l) + r_p A_p \quad (2.2)$$

Onde:

r_l e r_p = incógnitas geotécnicas;

Δl = Espessura da camada de solo em estudo;

A_p = Área da ponta da estaca;

U = Perímetro do fuste (circunferência).

O perímetro do fuste (U) pode ser calculado de acordo com a equação (2.3) para estacas de seção circular ou com a equação (2.4) para estacas com seção retangular.

$$U = \pi D \quad (2.3)$$

Onde:

D = Diâmetro da estaca.

$$U = 4 D \quad (2.4)$$

As duas incógnitas geotécnicas apresentadas (r_l e r_p) eram inicialmente obtidas do ensaio do CPT, como já dito anteriormente. Entretanto, segundo Cintra e Aoki (2010) o CPT não é tão empregado no Brasil quanto o SPT. Logo, surgiu a necessidade de realizar correlações para o valor da resistência de ponta medido pela penetração do cone com o índice de resistência à penetração N_{spt} , da seguinte forma:

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (2.5)$$

e

$$r_l = \frac{f_s}{F_2} \quad (2.6)$$

Onde:

q_c = resistência de ponta do cone;

f_s = atrito lateral unitário;

F1 e F2 = são fatores que levam em consideração a diferença do comportamento presumido entre a estaca e o cone, assim como o tipo de estaca a ser executado.

Através de correlações, qc então passa a ser expresso por:

$$qc = K Nspt \quad (2.7)$$

Em que:

K = coeficiente que depende do tipo de solo;

Nspt= Número de SPT, correspondente à soma dos golpes nos últimos 30 cm do amostrador-padrão.

Para a determinação do atrito lateral do cone em função do Nspt, recorre-se a utilização da razão de atrito (α), expressa por:

$$fs = \alpha qc = \alpha K Nspt \quad (2.8)$$

Sendo assim, as equações (2.5) e (2.6) podem ser reescritas da seguinte maneira:

$$rp = \frac{K Np}{F1} \quad (2.9)$$

$$rp = \frac{\alpha K NL}{F2} \quad (2.10)$$

Onde Np e NL são o índice de resistência a penetração Nspt obtido para o solo de apoio da base da fundação e a média dos índices de resistência à penetração ao longo de uma camada de solo de espessura ΔL , respectivamente.

Cintra e Aoki (2010) explicam que os valores de F1 e F2 foram obtidos através do resultado de 63 provas de cargas realizados em vários estados do Brasil. Nas provas de carga as quais foram constatada a ruptura, os autores do método utilizaram o método de Van der Veen (1953) para determinar a capacidade de carga nas estacas.

O valor de F2 deveria ser igual ao de F1, entretanto, os autores afirmam haver outra correção de leitura. Sendo assim, propõem que $F1 \leq F2 \leq 2 F1$, sendo esta a pior situação, visto que o F1 (uma correção de leitura inerente ao ensaio do Cone Mecânico, com a luva de Begemann) age como um coeficiente de redução da resistência de ponta determinada por esse

ensaio. Tal fato ocorre, pois, a geometria da luva leva à leitura de resultados capazes de dobrar o valor em função do atrito lateral (Cintra e Aoki, 2010).

No caso do cone elétrico e piezocone, a leitura das resistências lateral e de ponta é feita de forma a não considerar esse erro da geometria da luva de Begemann, inerente ao ensaio com o cone mecânico. Cintra e Aoki (2010) então enfatizam que ao utilizar o método de Aoki-Velloso com os dados obtidos em cone elétrico ou piezocone, deve-se considerar $F1 = F2$.

Para estacas Hélice Contínua, Velloso e Lopes (2002) recomendam os seguintes valores: $F1 = 2$ e $F2 = 4$. A seguir, é apresentada a tabela para fatores de correção $F1$ e $F2$ de acordo com o tipo de estaca.

Tabela 2.3 - Fatores de Correção $F1$ e $F2$

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,5	2 F1
Metálica	1,75	2 F1
Pré-Moldada	$1 + D/0,80$	2 F1
Escavada	3,0	2 F1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,0	2 F1

Fonte: Aoki e Velloso (1975); Velloso e Lopes (2002).

Para os parâmetros de K e α , os autores trazem valores de acordo com o tipo de solo e com provas de carga estáticas. É importante ressaltar que o método Aoki-Velloso (1975), por ter alguns de seus parâmetros originais obtidos através de provas de cargas de vários locais, é bastante generalista nesses parâmetros. Entretanto, diversos autores, através de provas de carga realizadas em regiões específicas, determinam novos valores para K e α . A seguir, são apresentados os valores de K e α para o método original de Aoki e Velloso (1975), de acordo com o tipo de solo.

Tabela 2.4 - Valores dos Coeficientes K e α

Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia Siltosa	0,80	2,0
Areia Siltoargilosa	0,70	2,4

Areia Argilosa	0,60	3,0
Areia Argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte Arenoso	0,55	2,2
Silte Arenoargiloso	0,45	2,8
Silte Argiloso	0,23	3,4
Silte Argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila Arenosa	0,35	2,4
Argila Arenossiltosa	0,30	2,8
Argila Siltosa	0,22	4,0
Argila Siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975).

2.4.4. MÉTODO DÉCOURT – QUARESMA (1978, 1996)

O método proposto por Luciano Décourt e Arthur Quaresma parte da mesma formulação para a capacidade de carga da equação (2.1). Este método é totalmente baseado nos dados do ensaio SPT.

As parcelas de resistência por atrito lateral e de resistência de ponta podem ser escritas da seguinte maneira:

$$R = \alpha C N_p A_p + \beta 10 \left(\frac{NL}{3} + 1 \right) U L \quad (2.11)$$

Em que:

R = Carga de ruptura da estaca;

α = Coeficiente;

C = Coeficiente característico do solo;

N_p = Valor do índice de resistência à penetração obtido através de uma média entre o N_{spt} na ponta da estaca, o de 1 metro acima e o de um metro abaixo da ponta;

A_p = Área da base da estaca;

β = Coeficiente;

NL = Média dos valores de N_{spt} ao longo do fuste;

U = Circunferência da estaca;

L = Comprimento da estaca.

O valor de NL quando menor que 3, deve ser mantido 3 e os maiores de 50, mantidos igual a 50. No método original de 1978, não haviam os fatores α e β , estes foram introduzidos por Décourt em 1996 são específicos para estacas dos tipos: Hélice Contínua, Raiz, Escavada com Lama Betonítica, Injetadas Sob Altas Pressões e Escavadas em geral. O método original para estacas Pré-Moldadas, Franki e Metálicas, que considera $\alpha = \beta = 1$ ainda permanece válido (Cintra e Aoki, 2010).

O coeficiente C característico do solo foi obtido através de 41 provas de carga estática em estacas de concreto armado. Nas provas de carga que não atingiram a ruptura, foi utilizado como forma de determinar a carga de ruptura a carga que corresponde aos recalques de 10% do diâmetro da estaca (Cintra e Aoki, 2010).

A seguir são apresentados os fatores α , β e C de acordo o tipo de solo e estaca.

Tabela 2.5 - Coeficiente α

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (Betonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada Sob Altas Pressões
Argilas	0,85	0,85	0,3	0,85	1,0
Solos Intermediários	0,6	0,6	0,3	0,6	1,0
Areias	0,5	0,5	0,3	0,5	1,0

Fonte: Décourt (1996).

Tabela 2.4 - Coeficiente β

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (Betonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada Sob Altas Pressões
Argilas	0,8	0,9	1,0	1,5	3,0
Solos Intermediários	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Areias	0,5	0,6	1,0	1,5	3,0

Fonte: Décourt (1996).

Tabela 2.6 - Coeficiente C característico do solo

Tipo de Solo	C (KPa)
Argila	120
Silte Argiloso	200

Silte Arenoso	250
Areia	400

Fonte: Décourt e Quaresma (1978) *apud* Cintra e Aoki (2010).

2.4.5. MÉTODO TEIXEIRA (1996)

Partindo também da mesma formulação (2.1), Teixeira apresenta uma equação que apresenta um formato parecido com a do método Décourt-Quaresma. Nela, há os parâmetros α e β , em que este, relativo à resistência por atrito lateral depende apenas do tipo de estaca e aquele, depende do tipo de estaca e solo.

O método de Teixeira também é totalmente calcado nos resultados do índice de resistência à penetração N_{spt} .

A formulação de Teixeira consiste em:

$$R = \alpha N_p A_p + \beta NL U L \quad (2.12)$$

Sendo:

R = Capacidade de carga;

α = Parâmetro adotado em função do tipo de solo e de estaca;

N_p = valor médio do índice de resistência à penetração N_{spt} de valores compreendidos no intervalo entre 4 diâmetros da estaca acima da base e um diâmetro abaixo desta;

A_p = Área da base da estaca;

β = Parâmetro definido de acordo com o tipo de estaca;

NL = Média dos valores do índice de resistência à penetração ao longo do fuste da estaca;

U = Circunferência (perímetro) da estaca;

L = Comprimento da estaca.

Segundo o autor, o método não se aplica para estacas pré-moldadas de concreto flutuantes em espessas camadas de argila mole, com N_{spt} inferior a 3 (Cintra e Aoki, 2010).

A seguir, são apresentados os valores dos parâmetros α e β .

Tabela 2.7 - Parâmetro α em função do tipo de solo e de estaca

Solo ($4 < N_{spt} < 40$)	Tipo de estaca – α (kPa)			
	Pré-moldada e perfil metálico	Franki	Escavada à céu aberto	Raiz
Argila Siltosa	110	100	100	100
Silte Argiloso	160	120	110	110
Argila Arenosa	210	160	130	140
Silte Arenoso	260	210	160	160
Areia Argilosa	300	240	200	190
Areia Siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	440	380	310	290

Fonte: Teixeira (1996).

Tabela 2.8 - Parâmetro β em função do tipo de estaca

Tipo de Estaca	β (kPa)
Pré-moldada e Perfil Metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

Fonte: Teixeira (1996).

2.4.6. MÉTODO ANTUNES E CABRAL (1996)

Este método foi desenvolvido exclusivamente para estacas Hélice Contínua, através de dados do ensaio SPT e de 9 provas de cargas. Através desses dados, foi possível definir a seguinte formulação:

$$Q_{ult} = U \sum(N \beta_1) \Delta L + A_b \beta_2 N_p \quad (2.13)$$

Em que:

Q_{ult} = Carga de ruptura da estaca;

U = Circunferência (perímetro) do fuste da estaca;

N = Índice de resistência à penetração no fuste;

β_1 = Coeficiente de atrito lateral, dado em função do tipo de solo;

A_b = Área da base da estaca;

β_2 = Coeficiente de resistência da ponta da estaca, em função do tipo de solo;

N_p = Índice de resistência à penetração N_{spt} no nível da base da estaca.

Os autores do método impõem o seguinte limite para a parcela do cálculo da resistência de ponta: $\beta_2 \cdot N_p \leq 40 \text{ kgf/m}^2$. Dessa forma, se o produto entre essas duas variáveis for maior que o limite imposto, adota-se 40 kgf/m^2 .

Tabela 2.9 - Fatores β_1 e β_2

Solo	β_1 (%)	β_2
Areia	4 – 5	2 – 2,5
Silte	2,5 – 3,5	1 – 2
Argila	2 – 3,5	1 – 1,5

Fonte: Antunes e Cabral (1996).

2.4.7. MÉTODO ALONSO (1996)

A método de Alonso foi formulado através de sondagens do tipo SPT-T (Sondagem à percussão com medida de torque a cada metro de ensaio), sendo proposta para a Bacia Sedimentar de São Paulo, Formação Guabirotuba e para solos da cidade de Serra-ES.

Alonso (1996) correlaciona os valores de $T_{\text{máx}}$ e $T_{\text{mín}}$ para determinação do atrito lateral e carga de ponta de estacas, com a carga última sendo a somatória dessas duas frações. A resistência por atrito lateral é determinada através da expressão:

$$Pl = \sum(U \cdot \Delta l \cdot rl) \quad (2.14)$$

Onde:

U = Perímetro da seção transversal do fuste;

Δl = Comprimento onde se considera o mesmo atrito lateral unitário;

$rl = \alpha \cdot fs$ (Adesão média ao longo do fuste);

α = Coeficiente de correção de fs ;

fs = Adesão calculada em função do torque máximo e da penetração do amostrador-padrão (normalmente a penetração é igual a 45 cm).

Tabela 2.10 - Valores de α e limites de r_l .

Região	Limite de r_l (kPa)	α
Bacia sedimentar de São Paulo	≤ 200	0,65
Formação Guabirota	≤ 80	0,65
Cidade de Serra-Es	≤ 200	0,76

Fonte: Neto (2002).

O valor do atrito lateral f_s é determinado através da seguinte expressão:

$$f_s = \frac{100.T_{\text{máx}}}{0,41.h(spt-t)-0,032} \quad (2.15)$$

Onde:

$T_{\text{máx}}$ = Torque máximo;

$h(spt-t)$ = penetração total do amostrador.

Para a carga de ponta, utiliza-se a equação:

$$P_p = A_p \cdot r_p \quad (2.16)$$

Onde:

A_p = Área da ponta da estaca;

$$r_p = \beta \cdot \frac{(T_{\text{min}1} + T_{\text{min}2})}{2}$$

$T_{\text{min}1}$ = Média aritmética dos valores de torque mínimo em kgf.m em um intervalo que vai da ponta até 8D de distância para cima da mesma;

$T_{\text{min}2}$ = Média aritmética dos valores de torque mínimo em kgf.m no trecho de 3D medido para baixo da ponta da estaca;

Para valores de torque mínimo acima de 40 kgf.m, deve-se limitá-los a este valor.

Tabela 2.11 - Valores de β em função do tipo de solo de cada região analisada.

Região	β Areia	β Silte	β Argila
Bacia Sedimentar São Paulo	200	150	100
Formação Guabirota	-	-	80
Cidade Serra-ES	260	195	130

Fonte: Neto (2002).

Para o caso de não dispor de ensaio SPT-T, pode-se utilizar de uma correlação entre o ensaio SPT e o SPT-T, da seguinte maneira: $T_{\text{máx}} = 1,2.N_{\text{spt}}$ e $T_{\text{mín}} = 1,0.N_{\text{spt}}$.

2.5. PROVAS DE CARGA ESTÁTICA

Berberian (1995) assegura que as provas de carga são a forma mais segura para determinar a carga admissível de uma fundação. Hachich et al. (1998) destaca que o ensaio de prova de carga estática é o que mais aproxima a fundação das condições a qual está será solicitada pela edificação, sendo então através delas que devem ser estabelecidas correlações para as previsões do comportamento da estaca mediante solicitação estática.

Os resultados dos principais métodos utilizados para a previsão da capacidade de carga de estacas pela pratica brasileira são muito divergentes entre si. Os métodos semiempíricos, como já apresentados, baseiam-se em ensaios como provas de carga estáticas e correlações com ensaios como CPT e SPT. Os métodos semiempíricos produzem diversos parâmetros que trazem consigo diversas incertezas, que podem ser inerentes ao modelo apresentado para descrição do fenômeno observado ou relacionadas a fenômenos naturais (Hachich et al., 2006).

Sendo assim, as provas de carga são uma alternativa às dispersões de resultados, domínios de validade de metodologias e limitações regionais dos métodos semiempíricos, como abrange a NBR 6122/2010.

No ensaio de prova de carga estática é aplicado um carregamento, normalmente de duas vezes a carga de trabalho, sob um elemento de fundação da obra executada ou em uma fundação executada no local, no mesmo terreno da obra. Essa fundação produz resultados que devem ser considerados representativos de toda a obra. A natureza do carregamento depende do que se pretende avaliar para as fundações, normalmente é um carregamento à compressão, mas também pode ser de tração, torção e cargas laterais (Berberian, 2015).

Apesar de ser a melhor forma de prever o comportamento de uma estaca mediante a solicitação real da edificação, a prova de carga possui um sistema de reação complexo, que agrega custos ao ensaio, motivo pelo qual razões da sua execução sejam questionados. Segundo a NBR 6122/2010, para obras acima de 100 estacas, é obrigatório a execução de provas de carga em pelo menos 1% do estaqueamento.

Berberian (2015) propõem que as provas de carga sejam executadas de acordo com a tabela a seguir.

Tabela 2.12 - Quantidade mínima 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 do qual serão obrigatórias provas de carga.
Pré-Moldada	7,0	100
Madeira	-	100
Aço	0,5 f_{yk}	100
Hélice e Hélice de deslocamento (monitoradas)	5,0	100
Estacas escavadas com ou sem fluido $\phi > 70$ cm	5,0	75
Raiz	15,5	75
Microestaca	15,5	75
Trado segmentado	5,0	50
Franki	7,0	100
Escavadas sem fluido $\phi < 70$ cm	4,0	100
Strauss	4,0	100

Fonte: NBR 6122/2010.

As provas de carga podem ser executadas em elementos específicos, onde há dúvidas sobre o comportamento estrutural / geotécnico, ou para verificar se os elementos de fundação obedecem às premissas de projeto (resistem as cargas de trabalho determinadas em projeto com fator de segurança adequado e produzem valores de recalques aceitáveis para a superestrutura). Para elementos específicos, o resultado desfavorável de uma prova de carga não deve ser estendido para obra inteira, todavia, normalmente são solicitadas mais provas de cargas para se ter mais certeza quanto ao comportamento das demais estacas. (Hachich et al, 1998).

Velloso e Lopes (2010) propõem que as provas de carga também sejam utilizadas em casos de mais dificuldade de realizar previsões do comportamento do elemento, normalmente em função da dispersão de resultados de métodos de toda natureza e especificidades relativas a um solo regional.

No Brasil, o ensaio de Prova de Carga Estática é normatizado pela NBR 12131/2006.

2.5.1. METODOLOGIA DE EXECUÇÃO DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICA – SLOW MAINTAINED LOAD

Existem diversas metodologias para a execução de uma prova de carga. Para o entendimento deste trabalho, faz-se necessário entender apenas sobre a metodologia Slow Maintained Load (SML).

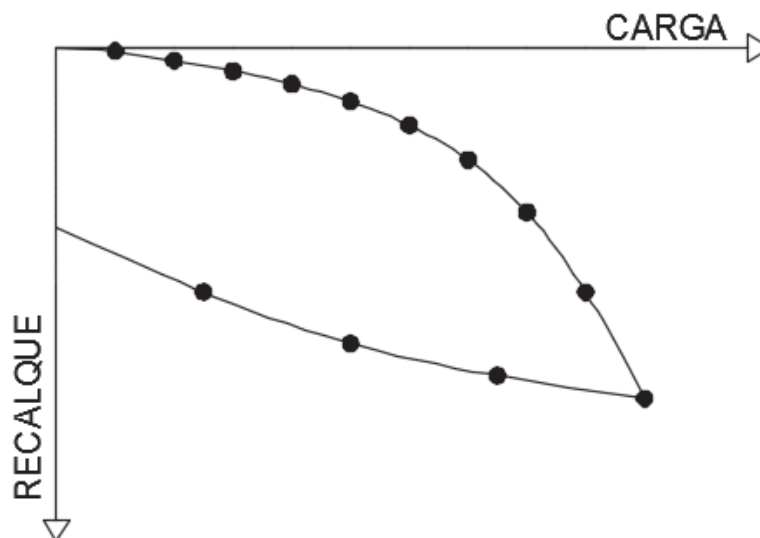
Velloso e Lopes (2010) afirma que este tipo de ensaio se aproxima mais do carregamento que a estaca terá, para os casos de obras mais comuns como edifícios, silos, tanques, pontes, etc.

Nesta metodologia, o carregamento é aplicado de forma lenta e gradual, através de estágios de carregamento. Em cada estágio de carregamento, aplica-se uma carga de 10% à 20% da carga de trabalho. Após alcançar a carga prevista para um determinado estágio, são realizadas leituras dos valores de recalques em 0, 2, 4, 8, 15, e 30 minutos e após isso, a cada 30 minutos até que haja uma estabilização dos valores de recalques. Após alcançada a estabilização, procede-se ao próximo estágio de carregamento.

A NBR 12131/2006 considera, para todos os efeitos, o recalque estabilizado quando o incremento do recalque lido entre dois tempos sucessivos (ex.: 15 min e 30 min), não ultrapasse 5% do recalque total observado para aquele estágio, com tempo mínimo de ensaio em um estágio de pelo menos 30 minutos.

Após alcançada a carga máxima determinada para o ensaio, o carregamento é mantido por pelo menos 12 horas entre a estabilização dos recalques da última etapa e o início do descarregamento. Após finalizar a parte do ensaio relativo ao carregamento, ocorre o processo de descarregamento. Este processo deve ser feito em pelo menos 4 estágios, sendo também observados os deslocamentos, e mantendo os mesmos critérios de estabilização destes para os estágios de carregamento, segundo a NBR 12131/2006.

Figura 2.9 - Representação genérica de curva carga x recalques de uma típica prova de carga à compressão com a representação dos pontos dos estágios de carregamento.



Fonte: Elaborado pelo Autor (2019).

A principal ideia desta metodologia de prova de carga é a de permitir que os recalques se estabilizem como no ensaio de adensamento (Berberian, 2015).

Para Velloso e Lopes (2010), as principais deformações que a estaca sofre com o tempo durante os estágios de carregamento são devidas ao *creep* e não ao adensamento. Berberian (2015) afirma que vários estudos teóricos tem mostrado que a maior parcela do recalque de uma estaca ocorre como recalque imediato. Visto que não se tem garantias de que 12 horas (o tempo mínimo para manter a carga máxima durante o ensaio) seja tempo suficiente para que se complete o recalque por adensamento primário, observa-se então através do exposto que em uma prova de carga, muito provavelmente as principais deformações não serão devidas ao efeito do adensamento.

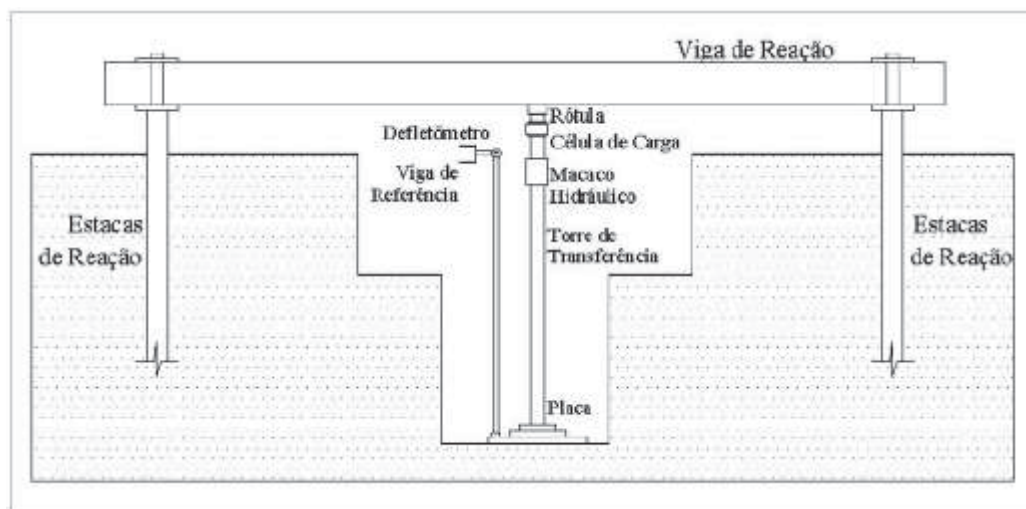
2.5.2. MONTAGEM E INSTRUMENTAÇÃO DA PROVA DE CARGA

Uma Prova de Carga Estática com carregamento do tipo compressão necessita de um sistema de reação que absorva as cargas aplicadas à estaca teste em sentido contrário, logo, em um ensaio de compressão, o sistema de reação irá trabalhar à tração. Velloso e Lopes (2010) mostram alguns tipos de sistemas de reação. Serão apresentados a seguir alguns dos principais sistemas utilizadas para o ensaio á compressão.

No sistema de reação com estacas, o carregamento é aplicado com um macaco hidráulico, que, através de vigas metálicas e um sistema de ancoragem, transfere a carga de

tração para as estacas. É inserido normalmente um tirante ao longo de toda as estacas de reação para que estes atuem na ligação entre estaca e viga de reação.

Figura 2.10 - Sistema de reação por estacas.



Fonte: Russi (2007).

No sistema de reação por cargueira, utiliza-se uma plataforma com peso, sendo para tanto utilizados sacos de areia, blocos de concreto, perfis metálicos, água, etc. Observa-se então que não se tinha um bom controle do carregamento aplicado, além de mobilizar muito mais esforço e tempo para o carregamento e descarregamento do ensaio. Este método atualmente encontra-se em desuso.

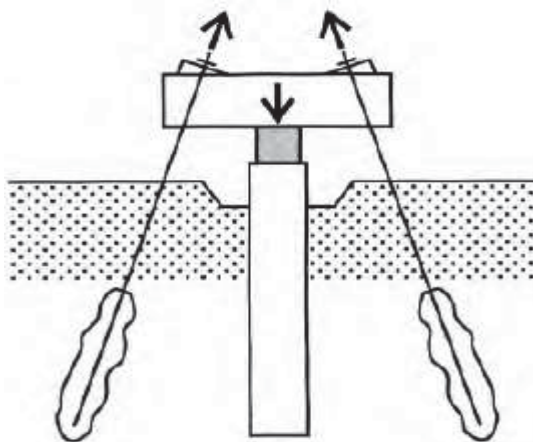
Figura 2.11 - Prova de carga em cargueira de chapas de aço.



Fonte: <<https://www.abms.com.br/wp-content/uploads/2014/04/ProvaCarga-UrbanoAlonso-18-06-2013.pdf>> (Acesso em 11/08/2019).

O sistema de reação por tirantes apresenta grande capacidade de carga para a tração, visto que são elementos projetados para trabalhar exclusivamente a esta solicitação. A ancoragem dos tirantes pode ser feita em solo ou rocha. Quando em rocha, apresentam excepcional capacidade de carga.

Figura 2.12 - Sistema de reação com tirantes.



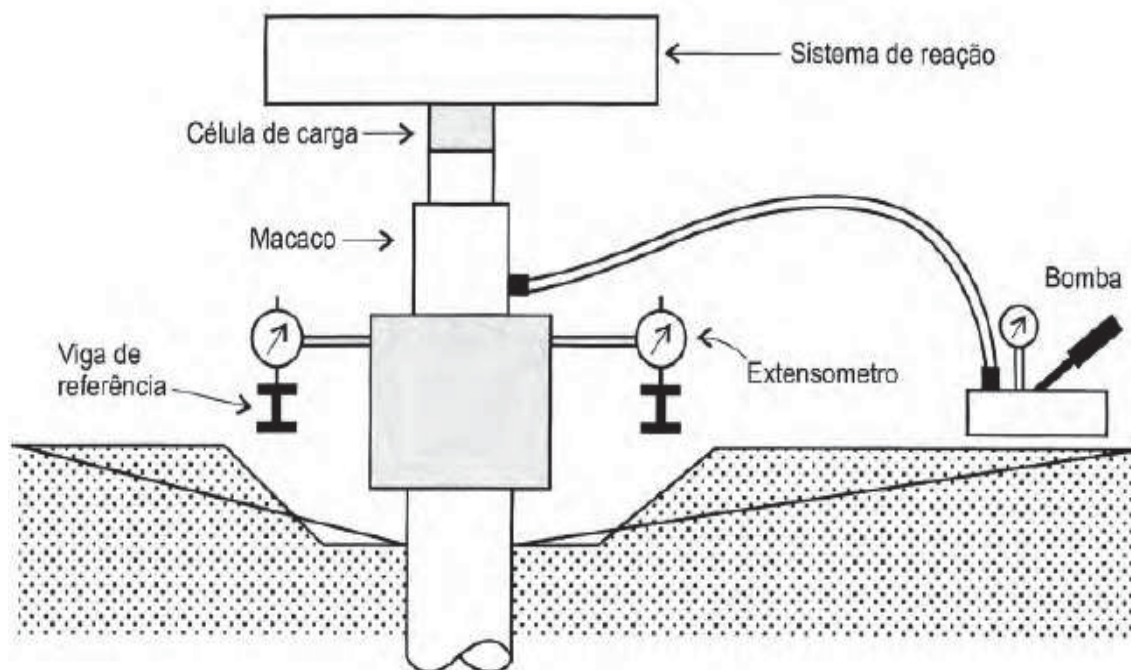
Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Para a medição das cargas, pode-se utilizar manômetros, células de carga, mesa de transferência de carga, célula pneumática de tensão total, etc. Para a medição dos recalques, utilizam-se: extensômetros mecânicos, extensômetros de barra, extensômetros elétricos, extensômetros de cordas vibrantes, etc.

A instrumentação mínima para ensaio de compressão constitui-se de quatro extensômetros com aproximação na casa de centésimos de milímetros, dispostos em cruz, utilizados para medir os recalques e verificar ocorrência de rotação do topo da estaca, decorrentes de mal alinhamento dos aparelhos do conjunto (macaco, sistema de reação, estaca). Recomenda-se a suspensão da prova de carga nesses casos para posterior alinhamento do conjunto. O macaco hidráulico e manômetro devem ser calibrados periodicamente por órgão devidamente credenciado (Velloso e Lopes, 2010).

Velloso e Lopes (2010) também recomenda o uso de uma célula de carga posicionada acima do conjunto, entre o macaco e o sistema de reação para eliminar dúvidas quanto a calibração do macaco, visto que mesmo um pequeno desalinhamento do conjunto aumenta o atrito no macaco hidráulico e levar a valores enganosos na leitura da carga aplicada à estaca.

Figura 2.13 - Esquema de um sistema de medição de cargas e deslocamentos em prova de carga de compressão.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

2.5.3. TIPOS DE RUPTURA EM PROVAS DE CARGA ESTÁTICA

Segundo Cruz *et. al.* (2016) existem três formas de classificar a ruptura de estacas através do resultado de provas de carga estáticas, são elas: Ruptura nítida, ruptura física e ruptura convencional.

Na ruptura nítida, a prova de carga atinge a ruptura do sistema solo-estaca (elemento de fundação), logo, o sistema esgota a sua capacidade de mobilizar resistência pois houve a ruptura do sistema solo-estaca.

Na Ruptura física a prova de carga não evidencia o rompimento do elemento de fundação, entretanto, é evidente que o gráfico possui tendência assintótica, necessitando realizar a extrapolação do gráfico para obter a capacidade de carga da estaca. Segundo Décourt (1996), a ruptura física em fundações por estaca ocorre quando a relação (Q/r) entre a carga aplicada (Q) à estaca e os recalques (r) provocado por esta é nula, ou seja, quando o recalque provocado por uma carga Q tende ao infinito.

A ruptura convencional se caracteriza por apresentar nos últimos estágios de carregamento curva carga x recalque com formato de segmento não linear, sem apresentar indícios de ruptura física ou nítida. Décourt (1998) define a ruptura convencional quando o recalque (deslocamento) do topo da estaca em relação ao nível inicial é de 30% do diâmetro para estacas escavadas em solo granular e de 10% do diâmetro para estacas escavadas em argila.

2.5.4. DETERMINAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA

Fica caracterizada a ruptura nítida da prova de carga quando esta apresenta recalques incessantes, segundo a NBR 12131/2006. Logo, a ruptura caracterizada por recalques incessantes, é compatível com a ruptura do maciço geotécnico. Segundo Berberian (2015), a carga de ruptura do solo e o momento em que ela ocorre é de difícil definição, pois esta não se caracteriza como uma ruptura física clara, além de não apresentar um pico de carga que possa definir a carga de ruptura.

Quando uma prova de carga não é levada à ruptura, utilizam-se métodos baseados em equações matemáticas que se ajustam ao trecho da curva carga recalque obtida até o fim do ensaio, em um processo conhecido como extrapolação (Velloso e Lopes, 2010).

Nienov (2006) *apud* Bessa *et. al.* (2016), sobre o Método da Rigidez proposto por Décourt (1996), aponta que a rigidez diminui com o aumento do carregamento, sendo o

ensaio levado até pequenos valores de rigidez, através de extrapolação será possível obter o ponto de rigidez nula, que por definição está associado à carga de ruptura física.

A NBR 6122/2010 para o caso de não ocorrer a ruptura nítida, estabelece critério de ruptura convencional.

Segundo França (2011) *apud* Bessa *et. al.* (2015), o método proposto por Davisson (1972) presume que a carga limite é descrita por uma equação a qual depende do diâmetro da estaca e que exceda a compressão elástica da estaca em 4 mm.

Vianna (2000) retrata uma série de limitações para a utilização do método de Van Der Veen (1953), algumas das quais: O método é aplicável somente se a carga máxima do ensaio atingiu dois terços da carga de ruptura (Vianna (2000) *apud* Décourt & Niyama (1994)), entretanto não há como apontar qual a proporção da carga de ruptura fora atingida no ensaio; No método a forma da curva carga x recalque é do tipo exponencial e a ruptura é física, logo nos casos onde a curva não possuir este formato ou quando o modo de ruptura não for física ou ainda quando a carga máxima não for suficiente para evidenciar o formato da curva, presume-se que o método não fornecerá resultados satisfatórios.

2.5.5. MÉTODO DA EXTRAPOLAÇÃO DE VAN DER VEEN (1953)

O método proposto por Van Der Veen (1953) constitui-se em uma função exponencial a qual forma uma assíntota vertical paralela ao eixo dos recalques. A equação possui a seguinte forma:

$$Q = Q_{ult} (1 - e^{-aw}) \quad (2.17)$$

Sendo:

Q = Conjunto de cargas no trecho conhecido da prova de carga;

Q_{rup} = Carga de ruptura desejada;

a = Coeficiente de forma da curva;

w = recalques do trecho conhecido da prova de carga.

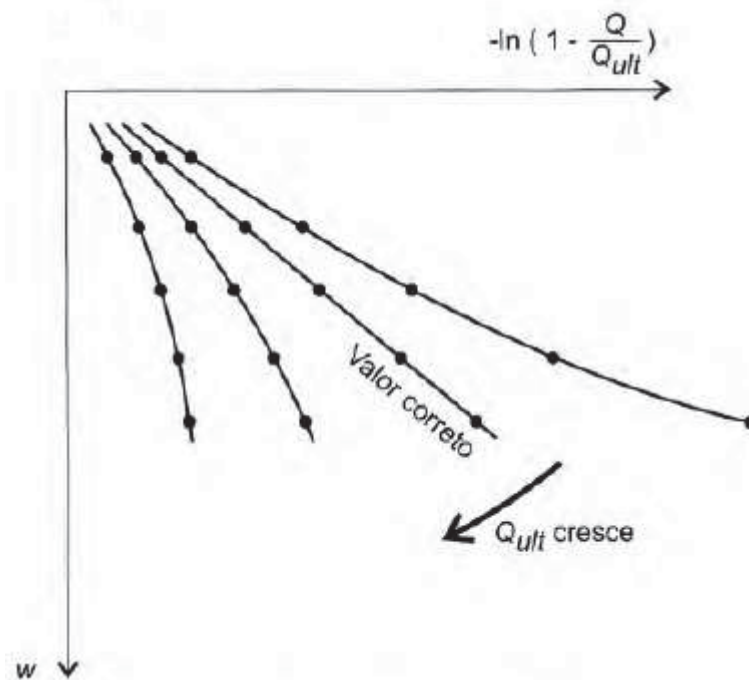
A equação (2.18) pode ser reescrita da seguinte maneira:

$$a = \ln \left(1 - \frac{Q}{Q_{rup}} \right) / w \quad (2.18)$$

Prossegue-se então da seguinte maneira: a equação 2.19 possui 2 incógnitas, logo, a sua solução requer que à uma variável seja atribuindo um valor qualquer. Será adotado um valor para Q_{rup}, desde que acima dos valores de carga aplicados na prova de carga. Em

seguida, será plotado um gráfico de ordenadas w e abcissas $-\ln(1 - Q/Q_{rup})$. Para os valores de Q_{rup} adotados de forma arbitrária, será considerado a carga de ruptura aquele que apresentar a curva mais próxima de uma reta. A seguir é apresentado um exemplo de gráfico $-\ln(1 - Q/Q_{rup})$ vs w .

Figura 2.14 - Exemplo de um gráfico $-\ln(1-Q/Q_{rup})$ x w .



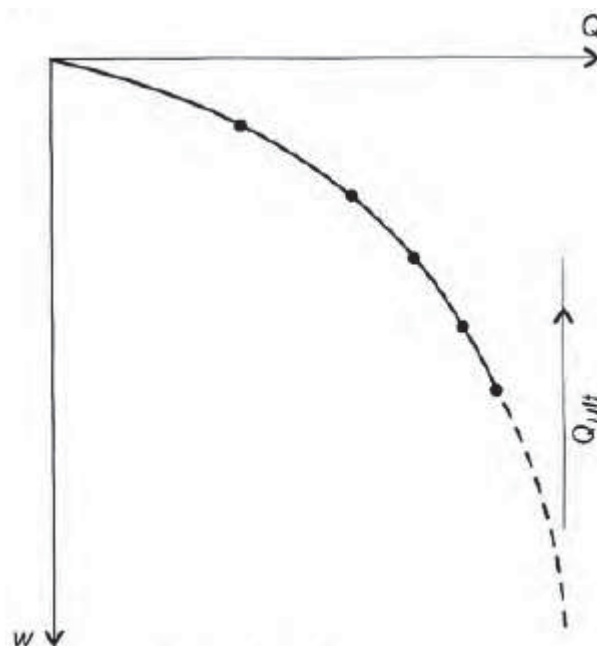
Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Após determinar a carga de ruptura, utiliza-se a equação 2.19 para determinar “a” e o valor de “b”, sendo este último o ponto onde a curva referente ao gráfico $-\ln(1 - Q/Q_{rup})$ vs w intercepta o eixo das abcissas. O valor de “b” está associado a Aoki (1976), que observou que a reta que corresponde à carga de ruptura da estaca não passa pela origem do gráfico (tal fato pode ser observado na figura acima). Logo, a formulação final corrigida é:

$$Q = Q_{ult} (1 - e^{-a w + b}) \quad (2.19)$$

A equação 2.20 plotada possui, de forma genérica, a seguinte forma:

Figura 2.15 - Extrapolação da curva carga recalque.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

2.5.6. MÉTODO DA NBR 6122/2010

Neste subitem, todas as referências são devidas a NBR 6122/2010 – Projeto e Execução de Fundações.

A NBR 6122/2010 preconiza que a carga de ruptura de uma estaca é definida quando ocorrer ruptura nítida do maciço, caracterizada por deformações crescentes do solo sem a aplicação de novos acréscimos de carga. Uma estaca pode não apresentar ruptura nítida, e isso ocorre em duas situações: Quando a capacidade de carga da estaca é superior à carga aplicada (um exemplo seria a limitação de reação, ou maior resistência do sistema estaca-solo do que a prevista anteriormente) e Quando a estaca é carregada até apresentar determinados valores de recalques que não são suficientes para caracterizar uma ruptura nítida.

Segundo Berberian (2015), nos casos em que a curva carga x recalque obtida na prova de carga apresentar consideráveis valores de recalque, sem, entretanto, apresentar uma tendência nítida para a carga de ruptura, a carga de ruptura pode ser convencionada de acordo com a metodologia proposta pela NBR 6122/2010.

Segundo Velloso e Lopes (2010), o critério da norma pode ser aplicado mesmo quando a curva carga x recalque do ensaio tender a uma assíntota (o que caracteriza ruptura), tal processo conduzirá a uma carga de ruptura menor.

Nas condições apresentadas, a carga de ruptura pode ser convencionada como aquela que corresponde ao recalque obtido pela seguinte formulação:

$$\Delta r = \frac{P \times L}{A \times E} + \frac{D}{30} \quad (2.20)$$

Onde:

Δr = Recalque obtido na ruptura convencional;

P = Carga de ruptura convencional;

L = Comprimento da estaca;

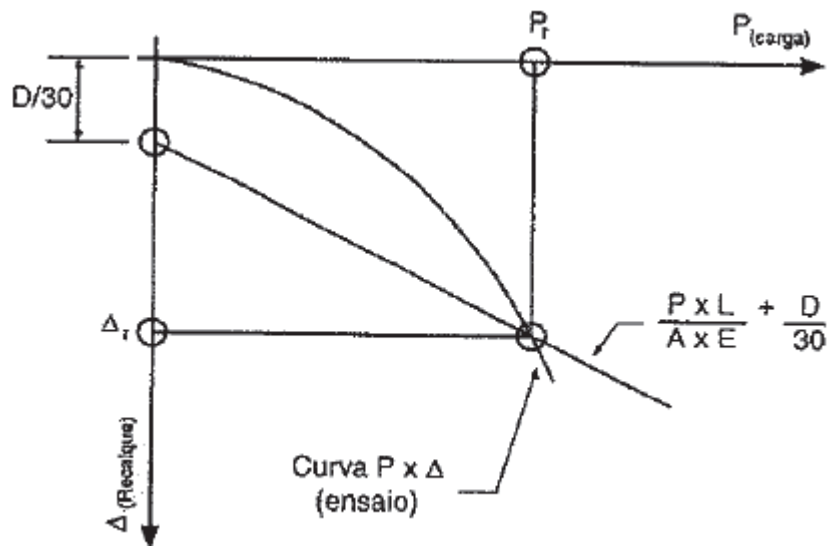
A = Área da seção transversal do fuste da estaca;

E = Módulo de elasticidade do material da estaca;

D = Diâmetro da estaca.

Na interpretação da prova de carga, deve ser levado em consideração alguns aspectos, como a natureza do terreno, estabilização dos recalques e o método de aplicação de carga do ensaio (velocidade do carregamento).

Figura 2.16 - Carga de ruptura convencional obtida pela extrapolação da curva carga x recalque proposta pela NBR 6122/2010.



Fonte: NBR 6122/2010.

2.5.7. MÉTODO DE TERZAGHI (1943)

O método de Karl Von Terzaghi adota como carga de ruptura o carregamento que gera um valor de recalques (r) igual a 10% do diâmetro (D) da estaca, ou seja, adota-se uma ruptura convencional, sendo então definido pela equação:

$$r = 0,1 D \text{ (mm)} \quad (2.21)$$

2.6. RECALQUES

“Este ainda é um dos cálculos mais complexos no dimensionamento de uma fundação profunda, razão pela qual existem poucos trabalhos escritos sobre o assunto” (Alonso, 2012).

Pinto (2006) apresenta os recalques como sendo deformações devidas a carregamentos verticais próximo ou na superfície do terreno.

Berberian (2015) define recalque como sendo o deslocamento vertical ou horizontal que uma edificação, piso ou aterro vem sofrer devido a diminuição do índice de vazios do solo que serve de apoio para as fundações.

Sendo assim, os recalques se caracterizam por ser uma deformação sofrida por um maciço de solo, que ao sofrer ação de uma carga (como uma fundação, por exemplo), transmite esses esforços para as camadas de solo subsequentes. A transmissão desses esforços para o solo resulta na diminuição do índice de vazios, logo, em deformações nas camadas de solo.

Berberian (2015) apresenta os recalques, quanto a causa/origem nos solos, da seguinte maneira:

- A) Recalque Imediato: Parcela de recalque correspondente á saída de gases do solo; reajuste das partículas sólidas do solo mediante a um carregamento inesperado e deformação elástica da estrutura sólida do solo. Hachich et al. (1998) explica que o recalque imediato ocorre quase que simultaneamente a aplicação do carregamento e acrescenta que a sua grandeza é estimada através da Teoria da Elasticidade.
- B) Recalque Primário: Este tipo de recalque é devido ao fenômeno do adensamento, o qual promove a saída de água do espaço entre as partículas sólidas. De acordo com a porosidade do solo, este recalque pode demorar de alguns minutos (em solos arenosos saturados) a anos (em argilas saturadas) (Berberian, 2015).

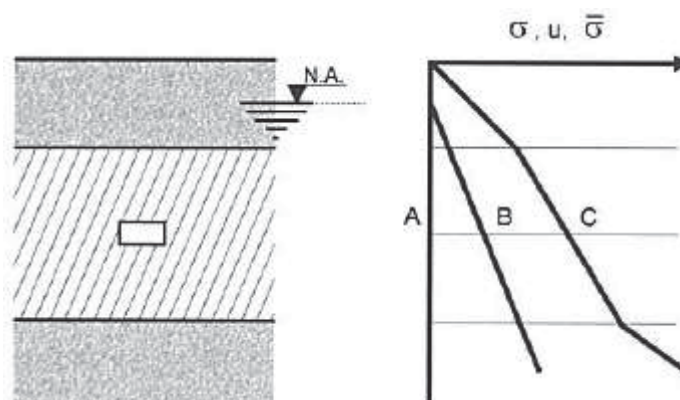
- C) Recalque Secundário: O recalque secundário é chamado também de *creep* ou fluência, ocorre devido a efeitos de viscosidade dos solos. Esta parcela de recalque ocorre após o recalque primário, sendo mais significativo em solos orgânicos, onde ocorre o escorregamento e rearranjo das partículas (Berberian, 2015).
- D) Efeito de colapso da microestrutura do solo, devida perda de sucção mátrica, que provoca a perda das ligações interpartículas do solo. Este efeito ocorre mediante a inundação do solo e é geralmente brusco e catastrófico (Berberian, 2015). Este efeito é semelhante à queda de resistência brusca que ocorre em solos colapsíveis, após o aumento da umidade ou encharcamento.

2.6.1. ADENSAMENTO PRIMÁRIO

Neste subitem, todas as referências são referentes a Pinto (2006).

O fenômeno do adensamento primário caracteriza-se pela ocorrência de recalques devida à expulsão de água do interior dos vazios do solo. Após a aplicação de um carregamento no maciço de solo, ocorre um súbito aumento da tensão efetiva em um ponto qualquer abaixo da superfície considerada para aplicação do carregamento. A figura a seguir indica: o perfil de um terreno onde há uma camada de argila mole entre duas camadas de areia e as tensões referentes à poropressão e pressões totais de acordo com a profundidade.

Figura 2.17 - Perfil de subsolo e junto com a representação de tensões totais e poropressão.

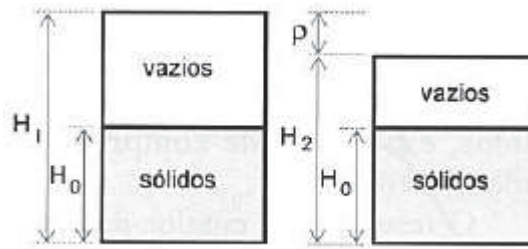


Fonte: Pinto (2006).

Com o novo acréscimo de tensão oriundo do carregamento aplicado, começa de forma imediata o processo de expulsão da água dos vazios do solo (na parte saturada). Esse processo de dissipação das sobrepressões neutras sofre severa influência da granulometria do solo. Para

solos Arenosos, a dissipação ocorre em pouco tempo, ao passo que para solos Argiloso, pode levar muitos anos. A expulsão da água dos vazios do solo culmina na redução do índice de vazios, o que resulta na deformação da camada de solo, os recalques (ρ).

Figura 2.18 - Indicação da forma de ocorrência dos recalques por adensamento.



Fonte: Pinto (2006).

Importante ressaltar que para o entendimento do processo de adensamento, algumas hipóteses simplificadoras adotadas por Terzaghi devem ser consideradas (Pinto, 2006):

- 1) O solo é saturado;
- 2) A compressão é unidimensional;
- 3) O fluxo d'água é unidimensional;
- 4) O solo é homogêneo;
- 5) As partículas sólidas são consideradas incompressíveis diante da compressibilidade dos solos;
- 6) O solo estudado como elemento infinitesimal;
- 7) O fluxo é governado pela lei de Darcy;
- 8) As propriedades do solo não variam no processo adensamento;
- 9) O índice de vazios varia linearmente como aumento da tensão efetiva durante o processo de adensamento.

2.6.2. ADENSAMENTO SECUNDÁRIO

Após a dissipação das sobrepressões neutras, continua-se a observar deformações no maciço de solos muito plásticos e orgânicos, que evoluem lentamente com o logaritmo do tempo (Hachich et al, 1998). Berberian (2015) explica que esse fenômeno viscoso, que

também pode ser chamado de *creep* ou fluência, é devido ao escorregamento e reorientação das partículas sólidas do solo.

Entretanto, Velloso e Lopes (2010) afirma que, na realidade o adensamento secundário ocorre ao mesmo tempo do adensamento primário, ou seja, não ocorre somente após o processo de dissipação da poropressão oriunda de um carregamento.

2.6.3. RECALQUES EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Os métodos de cálculo de recalques por adensamento consideram a atuação de uma sobrepressão neutra em solos em função da aplicação de um carregamento na superfície do terreno ou em algum ponto abaixo desta, de forma que o problema é sempre apresentado com a total transmissão do carregamento considerando a sua distribuição por uma superfície, como em fundações rasas.

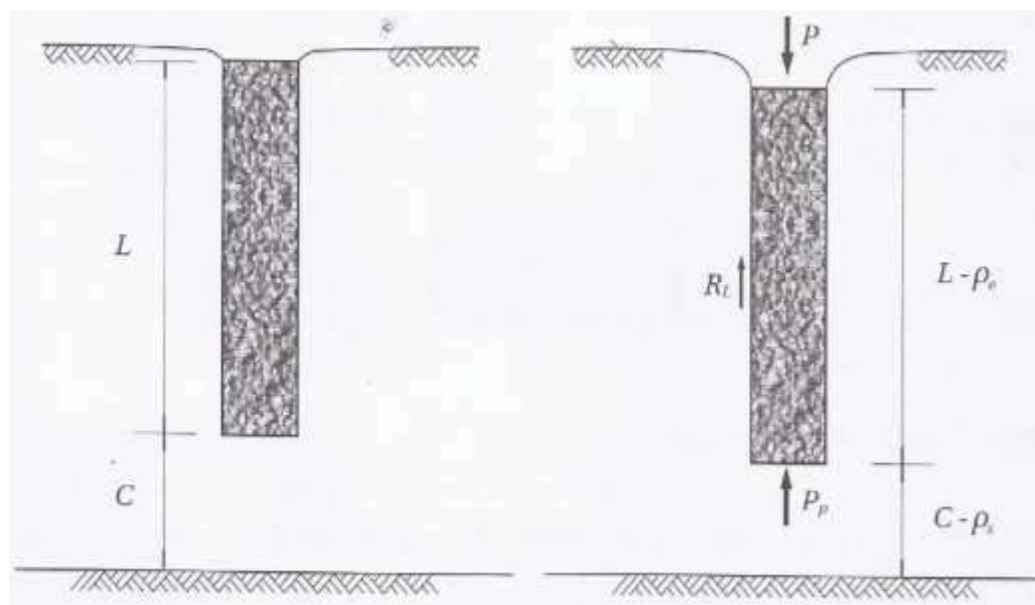
No caso das fundações profundas, na maioria dos casos grande parte das cargas são transmitidas ao subsolo através do atrito lateral da estaca com o solo, logo, o modelo proposto para o entendimento dos recalques por adensamento não apresentam grande semelhança com a assimilação do problema físico, o que torna ainda mais complexo as estimativas de recalques de estacas, reafirmando ainda mais a importância do ensaio de prova de carga.

Para a melhor assimilação do problema físico dos recalques em fundações profundas, será apresentado a seguir o entendimento de Cintra e Aoki (2010). A apresentação do problema é feita considerando duas parcelas: Os recalques pelo encurtamento elástico do fuste e os recalques devido a deformação do solo

Cintra e Aoki (2010) introduzem a problemática da seguinte maneira: Para uma estaca de qualquer tipo e em um solo qualquer, com comprimento L e com a base da ponta a uma distância C da superfície do maciço solo indeslocável (uma camada muito rígida ou maciço de rocha), com uma carga vertical para baixo P atuando em seu topo, haverá dois tipos de deslocamento:

- 1) Encurtamento Elástico da estaca, como uma peça estrutural, com as devidas aplicações dos conceitos da mecânica dos sólidos.
- 2) Deformações verticais referentes aos maciços dos solos que estão abaixo da cota de assentamento das fundações, até a superfície do indeslocável.

Figura 2.19 - Entendimento do problema físico do recalque em fundações profundas.



Fonte: Cintra e Aoki (2010).

2.6.4. RECALQUE ADMISSÍVEL

A NBR 6122/2010 determina que a carga admissível de estacas seja feita observando – os valores de recalques limites para a edificação.

Segundo Hachich et al. (1998) a ruptura física de uma fundação é definida com base na relação entre o acréscimo do recalque na ponta da estaca pelo acréscimo de carga, que tende ao infinito, ou seja, para um valor infinitesimal de acréscimo de carga, ocorre um elevado valor de recalque. Esta ideia pode ser observada nas curvas de assíntotas formadas em provas de carga com ruptura nítida.

Meyerhof (1976) *apud* Cintra e Aoki (2010) considera para a prática de projeto de fundações profundas os seguintes valores de recalques admissíveis: 25 mm para estacas em areias e 50 mm para fundações profundas em estacas. Ambos os valores são considerando -se grupos de estacas.

Os recalques admissíveis então estão relacionados aos valores máximos de recalques que a estrutura pode suportar, sem vir a apresentar patologias e estados limites de segurança. Dessa forma, para a determinação da carga admissível de uma estaca, deve – se observar não só a ruptura do sistema solo – estaca como também os deslocamentos verticais da fundação.

2.6.5. MÉTODOS PARA A PREVISÃO DE RECALQUES

Velloso e Lopes (2010) classificam os métodos para previsão de recalques em:

- A) Métodos baseados na Teoria da Elasticidade: Segundo Berberian (2015), são métodos que utilizam equação de Mindlin para obter a distribuição de tensões em uma maciço considerado elástico (hipótese simplificadora), em função da aplicação de um carregamento.
- B) Métodos Numéricos (Inclusive os baseados em funções de transferência de carga): Os métodos de transferência de carga normalmente recebem tratamento numérico, sendo agrupados então em métodos computacionais (Velloso e Lopes, 2010). Berberian (2015) aponta que os métodos de transferência de carga são calcados nas relações entre resistência e deslocamentos em vários pontos ao longo do fuste.
- C) Métodos Semiempíricos: Métodos baseados em correlações com ensaio SPT e CPT.

A seguir serão apresentados métodos para previsão de recalques de fundações profundas baseados em transferência de cargas e correlações semiempíricas.

2.6.6. MÉTODO CINTRA E AOKI (2010)

Todas as Referências desse subitem devem-se a Cintra e Aoki (2010).

Na metodologia desenvolvida pelos autores, os recalques (ρ) totais são dados pela soma entre o recalque devido ao encurtamento elástico da estaca (ρ_e) e o recalque referente ao maciço de solo (ρ_s). Este método é baseado na transferência de cargas, e será apresentado a seguir.

RECALQUE DEVIDO AO ENCURTAMENTO ELÁSTICO

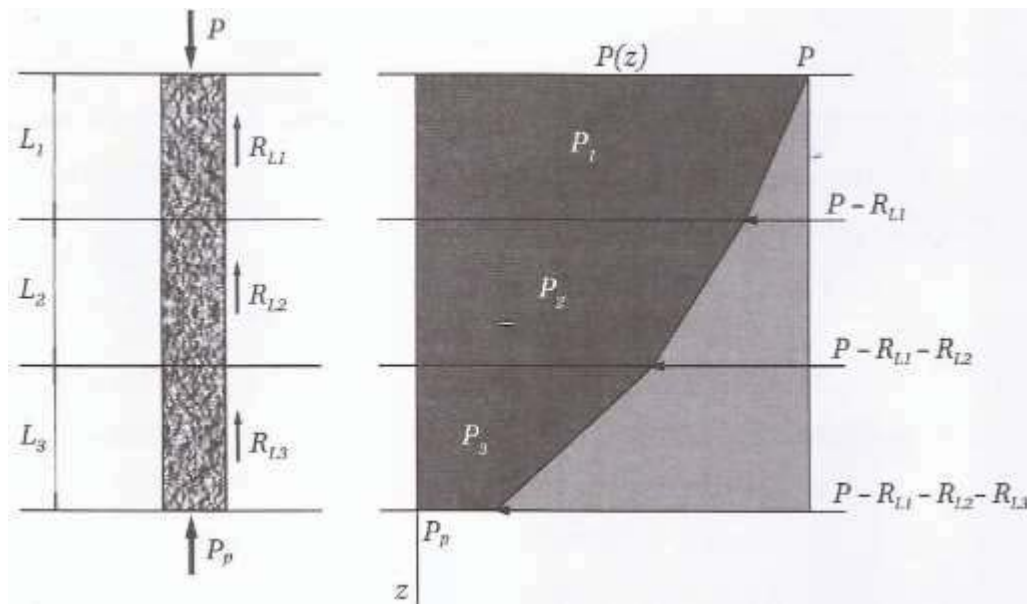
Todas as Referências desse subitem devem-se a Cintra e Aoki (2010).

Para uma dada estaca qualquer, com um diâmetro D , capacidade de carga (R) conhecida e uma carga P aplicada ao seu topo, consideremos que:

- A) A carga P aplicada ao topo seja de tal magnitude que seja capaz de mobilizar toda a resistência por atrito lateral da estaca, sem, no entanto, atingir a ruptura. Logo, $R_L < P \leq R$.
- B) A reação mobilizada pela ponta deve ser de tal magnitude que seja inferior a resistência de ponta na ruptura e suficiente para equilibrar as cargas atuantes.

Para uma estaca qualquer, supondo que este seja envolvida por três camadas de solo distintas, e com a aplicação de uma carga P em seu topo, o diagrama de esforços normais ao longo do fuste é representado da seguinte maneira:

Figura 2.20 - representação do esforço normal ao longo de uma estaca envolvida por três camadas distintas.



Fonte: Cintra e Aoki (2010).

R_{L1} , R_{L2} e R_{L3} são as resistências por atrito lateral de cada camada. Percebe-se que o esforço normal diminui ao longo da profundidade e este é dado pela média entre o valor do esforço no topo e ao final da camada.

Aplicando a Lei de Hooke para estruturas trabalhando em regime elástico de deformações, obtêm-se a seguinte equação para o cálculo do encurtamento do fuste:

$$\rho e = \frac{1}{A \cdot E_c} \cdot \sum (P_i \cdot L_i) \quad (2.22)$$

Onde:

ρe = Encurtamento do fuste;

A = Área da seção transversal da estaca;

E_c = Módulo de Elasticidade do material da estaca;

P_i = Esforço normal médio na camada i ;

L_i = Comprimento da camada i .

Quando não houver um valor específico determinado para E_c , Cintra e Aoki (2010) recomendam os seguintes valores:

$E_c = 28$ a 30 GPa para estacas pré-moldadas;

$E_c = 21$ GPa para Hélice Contínua, Franki e Estação;

$E_c = 18$ GPa para Strauss e Escavadas a seco.

RECALQUE DO SOLO

Todas as Referências desse subitem devem-se a Cintra e Aoki (2010).

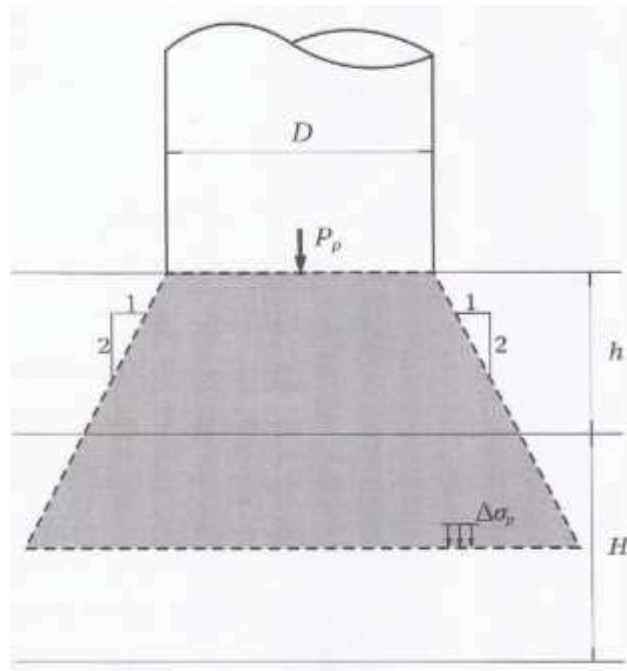
Após a aplicação da carga P na cabeça da estaca, ocorrem as parcelas de reação por atrito lateral (RL_i) ao longo de todo o fuste da estaca e a parcela de transmissão de carga pela ponta (R_p) da estaca. Este carregamento então provoca a deformação das camadas de solo situadas entre a base da estacada e a superfície do indeslocável.

Vesic (1975) *apud* Cintra e Aoki (2010) divide os recalques no solo (ρ_s) em duas parcelas: Os provocados pela Reação lateral por atrito na estaca ($\rho_{s, L}$) e os recalques provocados pela carga atuante na ponta da estaca ($\rho_{s, p}$). Dessa forma:

$$\rho_s = \rho_{s, p} + \rho_{s, L} \quad (2.23)$$

Considera-se que a carga aplicada pela ponta da estaca provoca um determinado acréscimo de tensões em uma camada qualquer abaixo da base da estaca, tendo esta camada uma espessura H e sendo o centro do carregamento aplicado pela base ao solo (P_p) localizada a uma distância h do topo da camada de espessura H , de acordo com a metodologia de Aoki (1984). O acréscimo de tensões provocado é calculado considerando que a tensão provocada pela carga P_p na base é propagada na razão de 1:2 (espraiamento de tensões), de acordo com a figura a seguir.

Figura 2.21 - Acréscimo de tensão provocada por uma carga P_p em uma camada subjacente qualquer.



Fonte: Cintra e Aoki (2010).

O acréscimo de tensões nas condições propostas é calculado pela expressão a seguir:

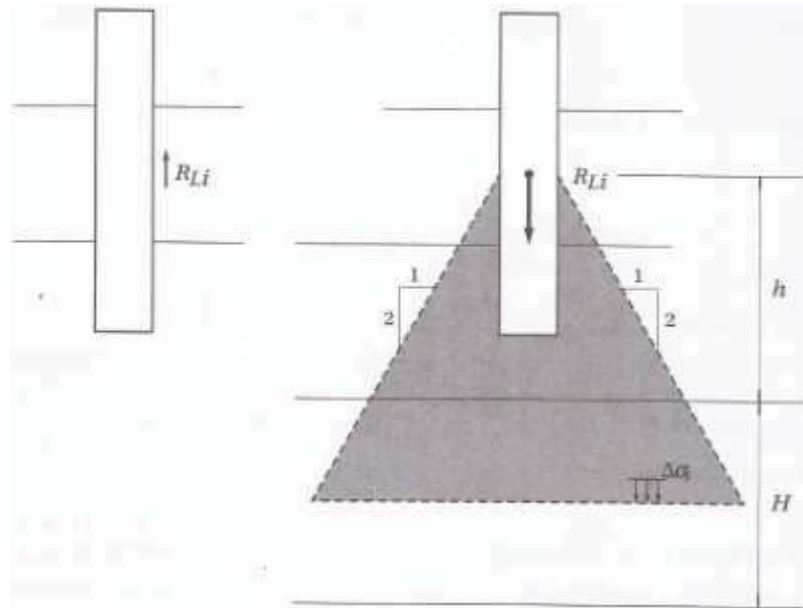
$$\Delta\sigma_p = \frac{4 P_p}{\pi \left(D+h+\frac{H}{2} \right)^2} \quad (2.24)$$

Para o acréscimo de tensão provocado pela parcela relativa à reação das cargas laterais (RLi), o cálculo é feito de maneira análoga, de acordo com a expressão a seguir:

$$\Delta\sigma_i = \frac{4 RLi}{\pi \left(D+h+\frac{H}{2} \right)^2} \quad (2.25)$$

A figura a seguir exemplifica o cálculo do acréscimo de tensões para as parcelas de resistência lateral RL1.

Figura 2.22 - Acréscimo de tensões devido as cargas laterais R_{Li} .



Fonte: Cintra e Aoki (2010).

O acréscimo de tensões total é dado por:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_p + \sum \Delta\sigma_i \quad (2.26)$$

O procedimento pode ser feito para estimar o acréscimo de tensões em cada uma das camadas as quais deseja-se considerar, até a superfície do indeslocável. Estimado os acréscimos de tensões, o recalque do solo, estimado pela Teoria da Elasticidade Linear, é dado pela seguinte equação:

$$\rho_s = \sum \left(\frac{\Delta\sigma}{E_s} H \right) \quad (2.27)$$

Em que o E_s é o módulo de deformabilidade do solo, obtido pela seguinte expressão adaptada de jambu:

$$E_s = E_o \left(\frac{\sigma_o + \Delta\sigma}{\sigma_o} \right)^n \quad (2.28)$$

Em que:

E_o = Módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca;

σ_o = Tensão geostática no centro da camada;

n = Variável que depende do tipo de solo. Para solos granulares $n = 0,5$ e para solos argilosos $n = 0$.

Para o valor de E_o , Aoki (1984) recomenda:

$E_o = 6 K N_{spt}$, para estacas cravadas;

$E_o = 4 K N_{spt}$, para estacas hélice contínua;

$E_o = 3 K N_{spt}$, para estacas escavadas.

Sendo K o valor do coeficiente definido pelo método Aoki-Velloso (1975) para a estimativa da capacidade de carga, de acordo com o tipo de solo.

2.6.7. MÉTODO DE POULOS E DAVIS (1980).

Segundo Velloso e Lopes (2010), os autores desse método utilizaram de métodos numéricos e da solução de Mindlin (1936) para calcular os efeitos da estaca sobre o solo. Os resultados são apresentados em forma de ábacos. Nesta metodologia, a estaca é dividida em diversos elementos carregados uniformemente, e a solução é obtida através da compatibilização entre os deslocamentos da estaca e do solo subjacente para cada elemento dividido da estaca (Velloso e Lopes, 2010).

A solução de forma geral deste método inclui as possibilidades de estacas compressíveis, diferentes valores de coeficiente de Poisson em solos de espessura finita. Dessa forma, os recalques são calculados por:

$$w = \frac{Q I}{E B} \quad (2.29)$$

Onde:

Q = Carga aplicada na cabeça da estaca;

E = Módulo de deformabilidade do solo;

B = Diâmetro da estaca;

$$I = I_o R_k R_h R_v R_b \quad (2.30)$$

Onde:

I_o = Fator de influência em estacas consideradas incompressíveis com $\nu = 0,5$;

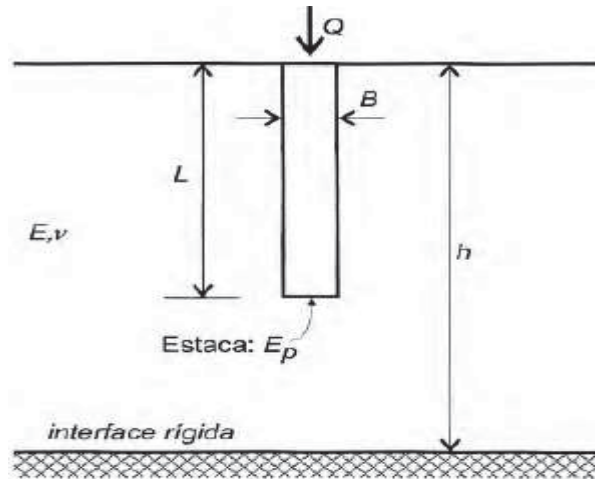
R_k = Fator de correção para a compressibilidade da estaca;

R_h = Fator de correção para a espessura de solo compressível;

R_v = Fator de correção para o coeficiente de Poisson do solo;

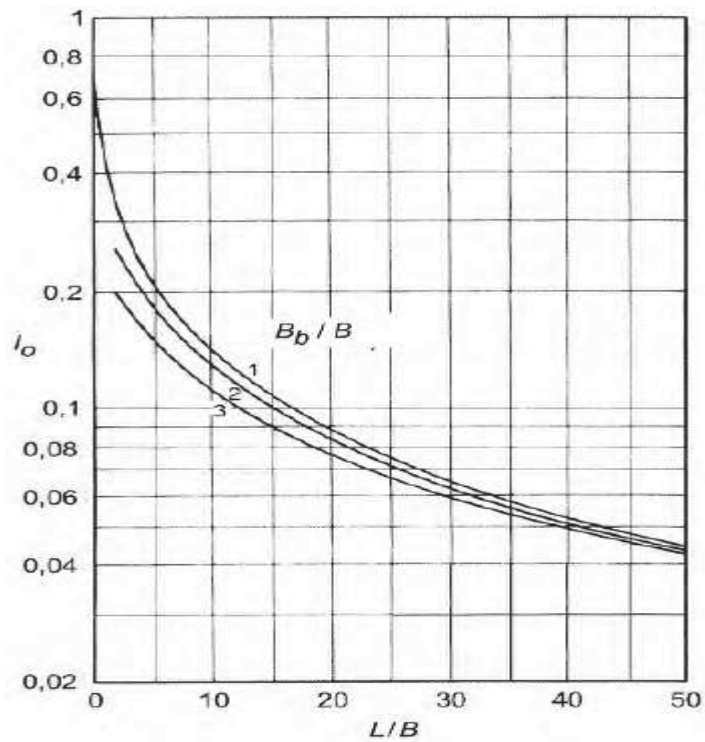
R_b = Fator de correção para a ponta da estaca em solo mais rígido.

Figura 2.23 - Representação esquemática para o entendimento do método de Poulos e Davis.



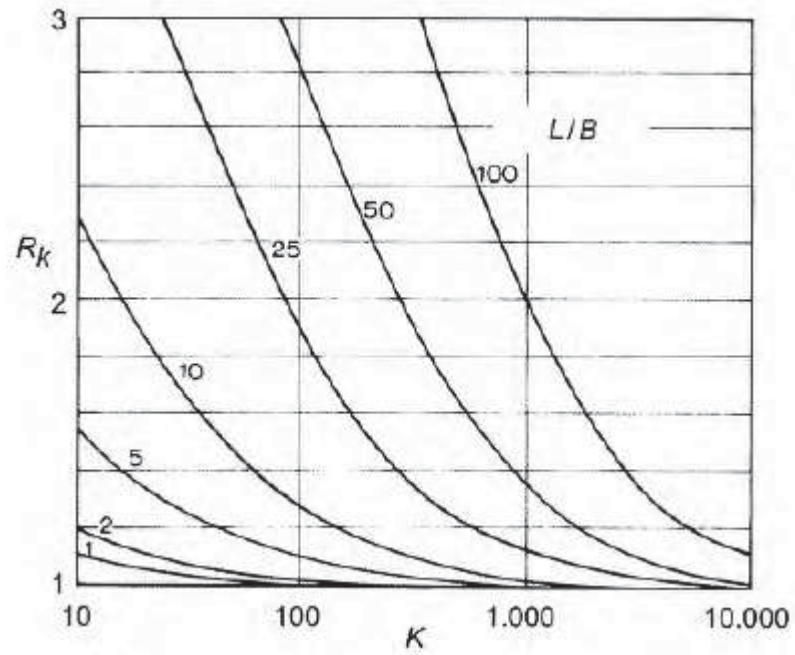
Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Figura 2.24 - Fator I_0 .



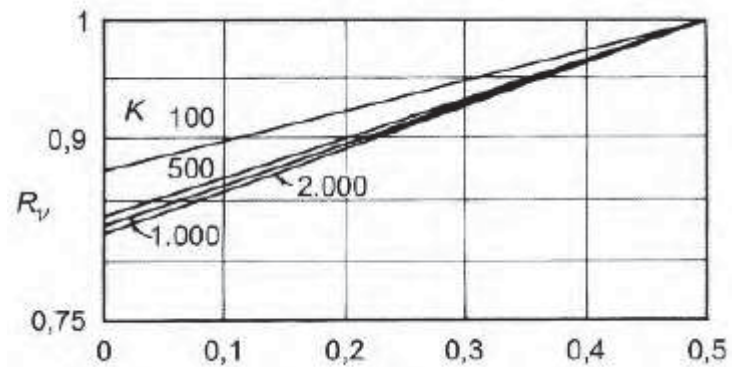
Fonte: Poulos e Davis (1974); Velloso e Lopes (2010).

Figura 2.25 - Fator R_k .



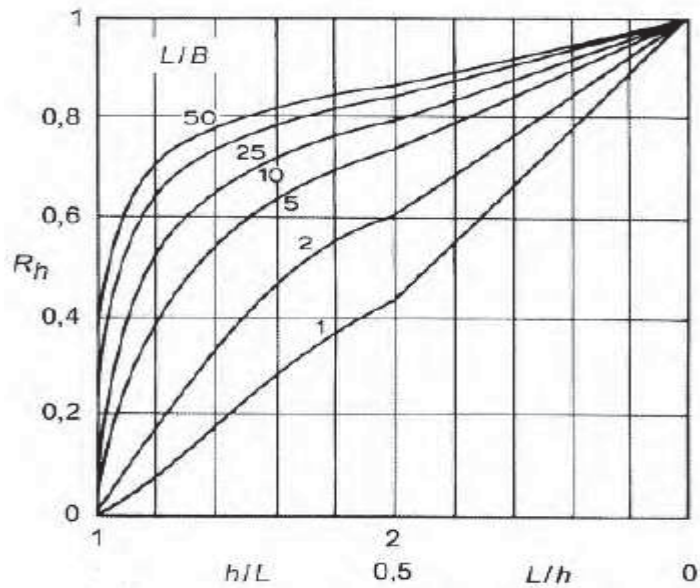
Fonte: Poulos e Davis (1974); Velloso e Lopes (2010).

Figura 2.26 - Fator R_v .



Fonte: Poulos e Davis (1974); Velloso e Lopes (2010).

Figura 2.27 - Fator Rh.



Fonte: Poulos e Davis (1974); Velloso e Lopes (2010).

Onde:

B_b = Diâmetro da base da estaca;

E_b = Módulo de compressibilidade do solo sob a base;

$$K = E_p RA/E \quad (2.31)$$

E_p = Módulo de Elasticidade da estaca;

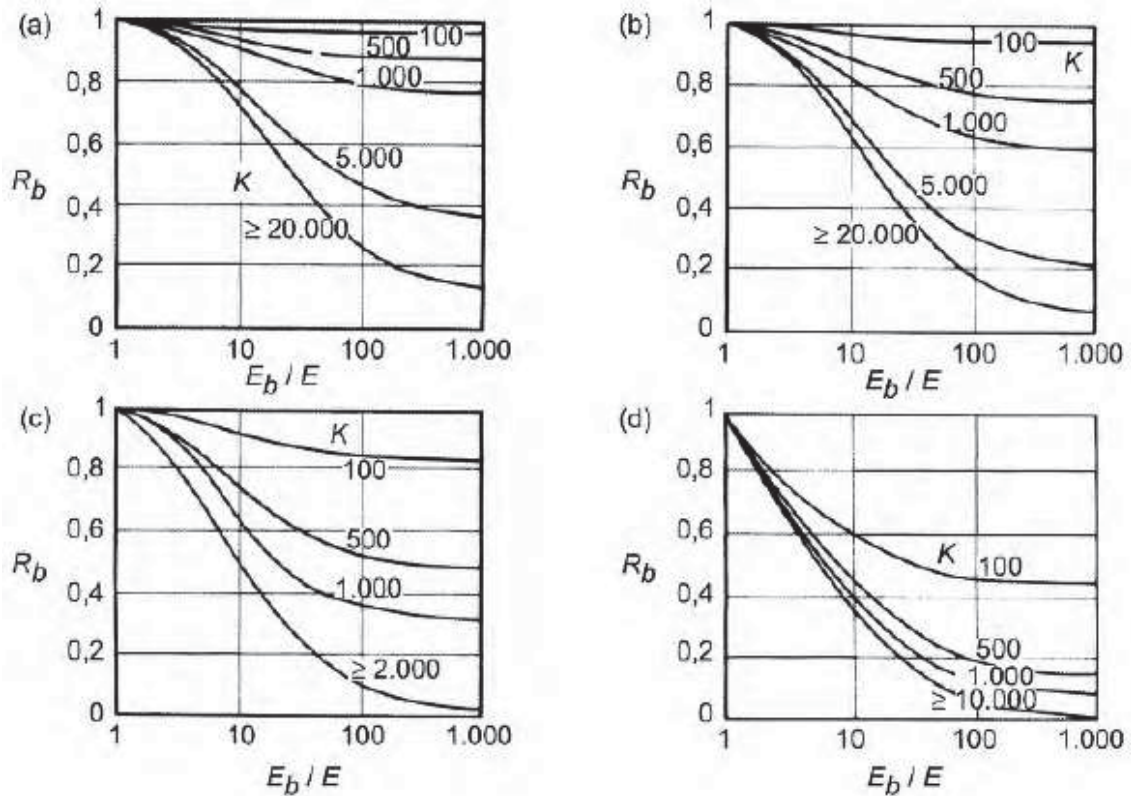
E = Módulo de Deformabilidade do solo;

$$RA = Ap/\pi B^2/4 \text{ (Para estacas maciças, } RA = 1\text{)}. \quad (2.32)$$

AP = Área da seção transversal da estaca;

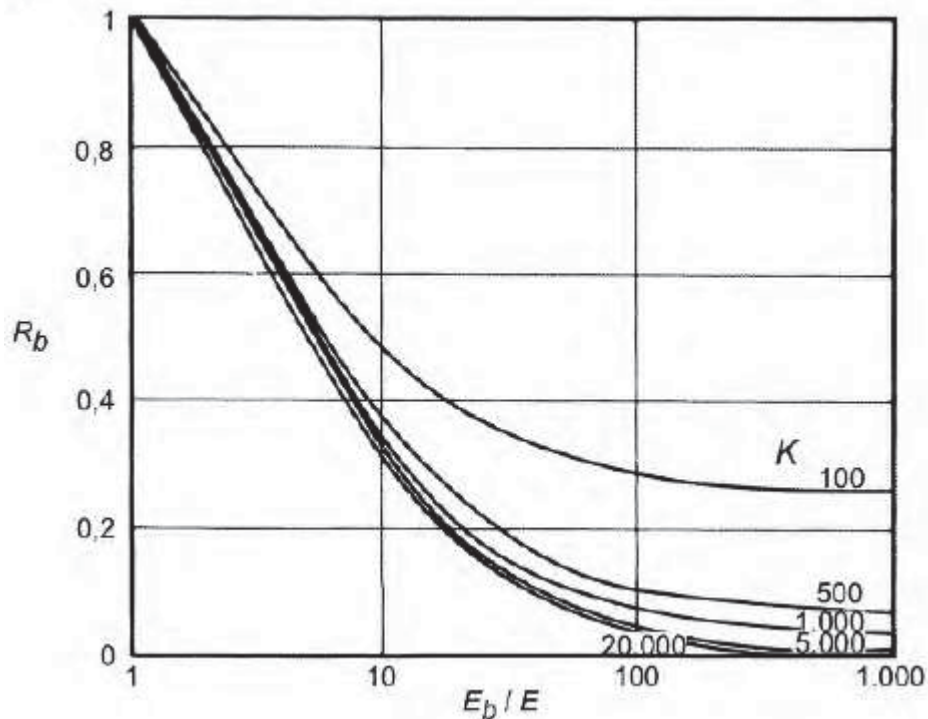
Segundo Poulos (1989) *apud* Hachich et al (1998), um valor bem típico para K é 1000.

Figura 2.28 - Fator de correção para a base em solos rígidos: (a) para $LB=75$; (b) para $L/L=50$; (c) para $L/B=25$; (d) para $L/B=10$.



Fonte: Poulos e Davis (1974); Velloso e Lopes (2010).

Figura 2.29 - Fator de correção para a base em solos rígidos para $LB=5$.



Fonte: Poulos e Davis (1974); Velloso e Lopes (2010).

A partir de avaliações do método proposta com o resultado de provas de cargas, os autores sugerem os seguintes valores para os parâmetros E' (módulo de deformabilidade) e ν' (coeficiente de Poisson) do solo.

Tabela 2.13 - Valores de E' e ν' .

Solo	Consistência / Compacidade	E'	ν'
Argila	Mole		0,4
	Média	$200 < E'/Su < 400$	0,3
	Rija		0,15
Areia	Fofa	$27 - 55 \text{ MN/m}^2$	
	Medianamente Compacta	$55 - 70 \text{ MN/m}^2$	0,3
	Compacta	$70 - 110 \text{ MN/m}^2$	

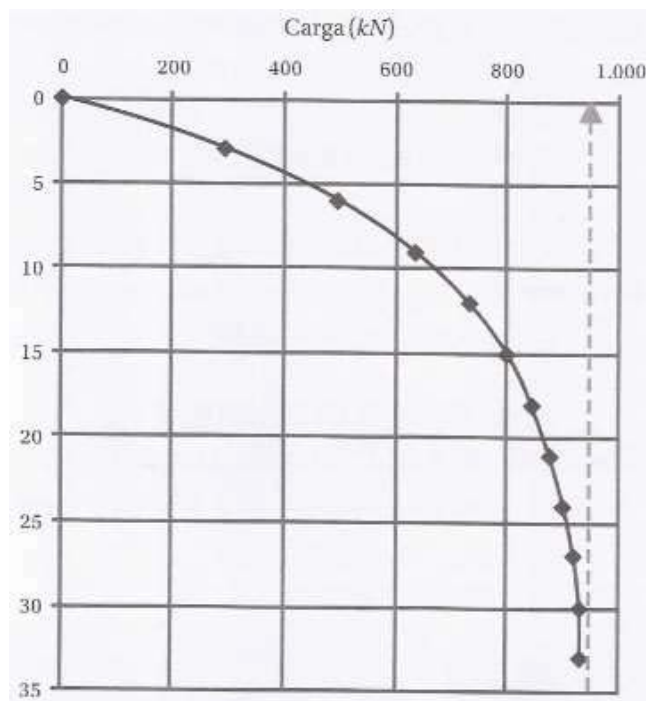
Fonte: Poulos e Davis (1980).

2.6.8. PREVISÃO DA CURVA CARGA X RECALQUE.

A previsão da curva carga – recalque pode ser feita através da metodologia de Aoki (1979), o qual considera a equação de Van Der Veen (1953) aplicável ($RL < P \leq R$). Após calculada a capacidade de carga (R) de um elemento de fundações profundas e realizada a estimativa de recalque (ρ) para uma carga (P) de magnitude maior que a resistência por atrito lateral e menor ou igual que a carga de ruptura da estaca, pode – se determinar o valor de ‘ a ’ (parâmetro que define o formato da curva carga-recalque). (Cintra e Aoki, 2010).

$$a = -\ln\left(1 - \frac{P}{R}\right)/\rho \quad (2.33)$$

Figura 2.30 - Exemplo de curva característica obtida na previsão da curva carga recalque.



Fonte: Cintra e Aoki (2010).

2.7. GEOLOGIA DO AMAPÁ

O município de Macapá não dispõe de Carta Geotécnica para melhor caracterização do terreno local. Com o intuito de fornecer uma noção mínima da geologia do local, serão à seguir expostas informações referentes à geologia do Estado do Amapá, obtidas no site do Ministério Público do Estado do Amapá.

O Estado do Amapá é formado por duas principais zonas geomorfológicas: A zona das Depressões da Amazônia Setentrional e a zona de Planície Costeira. A primeira zona cobre cerca de 70% do território do estado e a segunda ocupa 25% do estado.

A zona das Depressões da Amazônia Setentrional está presente na porção central e oeste do Amapá, dentro do Escudo das Guianas (Platô das Guianas), sendo este uma das formações mais antigas do planeta, datada do período Pré-Cambriano.

A zona de Planície Costeira é localizada na porção Leste do estado, de formação recente no tempo geológico, com idade máxima em torno de 100.000 anos e média próxima de 15.000 anos, sendo sua maior parte datada do período Quaternário. Está é constituída por uma faixa litorânea estreita, com pouca altitude, geralmente plana e se estende de norte a sul do estado. É sob esta zona que se estabeleceram os principais empreendimentos e cidades do estado do Amapá, como por exemplo, a própria capital.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

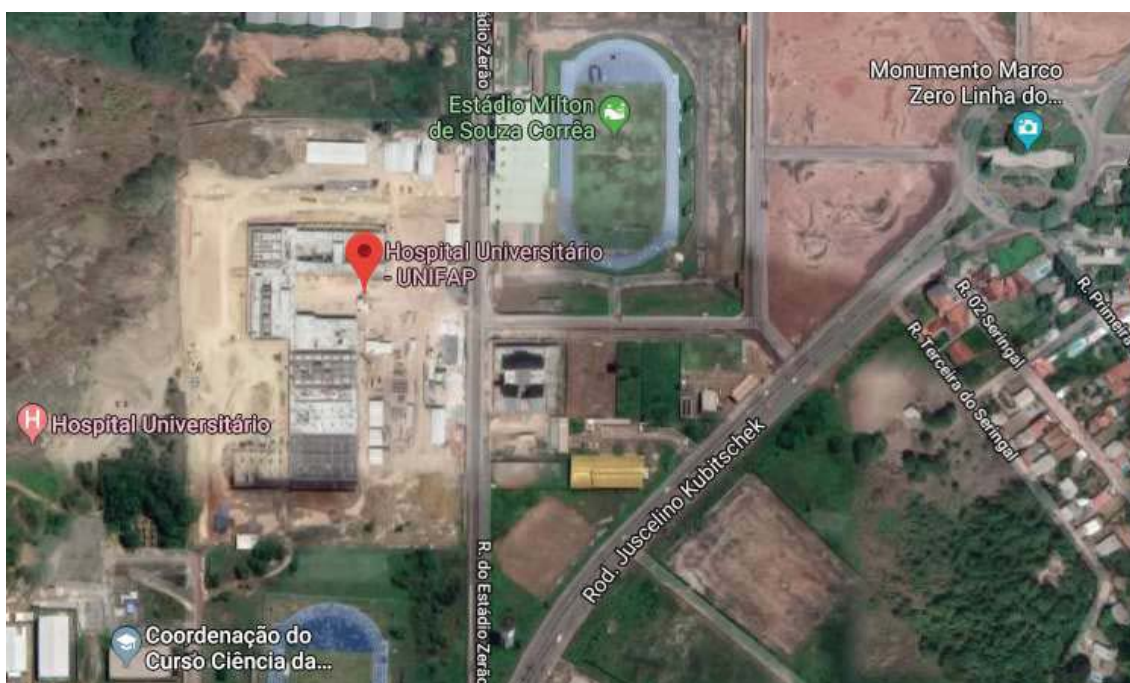
Neste capítulo serão apresentados os documentos, premissas e considerações utilizadas nas metodologias aplicadas que possibilitaram o alcance dos resultados para os cálculos de capacidade de carga e recalques. Os conhecimentos utilizados para tal foram apresentados no capítulo dois deste trabalho, que contempla as práticas consagradas da Engenharia Geotécnica nacional.

3.1. MATERIAIS

3.1.1. ESTUDO DE CASO – HOSPITAL UNIVERSITÁRIO – FUNDAÇÃO UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAPÁ

O Estudo de Caso apresentado neste Trabalho de Conclusão de Curso foi realizado a partir da análise dos dados da obra do Hospital Universitário da Fundação Universidade Federal do Amapá, localizado no campus Marco Zero, na cidade de Macapá, no Estado do Amapá.

Figura 3.1 - Localização do Hospital Universitário da UNIFAP.



Fonte: Printscreen do Google Maps.

3.1.2. CAMPANHAS DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Para o dimensionamento do projeto de fundações da edificação principal, foram realizados 28 furos de sondagem do tipo SPT na área de projeção do prédio, de acordo com a prática brasileira de projetos de fundação, que utiliza o ensaio SPT como base para grande parte dos projetos geotécnicos.

A obra possui um total de área de projeção no terreno de 15.640 m². Relembrando que segundo a NBR 8036/1983, deve-se fazer uma sondagem a cada 200 m² para um terreno com projeção em planta de até 1200 m² e, para 2400m² de terreno fazer uma sondagem para cada 400 m² que excederem 1200 m². Para áreas de projeção maiores de 2400 m² o número de sondagens deve ser feito de acordo com o plano particular da obra, logo, o número de furos realizados está de acordo com as normalizações da NBR 8036/1983.

De acordo com o Relatório de Prospecção Geotécnica, as sondagens obedecem às normalizações da ABNT NBR 6484/2001 – Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Foram então realizados os ensaios de penetração da composição de perfuração com 45 cm a cada metro do ensaio até obtenção de elevados valores de golpes de N_{spt}. Utilizou-se o método de circulação de água, com o equipamento padronizado de “Terzaghi – Raymond”.

De posse das informações coletadas na campanha de investigação geotécnica, partiu-se para o dimensionamento do projeto de fundações da obra. Conforme Relatório Geotécnico de Fundações realizado pelo projetista, devido a paralização precoce das sondagens, foi necessário adotar algumas premissas para o dimensionamento: Abaixo da cota 5,0 m, o N_{spt} foi considerado com valor constante e igual a 48; O fator de segurança utilizado foi de 2,5; Estacas calculadas considerando a resistência de ponta nula (estacas flutuantes).

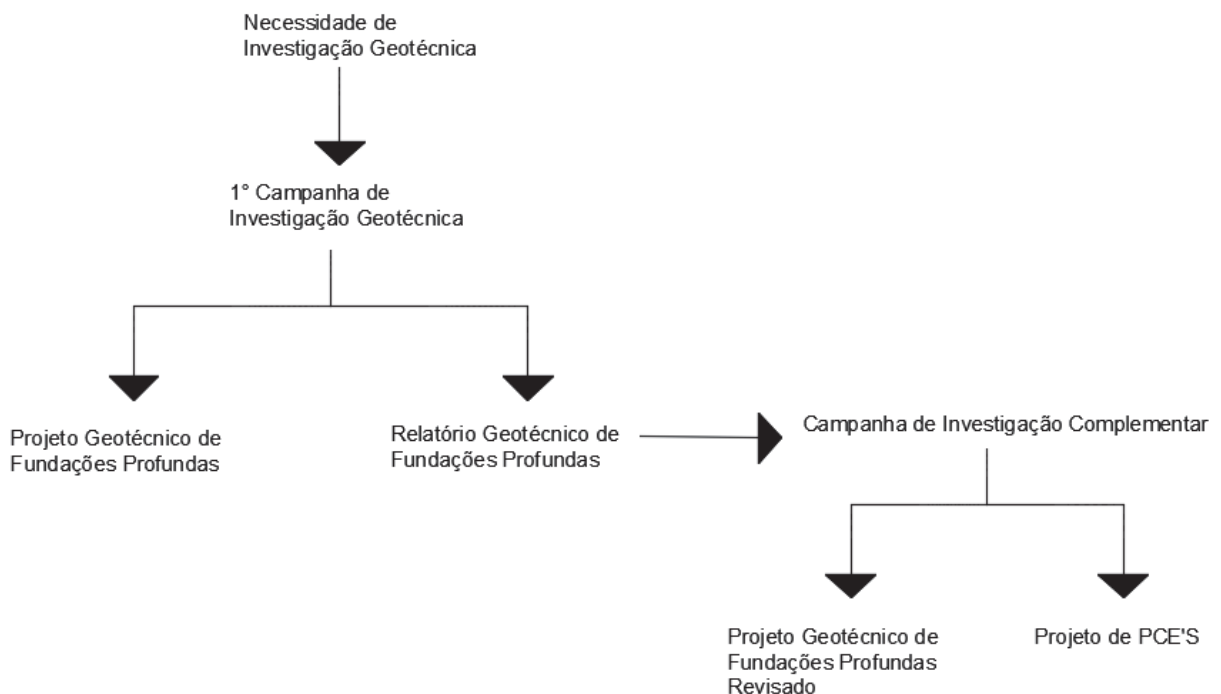
Para dirimir quaisquer dúvidas acerca de um dimensionamento que conduza a um projeto seguro, foi recomendada uma campanha complementar de sondagem para se confirmar as premissas adotadas no projeto e posteriormente realizar a revisão do projeto.

As investigações complementares realizadas foram realizadas de acordo com a NBR 6484/2001 em seus procedimentos descritos, com a cravação dinâmica de 45 cm do amostrador padrão no solo, utilização de equipamento padronizado de “Terzaghi-Raymond”, tubo de revestimento de 66,5 mm. Foram realizadas duas medições do nível d'água, sendo a segunda após 24h do ensaio. Houve a utilização de trado espiral e circulação de água em todos os furos.

Os ensaios foram designados como “SM” (Sondagem Mista), a qual, segundo Velloso e Lopes (2010) são uma combinação de equipamento para sondagem rotativa com sondagem a percussão, ou seja, apresentam perfis com solo e rocha. Apesar da caracterização das sondagens com tal designação, não foram observadas informações a respeito de maciços rochosos nas sondagens obtidas.

A seguir será apresentado um fluxograma que retrata a trajetória percorrido para a chegada ao projeto de fundações revisado e projeto das PCE’S.

Figura 3.2 - Fluxograma que representa esquematicamente a chegada até o projeto das PCE'S.

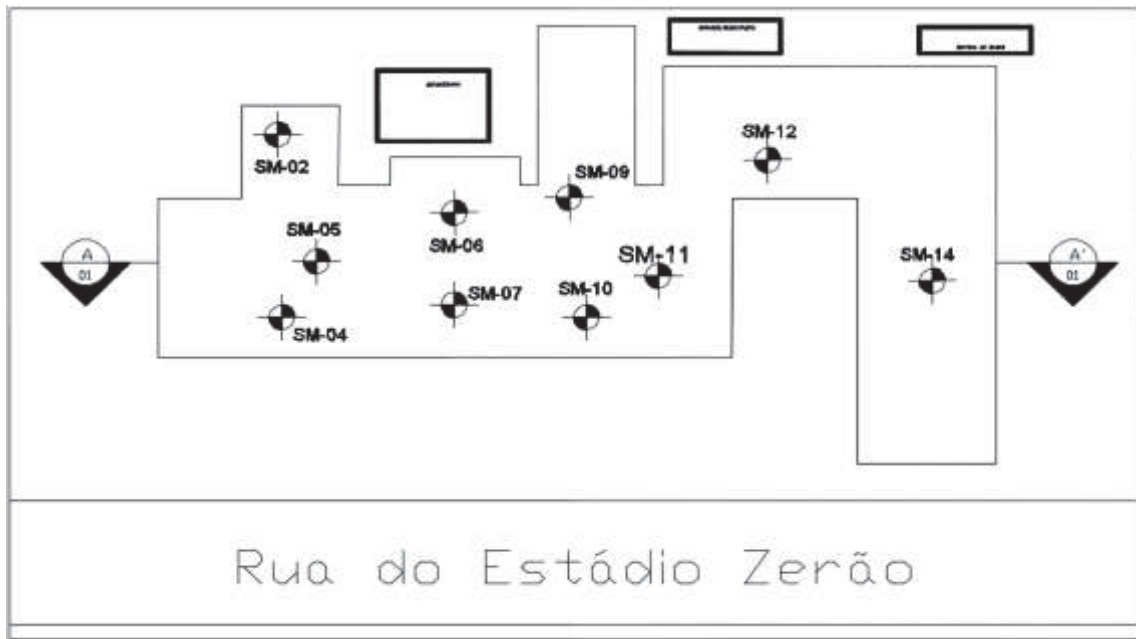


Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Os cálculos de previsão de capacidade de carga e recalques das fundações serão feitos utilizando os dados obtidos nas sondagens realizadas na investigação complementar, das quais foram obtidos resultados referentes a 10 furos de sondagens.

A seguir serão apresentados um modelo do relatório de sondagem (os demais encontram-se no anexo A a este trabalho) e um croqui de locação dos furos de sondagem na área de projeção da edificação.

Figura 3.4 - Croqui de locação dos furos de sondagem na área de projeção da edificação.

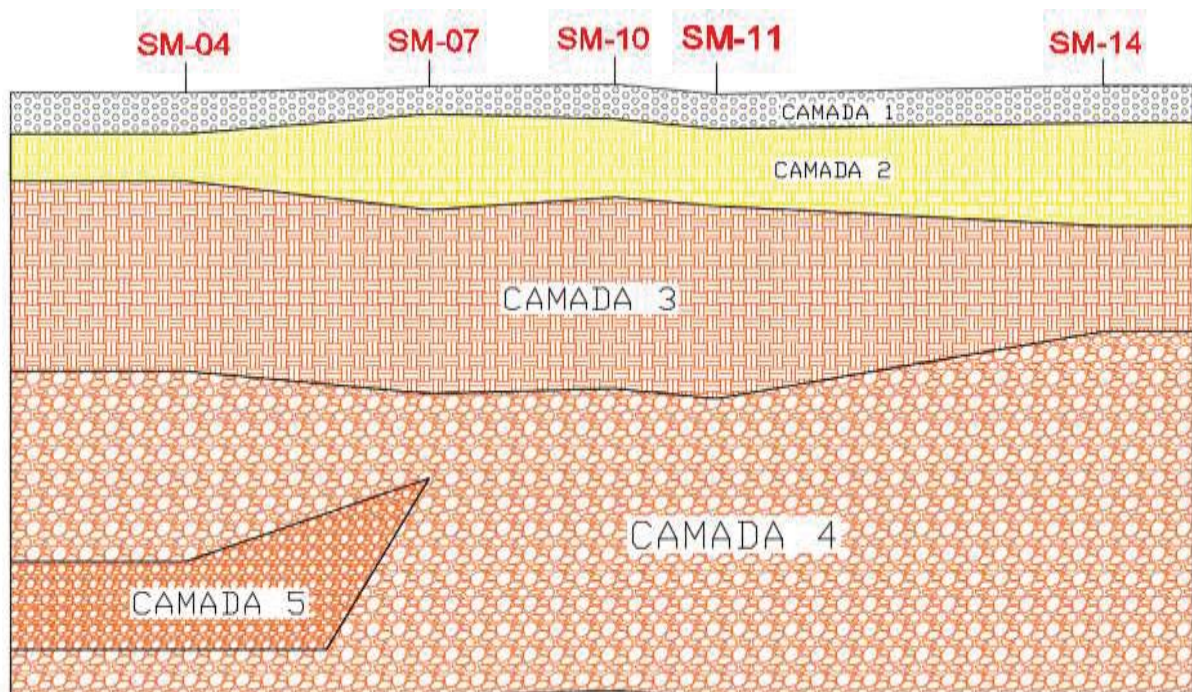


Fonte: Adaptado de Ian Torras Paes (2016).

3.1.3. ANÁLISE DOS PERFIS DE SONDAAGEM

A seguir será apresentado um desenho esquemático de um provável perfil estratigráfico definido pelo corte A – A' da figura 3.4.

Figura 3.5 - Provável Perfil Estratigráfico definido no corte A - A'.



Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Através do traçado definido no corte, observa-se que neste deverão ser apresentadas informações referentes ao perfil estratigráfico dos furos: SM – 04; SM – 07; SM – 10; SM – 11; SM – 14.

Para a confecção do perfil indicado no corte, foram utilizados os seguintes dados:

- Cota da boca do furo;
- Profundidade limite atingida pela sondagem;
- Tipo de solo identificado na sondagem;
- Cotas onde foram identificadas a mudança do tipo de solo.

Na figura 3.5, há a indicação das camadas do perfil, as quais serão caracterizadas a seguir e de forma geral, considerando todos os furos.

- A camada 1 refere – se a uma camada vegetal que chega a atingir até a profundidade de 1,02 m.

- A camada 2 é constituída por Silte Arenoso de cor amarelada e pouco compacta, com profundidade máxima variando entre 2,17 m e 3,59 m.

- A camada 3 é constituída por Silte Arenoso com pedregulho de cor variegada e medianamente compacto, com profundidade máxima variando entre 6,13 e 7,76 m.

- A camada 4 é constituída por Argila Siltosa Arenosa com pedregulho, cor variegada, dura com profundidade máxima entre 15,05 m 15,15 m.

- A camada 5 é constituída por Argila Siltosa Arenosa de cor variegada, dura e sua profundidade máxima 11,64 m e 11,93 m. Esta camada foi detectada apenas nos furos SM – 02, SM – 04, SM – 05 e nitidamente é englobada pela camada 4.

Percebe-se então que o perfil apresenta pouca heterogeneidade visto que há pouca variação no geral entre os níveis das camadas no que se refere ao início e o fim de cada uma delas. As diferenças entre a camada 2 e 3 referem se apenas a cor, presença de pedregulho e compacidades, mantendo o mesmo material predominante. A camada 5 diferencia-se da camada 4 apenas pela presença de pedregulho, mantendo o mesmo material predominante, cor e consistência.

3.1.4. O PROJETO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES

O Projeto Geotécnico de Fundações do Hospital Universitário da UNIFAP (Universidade Federal do Amapá) foi concebido em fundações profundas, com estacadas do tipo Hélice Contínua Monitorada (trado CFA - *Continuous Flight Auger*). Não há

disponibilidade desse tipo de equipamento no estado, sendo a prática local de fundações profundas constituída por Estacas Escavadas (com broca), Estacas Pré-Moldadas e Estacas de Madeira.

O projeto é constituído por 1.501 estacas, totalizando 15.315 metros de estacas, mais de 38 toneladas de aço CA – 50 e mais de 2.200 m³ de concreto de 20 MPa.

O concreto utilizado é do tipo bombeável, com resultado de *slump test* recomendado de 22 +/- 2 cm, considerando um sobreconsumo de 20%. Os estribos das estacas são do tipo helicoidais (contínuos). A armadura longitudinal de todas as estacas possui 400 cm de comprimento, ou seja, constituem-se na armadura de profundidade mínima para Hélice Contínua.

O cobrimento das armaduras longitudinais é de 7,5 cm, a estaca deve ter embutimento mínimo no bloco de 10 cm. A armadura longitudinal deve penetrar ao menos o comprimento de um diâmetro da estaca no bloco.

No projeto de Prova de Carga Estática, há três “modelos” de estacas a serem executadas:

- 1 – Estaca Hélice Contínua com ϕ 300 mm, comprimento de 9,0 m.
- 2 – Estaca Hélice Contínua com ϕ 400 mm, comprimento de 11,0m;
- 3 – Estaca Hélice Contínua com ϕ 500 mm, comprimento de 11,0 m.

As escolhas dos diâmetros justificam-se, segundo o projeto, pela grande variação entre cargas máximas e mínimas nos pilares. Por se tratar de um Hospital, é natural que a carga média por metro quadrado seja mais elevada em relação a edificações mais comuns. No caso da obra em questão, este índice é de 1,68 tf/m². A tensão de trabalho máxima no fuste adotada é de 4,5 MPa.

A escolha do tipo de fundações justifica-se, segundo o projeto, pelo tamanho da obra, visto que as estacas Hélice Contínua Monitorada possuem alta produtividade.

3.1.5. ENSAIO DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA

Segundo a NBR 6122/2010, em obras com mais de 100 estacas do tipo Hélice Contínua (vide tabela 2.10), deve ser realizado o ensaio de prova de carga estática em pelo menos 1% do número total de estacas da obra.

No caso do Hospital Universitário, o número de 15 PCE's (Provas de Carga Estática) obedece a preconização da norma pois é equivalente a 1% do número total de estacas.

A prova de carga estática realizada é do tipo de carregamento lento (Slow Maintained Load), e no caso em questão, foi realizada com estágios de 10% do carregamento total a ser aplicado na estaca. As cargas foram aplicadas à estaca através de macacos hidráulicos e células de carga, devidamente calibrados. Os deslocamentos decorrentes da aplicação do carregamento foram medidos por quatro extensômetros de elevada sensibilidade (0,01 mm). Os deslocamentos decorridos de cada estágio assim como as deformações acumuladas são frutos da média aritmética do resultado dos 4 extensômetros posicionados no bloco de coroamento.

O sistema de reação do ensaio consiste no uso de uma viga metálica intertravada com monobarras (INCO-35D, INCO-45D, ou INCO-60D a depender das características das estacas ensaiadas) inseridas nas estacas. O sistema foi formado por quatro estacas Hélice Contínua Monitorada.

A tabela a seguir indica detalhadamente as características do sistema de reação da prova de carga, fornecendo a estaca teste associada ao ensaio da PCE, o diâmetro e carga de ensaio das estacas ensaiadas, diâmetro e comprimento das estacas de reação, os recalques máximos, elásticos e residual de cada ensaio, segundo o relatório das PCE'S.

Tabela 3.1 - Sistema de reação e recalques referente a cada ensaio realizado.

PCE	Estacas Ensaizadas			Estacas de Reação		Recalques (mm)		
	ϕ (mm)	Qteste (tf)	L (m)	ϕ (mm)	L (m)	Máximo	Elástico	Residual
P06	300	103,00	9,00	400	12,30	4,01	2,75	1,26
P07	300	103,00	9,00	400	12,40	6,06	2,75	3,31
P17	300	103,00	9,00	400	12,30	8,15	2,75	5,4
P20	300	103,00	9,00	400	12,40	5,98	2,75	3,23
P21	300	103,00	9,00	400	12,30	7,22	2,75	4,47
P25	300	103,00	9,00	400	-	4,04	2,75	1,29
P28	500	230,00	11,00	500	15,00	6,47	3,23	3,24
P122	400	170,00	11,00	400	12,60	9,64	4,09	5,55
P124	400	170,00	11,00	500	13,00	8,33	4,09	4,24
P337	400	170,00	11,00	400	13,00	9,13	4,08	5,05
P505	400	170,00	11,00	500	13,00	23,53	3,67	19,86
P625	500	230,00	11,00	500	13,00	8,8	3,63	5,17
P751	500	230,00	11,00	500	15,15	11,05	3,63	7,42
P761	500	230,00	11,00	500	15,10	10,85	3,32	7,53
PX8	300	103,00	9,00	400	13,00	4,74	3,29	1,45

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura 3.6 - Execução de Prova de Carga Estática no Hospital Universitário.



Fonte: North Com Engenharia (2017).

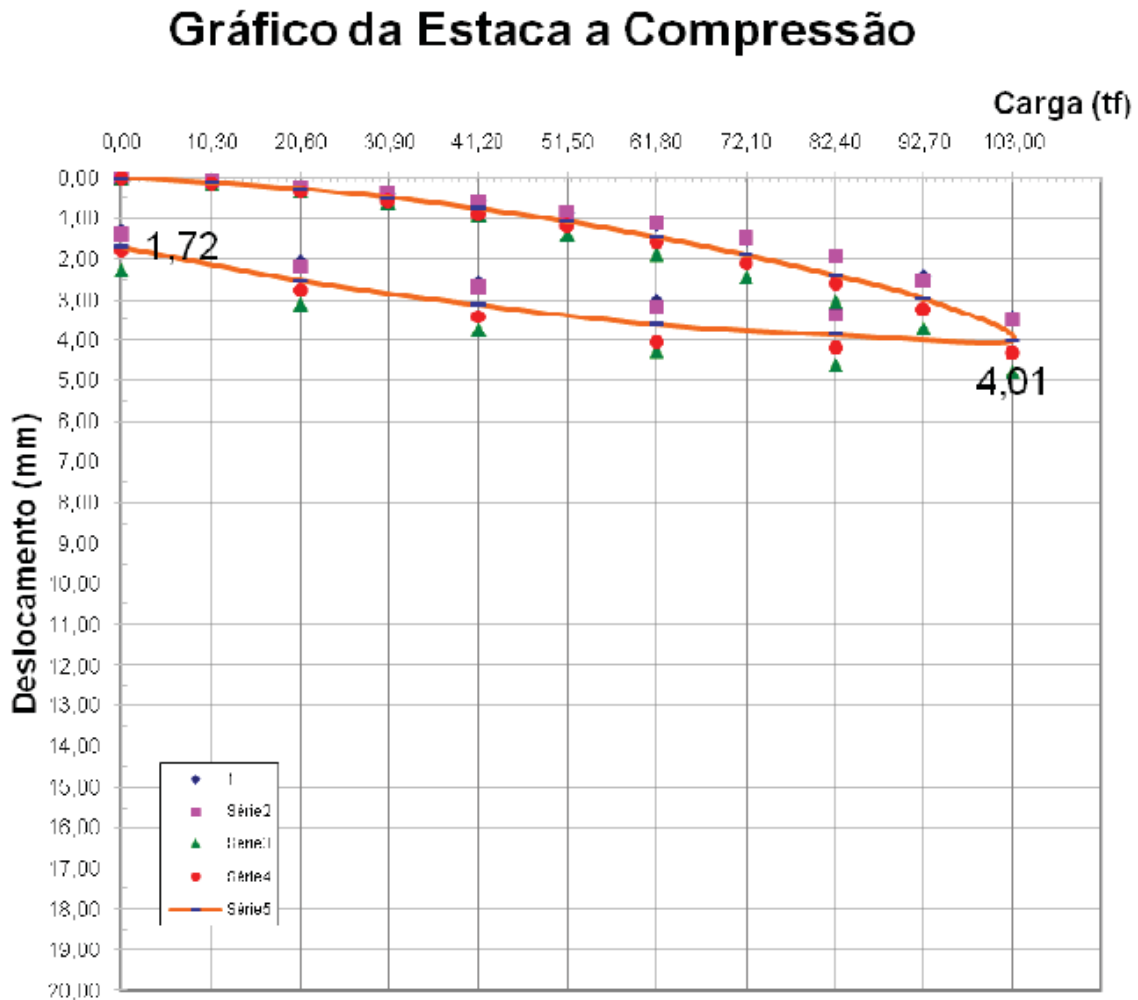
Figura 3.7 - Macaco hidráulico e célula de carga devidamente posicionados.



Fonte: North Com Engenharia (2017).

A seguir, será apresentado o resultado de uma PCE típica de uma das provas de carga realizada na obra. A curva Carga x Recalque apresentada refere-se à PCE P06, cujo furo de sondagem mais próximo é o SM-02, apresentado acima.

Figura 3.8 - Curva Carga x Recalque obtida em um ensaio de PCE da obra.



Fonte: North Com Engenharia (2017).

3.2. MÉTODOS

Nesta seção deste trabalho serão apresentados os devidos procedimentos adotados para os cálculos de capacidade de carga e recalques propostos neste trabalho, no que concerne às variáveis adotadas e demais considerações e premissas utilizadas para chegar aos resultados obtidos.

3.2.1. CAPACIDADE DE CARGA

A determinação da previsão de capacidade de carga da obra em análise foi feita utilizando os métodos semiempíricos citados no capítulo dois deste trabalho: Aoki-Velloso (1975); Décourt-Quaresma (1978,1996); Teixeira (1996) e Antunes e Cabral (1996). A escolha dos três primeiros métodos justifica-se por seu uso consagrado nas práticas de projeto

geotécnico na engenharia nacional. O último método além de consagrado, apresenta especial interesse por ter sido desenvolvido especificamente para estacas Hélice Contínua.

Os parâmetros F_1 , K e α do método de Aoki-Velloso (1975) utilizados são procedentes das tabelas 2.3 e 2.4 deste trabalho, respectivamente. Para o método de Décourt-Quaresma (1978,1996), os parâmetros α , β e coeficiente C constam nas tabelas 2.4, 2.5 e 2.6, respectivamente. Os parâmetros α e β utilizado nos cálculos pelo método de Teixeira (1996) foram os constantes nas tabelas 2.7 e 2.8 respectivamente, além disso, os parâmetros α e β empregados referem-se às Estacas Escavadas à céu aberto. Os Fatores β_1 e β_2 necessários ao método de Antunes e Cabral encontram-se na tabela 2.9, sendo adotado β_1 (Silte Arenoso) = 3,5 %; β_1 (Argila Siltosa) = 2,0 %; β_2 (Argila Siltosa) = 1,0. Os valores de α e β do método de Alonso (1996) foram os constantes nas tabelas 2.10 e 2.11 respectivamente, calculando-se r_l para cada metro de sondagem e utilizando a correlação entre SPT e SPT-T proposta, com os valores referentes à região da Bacia Sedimentar de São Paulo.

Para a utilização dos parâmetros, coeficiente e fatores intrínsecos às metodologias apresentadas e, através da análise dos perfis de sondagem executada na campanha complementar, definiu-se que para efeito de cálculo de capacidade de carga, todas as estacas em estudo apresentam duas camadas de solo predominante distribuídas ao longo de seu eixo longitudinal:

- Considerou-se que de 0 m (a contar da cota da boca do furo) até 1,0 m de profundidade, há uma camada vegetal de solo, a qual não é feita a contabilização dos golpes de SPT devido ao próprio procedimento do ensaio.

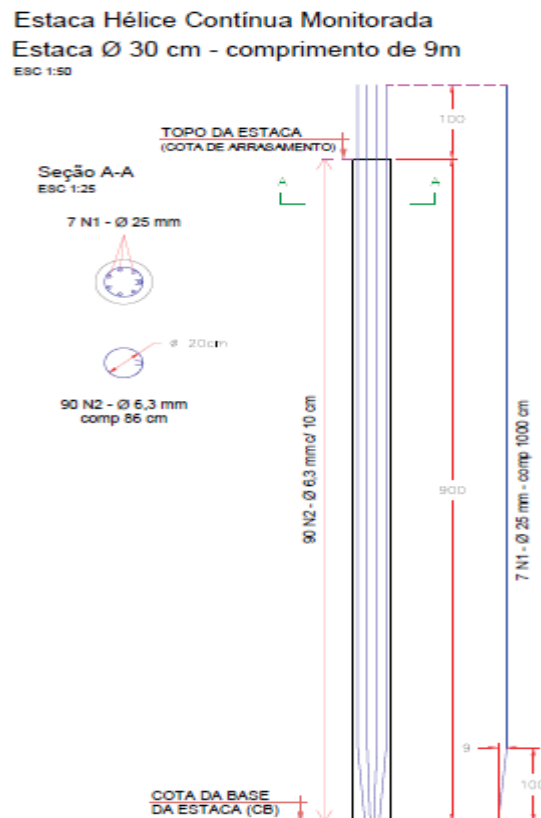
-Abaixo da camada vegetal de solo, há uma camada de Silte Arenoso, com espessura variando entre 5,0 (SM-14) e 7,0 metros (SM-02; SM-05; SM-06; SM-07; SM-10; SM-11).

-Abaixo da camada de Silte Arenoso, há uma camada de Argila Siltosa, que fora detectada em todas os perfis até a profundidade máxima escavada no ensaio, com esta variando entre 15,05 m e 15,20 m de profundidade.

Em alguns ensaios realizados na campanha complementar, os valores de golpes coletados nos metros finais de ensaio foram insuficientes para calcular o valor de N_{spt} (soma dos golpes nos 30 cm finais do amostrador padrão), sendo representados dados referentes apenas ao primeiro trecho de 15 cm no relatório de sondagem. Nestes casos, para o número de golpes de N_{spt} utilizou-se a média dos três últimos valores em que foi possível determinar o valor de N_{spt} .

Deve-se levar em consideração que a indicação do comprimento das estacas do projeto, como mostrado anteriormente, refere-se ao comprimento útil da estaca, ou seja, ao comprimento total que irá efetivamente apresentar transferência de carga por atrito lateral. Sendo assim, a parcela das estacas teste compreendida entre os trechos de 0,0 (nível do terreno) à 1,0m de profundidade não contribuem para a transferência de carga por atrito lateral pois considera-se que sofrerão arrasamento, segundo o projeto das PCE'S. Logo, a cota da base das estacas de diâmetro $\phi 300$, $\phi 400$ e $\phi 500$ serão respectivamente de 10, 12 e 12 metros de profundidade, de acordo com a representação a seguir.

Figura 3.9 - Detalhamento da estaca de $\phi 300$ com comprimento total de 10 m.



Fonte: Egel Engenharia (2017).

Para a determinação da capacidade de carga, utilizaram-se os dados referentes ao furo de sondagem executado mais próximo às estacas teste da PCE, observado de acordo com a sobreposição da planta de locação dos furos e planta de locação de estacas e pilares. A tabela a seguir apresenta a sondagem mais próxima à estaca teste ensaiada.

Tabela 3.2 - SPT utilizado para o cálculo da capacidade de carga da Estaca Teste da PCE.

PILAR	P06	P07	P17	P20	P21	P25	P28	P122	P124	P337	P505	P625	P751	P761	PX8
SPT	02	02	02	02	02	02	02	06	06	11	05	07	07	10	14

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Por fim, os valores calculados serão comparados com a carga máxima do ensaio, nos casos onde não foi possível realizar a extrapolação da curva carga x recalque, e caso sendo possível, com a extrapolação.

3.2.2. RECALQUES

Para a estimativa dos recalques, foi utilizado os métodos propostos por Cintra e Aoki (2010) e Poulos e Davis (1980). Ambos são de uso corrente no meio científico brasileiro. Sabe-se que uma das dificuldades quanto a estimativa dos recalques é a imprecisão dos resultados quando comparados com valores reais obtidos através de prova de carga, o que se deve a elevada heterogeneidade, anisotropia e incertezas em vários parâmetros utilizados como Módulo de deformabilidade do solo, Coeficiente de Poisson, Peso específico do solo, etc.

Além disso, há a influência da própria concepção da modelagem das metodologias, na qual são utilizadas hipóteses simplificadoras e premissas no sentido de facilitar o entendimento do solo, considerando alguns parâmetros constantes, no caso de métodos elásticos.

Tomando-se como parâmetro a figura 2.9, os cálculos para a previsão de recalques foram realizados considerando que todo o sistema de cargas atuantes nas estacas esteja em equilíbrio, ou seja, a carga aplicada no topo da estaca é igual a somatória dos valores de resistência por atrito lateral e de ponta da estaca.

Para a estimativa dos recalques, foram utilizados os valores de capacidade de carga (alcançados pelos métodos semiempíricos) mais próximos à carga máxima de ensaio ou pela extrapolação das curvas carga x recalques, sendo que tal consideração justifica-se da seguinte maneira: O método de Cintra e Aoki (2010) depende dos valores de resistência por atrito lateral e ponta, logo, a capacidade de carga utilizada deve ser tal que $RL < P \leq R$ (para mobilizar todo o atrito lateral e não levá-la à ruptura). Além disso, a carga considerada não seja superior à carga máxima do ensaio de PCE.

Logo, em casos onde os valores de capacidade de carga mais próximos foram inferiores aos aplicados na Prova de Carga, considera-se a carga aplicada como sendo igual ao carregamento aplicado durante um dos estágios do ensaio de PCE, onde é possível comparar com os valores de recalques obtidos *in loco*.

Para fins de cálculo, os valores de recalques obtidos pelos dois métodos foram truncados em duas casas decimais.

3.2.2.1. MÉTODO CINTRA E AOKI (2010)

Para o cálculo pelo método de Cintra e Aoki (2010), foram adotadas as seguintes premissas:

- Consideração de duas camadas de solo ao longo do fuste (Silte Arenoso e Argila Siltosa), de acordo com o perfil de sondagem, o que influencia no cálculo do encurtamento elástico do fuste e nos acréscimos de tensão no solo.

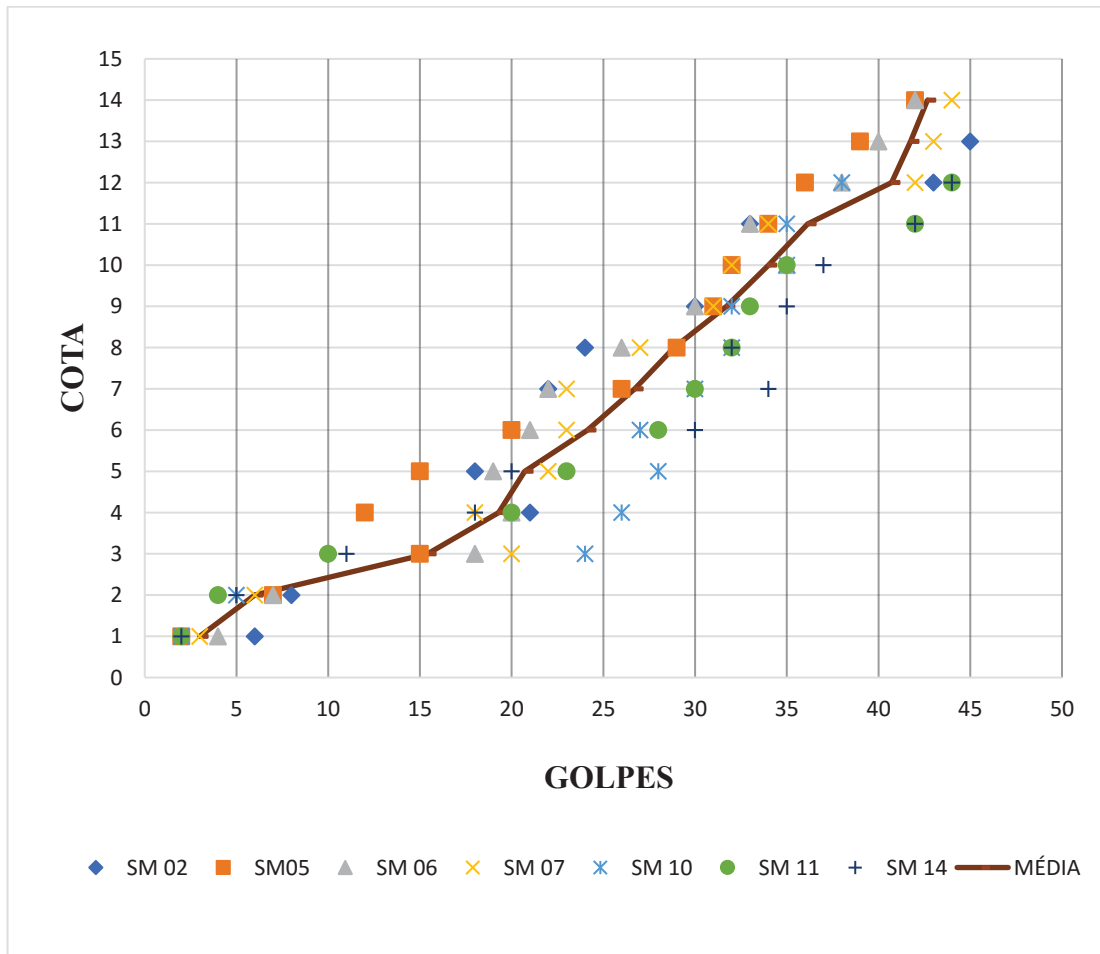
- A carga aplicada no topo da estaca é maior que a resistência por atrito lateral total e menor que a capacidade de carga da estaca.

- Á partir da ponta da estaca, considerou-se uma única camada de solo de espessura H , sendo esta até o limite da sondagem e/ou de no mínimo $4 \cdot \text{Diâmetro da estaca}$ (arredondando para o primeiro número inteiro cima), devido aos elevados valores de N_{spt} identificados, caracterizando baixa deformabilidade da camada subjacente à base.

- O limite das sondagens atingiu em torno de 15 metros de profundidade. Foi então considerado que o tipo de solo é o mesmo (Argila Siltosa) até atingir o indeslocável.

- Á partir do limite aonde foi possível determinar com clareza o valor de N_{spt} , considerou-se que este é um valor constante, de 43 golpes, de acordo com a figura a seguir, a qual apresenta a média dos golpes de todas as sondagens utilizadas de acordo com a profundidade.

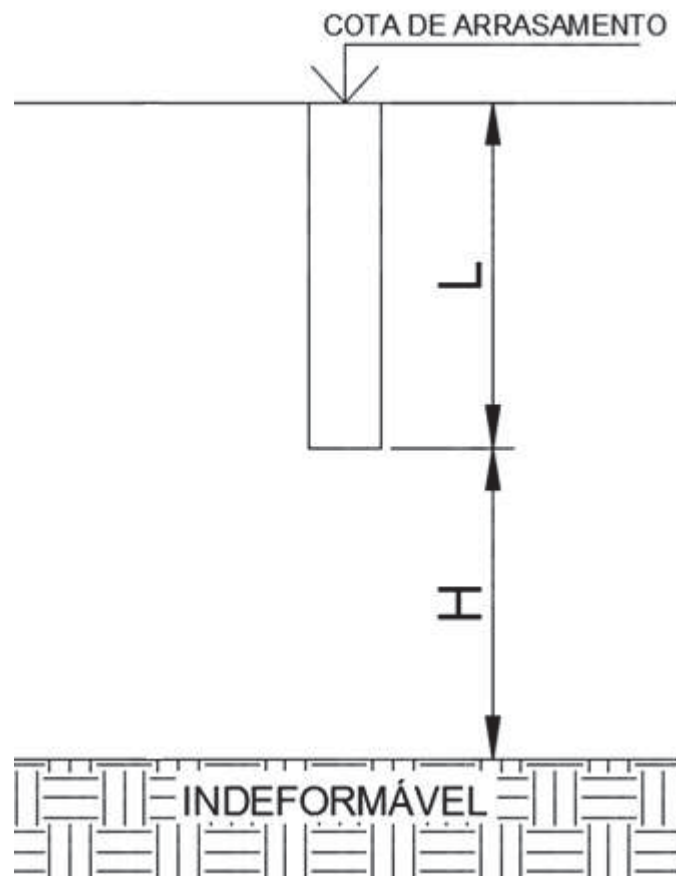
Figura 3.10 - Média de golpes de Nspt de acordo com a cota de ensaio.



Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

- Para o cálculo do Módulo de deformabilidade do solo, foi feita a média dos valores de Nspt da cota da base da estaca até o suposto indeslocável.

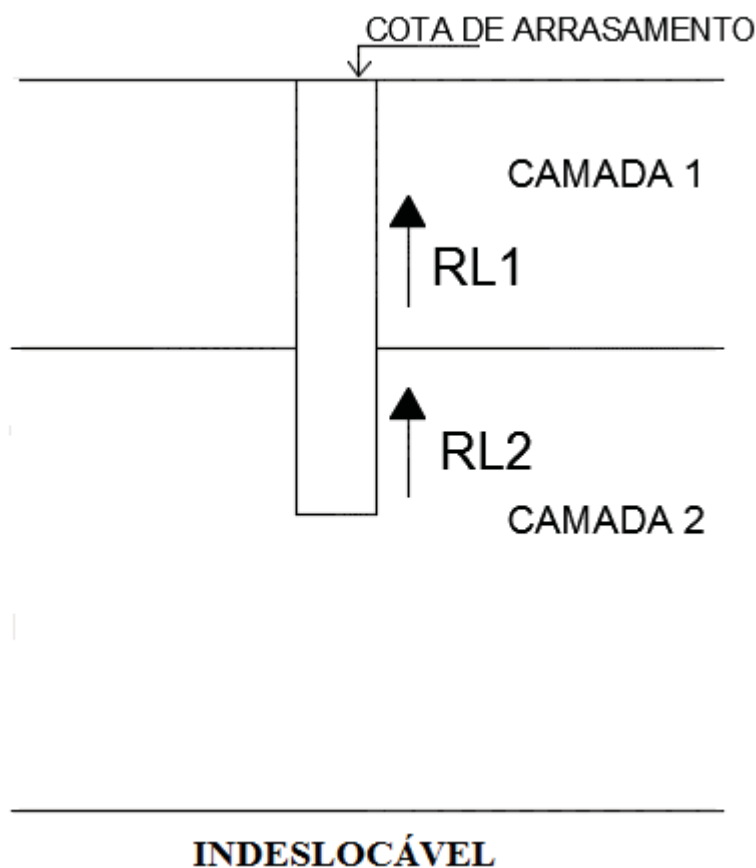
Figura 3.11 - Representação de algumas considerações adotadas no método de Cintra e Aoki (2010).



Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

A estratigrafia considerada para o método de Cintra e Aoki (2010) resulta em duas parcelas de resistência lateral $RL1$ e $RL2$, referentes à parcela de atrito lateral fornecida por cada camada. Deve-se ter em mente que os valores de $RL1$ e $RL2$ encontrados em cada caso dependem do método utilizado para o cálculo da capacidade de carga. A figura a seguir facilita a visualização para o melhor entendimento do problema.

Figura 3.12 - Resistências por atrito lateral RL1 e RL2 oferecidas pelas camadas de solo.



Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Para os demais parâmetros constantes no método, utilizou-se a equação 2.25 para o cálculo do acréscimo de tensões provocado pela carga na ponta da estaca em uma camada i . O acréscimo de tensões provocado por uma carga lateral R_{li} em uma camada i foi calculado pela equação 2.26. O recalque do solo em cada camada foi calculado através da equação 2.28.

O recalque elástico do fuste, determinado pela equação 2.23, utilizou-se os valores de resistência por atrito lateral oferecidos por cada camada identificada na estratigrafia do solo, de acordo com o método de capacidade de carga utilizado.

Para o cálculo do módulo de deformabilidade na camada de espessura H , foi empregue a equação 2.29. Para a definição do módulo de deformabilidade do solo, considerou-se E_o (Módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca) como sendo $E_o = 4 K N_{spt}$, sendo o valor de K referente ao método de capacidade de carga Aoki-Velloso (1975).

O valor de “ n ”, previsto como um expoente na equação 2.29 é igual a zero pois o solo abaixo da ponta da estaca é identificado como argila dura. Sendo assim, matematicamente é possível inferir que o valor de E_s (Módulo de Deformabilidade do Solo) será igual ao valor de

Eo, razão pela qual não foi necessário a inserção de dados e considerações referentes aos valores de peso específico do solo para o cálculo da tensão geostática no centro da camada, constante na equação 2.29.

Para o valor do módulo de elasticidade da estaca (concreto), optou-se por utilizar a estimativa apresentada pela NBR 6118/2014, sendo o módulo de elasticidade inicial (obtido aos 28 dias) igual a $E_{ci} = \alpha E \cdot 5600 \cdot \sqrt{F_{ck}}$ (com $\alpha E = 1$). Logo, para a resistência característica à compressão do concreto especificada no projeto de fundações ($f_{ck} = 20\text{MPa}$), o valor do Módulo de elasticidade obtido é aproximadamente igual a $E_c = 25.000\text{ MPa}$.

3.2.2.2. MÉTODO POULOS E DAVIS (1980)

A utilização do método de Poulos e Davis (1980) neste trabalho recebeu algumas hipóteses simplificadoras, com o intuito de facilitar os processos de cálculo.

A principal hipótese deve-se à adoção de uma única camada de solo ao longo do trecho entre a cota de arrasamento e o suposto indeslocável, admitindo esta camada como sendo de Argila Siltosa, visto que a solução oferecida pela equação 2.30 contempla uma situação onde há apenas uma camada de espessura “h”, compreendida entre o topo das estacas e o suposto indeslocável abaixo desta, como demonstrado pela figura 2.24.

Outra importante consideração foi concordar que a estaca trabalha predominantemente por atrito lateral, sendo desconsiderada a parcela de carga na ponta, tendo como efeito prático de cálculo desprezar o fator de correção R_b para a ponta da estaca em solo mais rígido.

Os valores adotados para v' e E' são os apresentados pela tabela 2.12, onde determinou-se que $v' = 0,15$ e $E' = 25\text{ MPa}$. O valor do módulo de elasticidade da fundação (concreto) é o mesmo adotado para o método de Cintra e Aoki, em que $E_c = 25.000\text{ MPa}$. Logo, o valor de $K = 1000$. Os valores de I_o , R_k , R_v e R_h referem-se aos ábacos das figuras 2.25, 2.26, 2.27 e 2.28, respectivamente.

3.2.3. EXTRAPOLAÇÃO DAS CURVAS CARGA X RECALQUE

Após análise das curvas carga x recalque obtidas nas PCE'S, verificou-se que nenhuma PCE atingiu a ruptura nítida. Entretanto, em 14 das 15 estacas ensaiadas, a carga máxima de ensaio não foi suficiente para evidenciar o formato da curva, sendo identificadas condições compatíveis para a extrapolação, de acordo com o descrito em 2.5.4, apenas no ensaio P505, a qual a curva obtida é compatível com a ruptura física e apresenta tendência

assintótica, razões pelas quais esta curva será extrapolada através do método de Van Der Veen (1953).

3.2.4. PREVISÃO DA CURVA CARGA X RECALQUE

A previsão das curvas carga x recalque foi realizada utilizando a equação 2.34 para encontrar o parâmetro “a”, o qual define o formato da curva.

O valor de recalque “ ρ ” (requerido na equação 2.34) adotado foi o obtido pelos dois métodos utilizados para estimativa de recalques.

Para a previsão da curva carga recalque, os valores de “P” da equação 2.34 foram adotados como sendo os equivalentes a cada estágio de carregamento realizado no ensaio de PCE. Caso o valor adotado para a carga atuante na estaca for menor que a maior carga aplicada na PCE, a curva Carga x Recalque gerada se limitará à um dos estágios de carregamento.

4. RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados todos os resultados obtidos para os cálculos de capacidade de carga pelos métodos de: Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978,1996), Teixeira (1996) e Antunes e Cabral (1996), assim como os resultados para as estimativas de recalques com os métodos de: Cintra e Aoki (2010) e Poulos e Davis (1980).

Além disso, serão apresentados os resultados da extrapolação das curvas carga x recalque onde detectou-se a viabilidade técnica para tal, além de tabelas e gráficos que exprimem diversos comparativos entre as extrapolações das curvas e Capacidades de carga calculadas, assim como valores estimados para os recalques em comparação com os obtidos nas PCE.

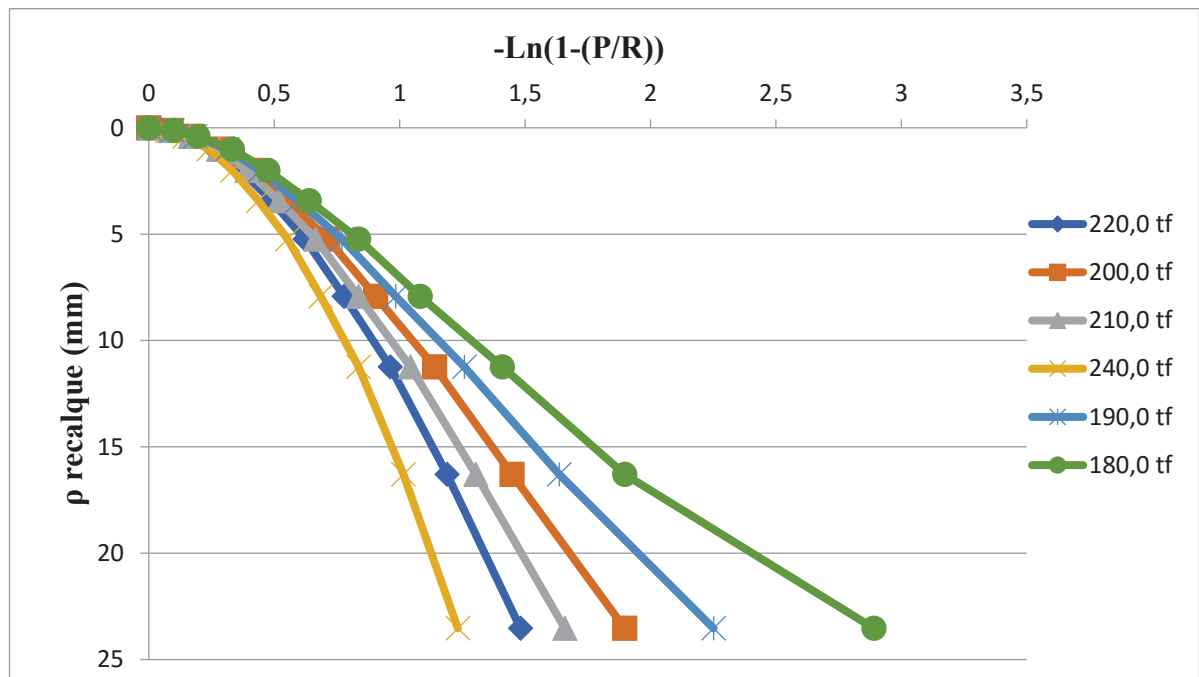
Por fim, serão apresentadas as previsões de curva carga x recalque utilizando resultados para os dois métodos utilizados.

Todos os procedimentos foram realizados conforme as considerações apresentadas no capítulo 3 e as referências bibliográficas apresentadas no capítulo 2.

4.1. EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA X RECALQUE

A seguir é apresentada o resultado para a única curva na qual foram identificadas condições propícias para a extrapolação, a P505.

Figura 4.1 - Extrapolação da PCE P505.



Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

A carga de ruptura identificada por este processo foi de 190 tf, 11,7% maior que a carga máxima aplicada no ensaio.

4.2. RESULTADOS CAPACIDADE DE CARGA

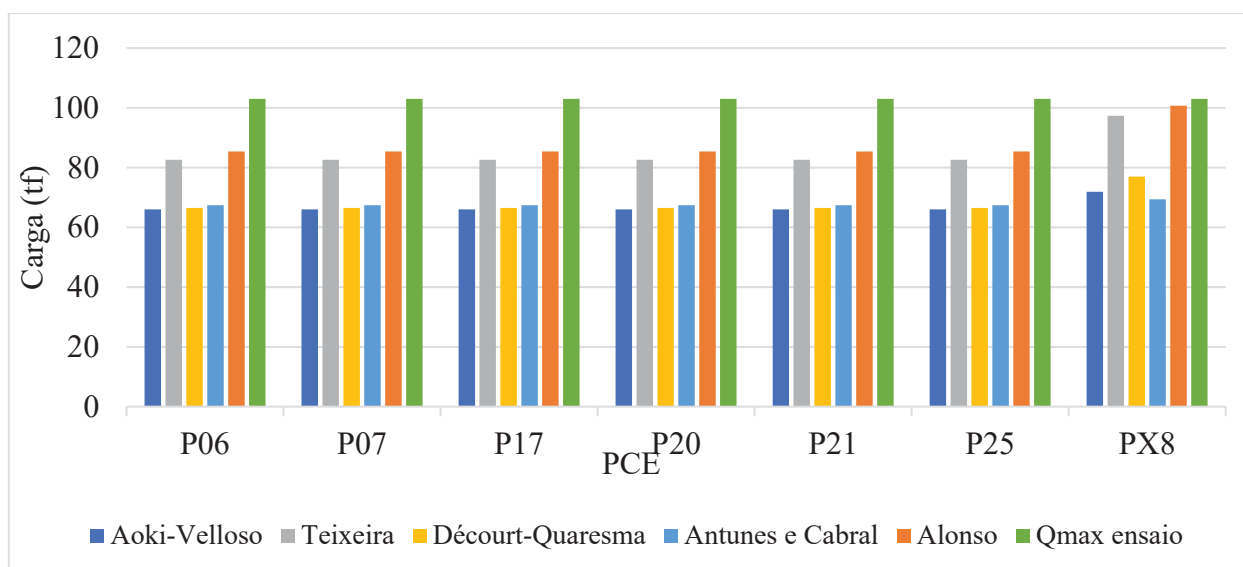
A seguir serão apresentados os valores calculados para a capacidade de carga. É importante lembrar que cada resultado apresentado é relativo à Estaca Teste de uma Prova de Carga Estática, sendo utilizada a sondagem mais próxima à estaca ensaiada na prova de carga.

As tabelas a seguir contêm a Estaca Teste analisada (PCE), a sondagem de referência, os valores de resistência por atrito lateral, resistência de ponta e resistência total calculados por cada método semiempírico e a carga máxima de ensaio, apresentados de acordo com o diâmetro das estacas ensaiadas.

Tabela 4.1 - Resultados de Capacidade de Carga para estacas de $\phi 300$ mm

PCE	SPT	MÉTODO															Carga Máxima Ensaio
		Aoki-Velloso			Décourt-Quaresma			Teixeira			Alonso			Antunes e Cabral			
		RL	RP	RT	RL	RP	RT	RL	RP	RT	RL	RP	RT	RL	RP	RT	
P06	SM-02																103
P07																	103
P17																	103
P20		41,1	24,9	66	58,4	8,1	66,5	60	22,6	82,6	64,5	20,9	85,4	44,8	22,6	67,4	103
P21																	103
P25																	103
PX8	SM-14	43,1	28,8	71,9	67,3	9,7	77	70,5	26,8	97,3	75,8	24,9	100,7	43,2	26,2	69,4	103

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura 4.2 - Resultados de Capacidade de Carga para Estacas $\phi 300$ mm.

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

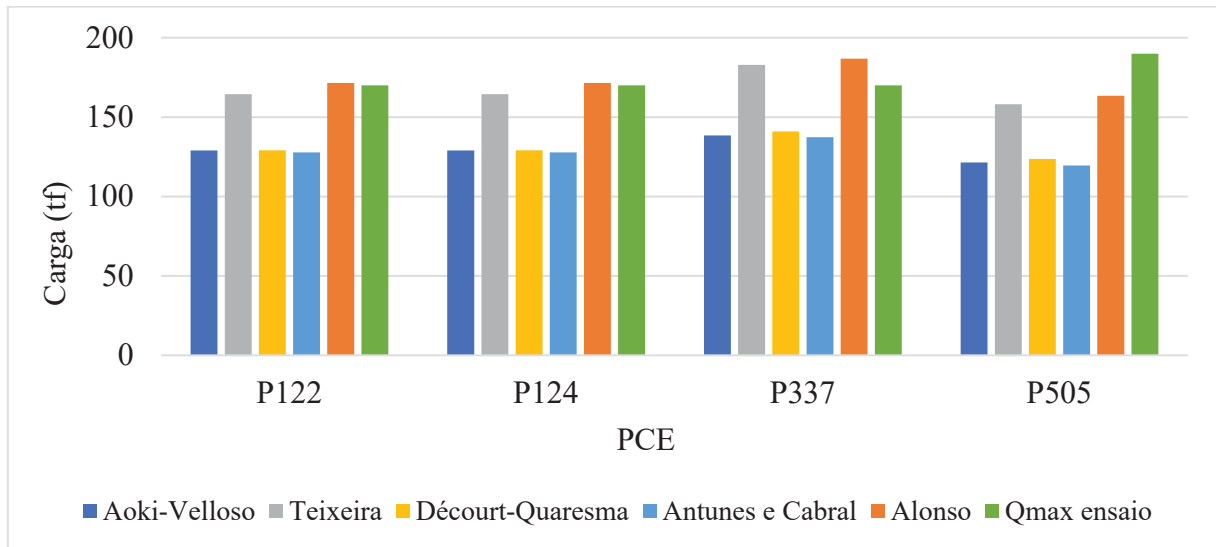
Tabela 4.2 - Resultados de Capacidade de Carga para estacas de $\phi 400$ mm

PCE	SPT	MÉTODO															Carga Máxima Ensaio
		Aoki-Velloso			Décourt-Quaresma			Teixeira			Alonso			Antunes e Cabral			
		RL	RP	RT	RL	RP	RT	RL	RP	RT	RL	RP	RT	RL	RP	RT	
P122	SM-06																170
P124		76,5	52,5	129	112,4	16,7	129,1	118,1	46,4	164,5	127,1	44,4	171,5	80	47,8	127,8	170
P337	SM-11	83,2	55,3	138,5	122	19	141	130,2	52,7	182,9	139	47,8	186,8	87,1	50,3	137,4	170
P505	SM-05	71,7	49,8	121,5	107,3	16,4	123,7	113,1	45	158,1	120,6	42,9	163,5	74,3	45,2	119,5	190 *

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

* Extrapolação

Figura 4.3 - Resultado de Capacidade de Carga para estacas $\phi 400$ mm.



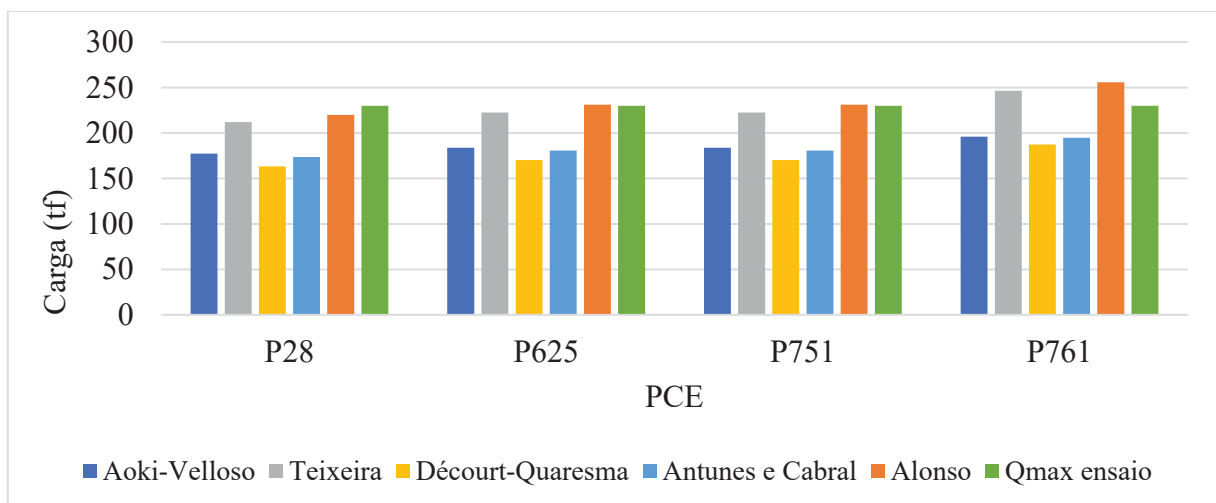
Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Tabela 4.3 - Resultados de Capacidade de Carga para estacas de $\phi 500$ mm

PCE	SPT	MÉTODO															Carga Máxima Ensaio
		Aoki-Velloso			Décourt-Quaresma			Teixeira			Alonso			Antunes e Cabral			
		RL	RP	RT	RL	RP	RT	RL	RP	RT	RL	RP	RT	RL	RP	RT	
P28	SM-02	91	86,4	177,4	134,7	28,5	163,2	140,7	71,2	211,9	151,4	68,5	219,9	95,1	78,5	173,6	230
P625	SM-07	97,5	86,4	183,9	142,2	28	170,2	150,8	71,7	222,5	161,5	69,7	231,2	102,2	78,5	180,7	230
P751																	230
P761	SM-10	113,8	82,1	195,9	161,7	25,6	187,3	174,7	71,7	246,4	186,6	69,2	255,8	120,2	74,6	194,8	230

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura 4.4 - Resultado de Capacidade de Carga para estaca $\phi 500$ mm.



Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

De maneira geral, nota-se certa homogeneidade entre os resultados fornecidos pelos métodos Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Antunes e Cabral, entretanto, se observados os valores de resistência lateral e de ponta da estaca, serão vistas discrepâncias entre os métodos. Os maiores valores registrados são referentes aos métodos de Teixeira e Alonso, que também são próximos entre si.

Outra constatação é a ocorrência de uma tendência de a carga de ruptura variar de acordo com os valores calculados nos métodos semiempíricos, ou seja, quanto maior a capacidade de carga calculada, maior é o valor da carga de ruptura da extrapolação. Sendo os métodos semiempíricos baseados no N_{spt} , e esta uma forma de estudar a resistência dos maciços de solo, é, portanto, de se esperar que tal situação ocorra.

A tabela a seguir apresenta em números as tendências e constatações observadas, exprimindo a variação percentual de cada método em relação às extrapolações, calculada como $(\text{método}-Q_{\text{max}} \text{ ensaio}) / Q_{\text{max}} \text{ ensaio}$, fornecendo o quanto uma metodologia varia (para mais ou para menos) em relação à Q_{max} .

Tabela 4.4 - Variação percentual de cada método em relação à Carga máxima de Ensaio.

PCE	MÉTODOS				
	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Alonso	Antunes e Cabral
	%	%	%		%
P06	-35,9%	-35,4%	-19,8%	-17,1%	-34,6%
P07	-35,9%	-35,4%	-19,8%	-17,1%	-34,6%
P17	-35,9%	-35,4%	-19,8%	-17,1%	-34,6%
P20	-35,9%	-35,4%	-19,8%	-17,1%	-34,6%
P21	-35,9%	-35,4%	-19,8%	-17,1%	-34,6%
P25	-35,9%	-35,4%	-19,8%	-17,1%	-34,6%
P28	-22,9%	-29,0%	-7,9%	-4,4%	-24,5%
P122	-24,1%	-24,1%	-3,2%	0,9%	-24,8%
P124	-24,1%	-24,1%	-3,2%	0,9%	-24,8%
P337	-18,5%	-17,1%	7,6%	9,9%	-19,2%
P505	-36,1%*	-34,9%*	-16,8%*	-13,9%*	-37,1%*
P625	-20,0%	-26,0%	-3,3%	0,5%	-21,4%
P751	-20,0%	-26,0%	-3,3%	0,5%	-21,4%
P761	-14,8%	-18,6%	7,1%	11,2%	-15,3%
PX8	-30,2%	-25,2%	-5,5%	-2,2%	-32,6%

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

* Valores referentes à extrapolação.

Para o prosseguimento dos estudos proposto, é necessário então definir a capacidade de carga das estacas a ser utilizada nos cálculos de recalques. A tabela a seguir apresenta os valores definidos, os quais mais se aproximaram à carga máxima de ensaio.

Tabela 4.5 - Resultados de Capacidade de Carga adotados para cada PCE.

PCE	Sondagem	Diâmetro (mm)	Capacidade De Carga	Método
P06	SM-02	300	85,4	ALONSO
P07	SM-02	300	85,4	ALONSO
P17	SM-02	300	85,4	ALONSO
P20	SM-02	300	85,4	ALONSO
P21	SM-02	300	85,4	ALONSO
P25	SM-02	300	85,4	ALONSO
P28	SM-02	500	219,9	ALONSO
P122	SM-06	400	171,5	ALONSO
P124	SM-06	400	171,5	ALONSO
P337	SM-11	400	182,9	TEIXEIRA
P505	SM-05	400	163,5	ALONSO
P625	SM-07	500	231,2	ALONSO
P751	SM-07	500	231,2	ALONSO
P761	SM-10	500	246,4	TEIXEIRA
PX8	SM-14	300	100,7	ALONSO

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Os dados da tabela 4.6 permitem realizar importantes inferências acerca deste estudo de caso, algumas das quais:

- 1) Das 15 estacas teste em estudo, as quais foram realizados ensaios de Prova de Carga Estática na obra do Hospital Universitário da Unifap, utilizando a devida sondagem de referência, o método de Alonso (que apresentou os maiores valores) forneceu os valores mais próximo à carga máxima em 13 estacas;

- 2) Para os diâmetros de $\phi 300$ mm, as variações percentuais observadas são maiores em relação às estacas de $\phi 400$ e $\phi 500$ mm, o que mostra que a variação entre método e carga máxima reduziu com o aumento do diâmetro das estacas;
- 3) Em 6 estacas houve variação percentual positiva, ou seja, os métodos forneceram capacidade de carga maior do que a carga máxima de ensaio. Entretanto, em quatro situações esta variação percentual não ultrapassou 1%. Logo, em 9 das 15 estacas as previsões de capacidade de carga por métodos semiempíricos atentaram totalmente a favor da segurança.

4.3. RESULTADOS DA PREVISÃO DOS RECALQUES

A seguir serão apresentados os resultados obtidos para as estimativas de recalques, considerando todas as premissas descritas em 3.2.2. e as revisões bibliográficas apresentadas no capítulo 2.

A tabela a seguir apresenta os resultados calculados utilizando os métodos de Cintra e Aoki (2010) e Poulos & Davis (1980). Além disso, são expostos os valores da carga vertical consideradas nos cálculos, os resultados apresentados pela PCE para a respectiva carga e a diferença percentual, calculada como $((\rho_{\text{método}} - \rho_{\text{PCE}}) / \rho_{\text{PCE}})$.

Tabela 4.6 - Resultados dos recalques e comparações com os valores obtidos na PCE

PCE	Sondagem	Diâmetro (mm)	Carga considerada (tf)	RECALQUES (mm)		ρ PCE (mm)	Diferença Percent.	
				Cintra e Aoki	Poulos e Davis		% Aoki	% Poulos e Davis
P06	SM-02	300	82,40	12,15	5,64	2,4	406,3%	135,0%
P07	SM-02	300	82,40	12,15	5,64	3,01	303,7%	87,4%
P17	SM-02	300	82,40	12,15	5,64	4,43	174,3%	27,3%
P20	SM-02	300	82,40	12,15	5,64	2,92	316,1%	93,2%
P21	SM-02	300	82,40	12,15	5,64	3,93	209,2%	43,5%
P25	SM-02	300	82,40	12,15	5,64	2,33	421,5%	142,1%
P28	SM-02	500	207,00	23,03	9,82	4,44	418,7%	121,2%
P122	SM-06	400	170,00	22,61	8,32	9,64	134,5%	-13,7%
P124	SM-06	400	170,00	22,61	8,32	8,33	171,4%	-0,1%
P337	SM-11	400	170,00	22,26	7,38	9,13	143,8%	-19,2%
P505	SM-05	400	153,00	19,44	7,49	16,29	19,3%	-54,0%
P625	SM-07	500	230,00	27,59	10,92	8,8	213,5%	24,1%
P751	SM-07	500	230,00	27,59	10,92	11,05	149,7%	-1,2%
P761	SM-10	500	230,00	24,73	10,92	10,85	127,9%	0,6%

PX8	SM-14	300	92,70	13,07	6,18	3,69	254,2%	67,5%
-----	-------	-----	-------	-------	------	------	--------	-------

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Os dados da tabela 4.7 exibem uma notória discrepância entre os valores calculados e os obtidos nas provas de carga. As variações percentuais para o método de Cintra e Aoki chegam até a 421,5% e para o de Poulos e Davis em 142,1%.

Nota-se que nos ensaios P06 e P25 para o devido carregamento sequer atingiu o recalque elástico do fuste, de acordo com a tabela 3.1.

Das 15 estacas em estudo, o método de Poulos e Davis apresentou menor variação percentual (maior proximidade com o resultado da PCE) em 14 estacas, sendo que em 5 casos (P122, P124, P337, P505 e P751) foi contra a segurança (previsão menor que o registrado no ensaio).

Nota-se elevada variabilidade entre os recalques registrados nas provas de carga para um mesmo “tipo” de estaca.

Apesar das discrepâncias observadas, nota-se que o método de Poulos e Davis nas estacas do P625, P761, P124, P337, P122 e P751 obteve relativamente baixa variação em relação aos valores das PCE’S, sendo observadas valores de 24,1%, 0,6%, -0,1%, -19,2%, -13,7 e -1,2% respectivamente. O método de Cintra e Aoki obteve baixa variação percentual apenas na PCE’S P505, sendo esta de 19,3%.

Para melhor percepção dos resultados, os valores da tabela 4.7 serão apresentados graficamente agrupados de acordo com o diâmetro e carga considerada na estaca teste.

Figura 4.5 - Recalques em estacas de $\phi 300$ mm e $P = 82,4,0$ tf.

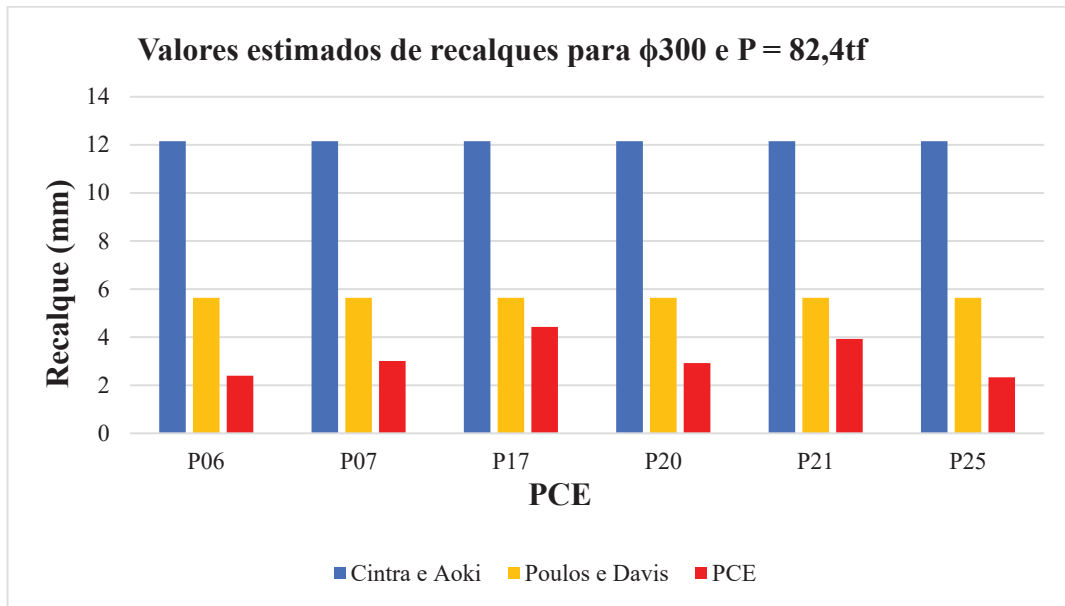


Figura 4.6 - Recalques em estacas de $\phi 300$ e $P = 92,70$ tf.

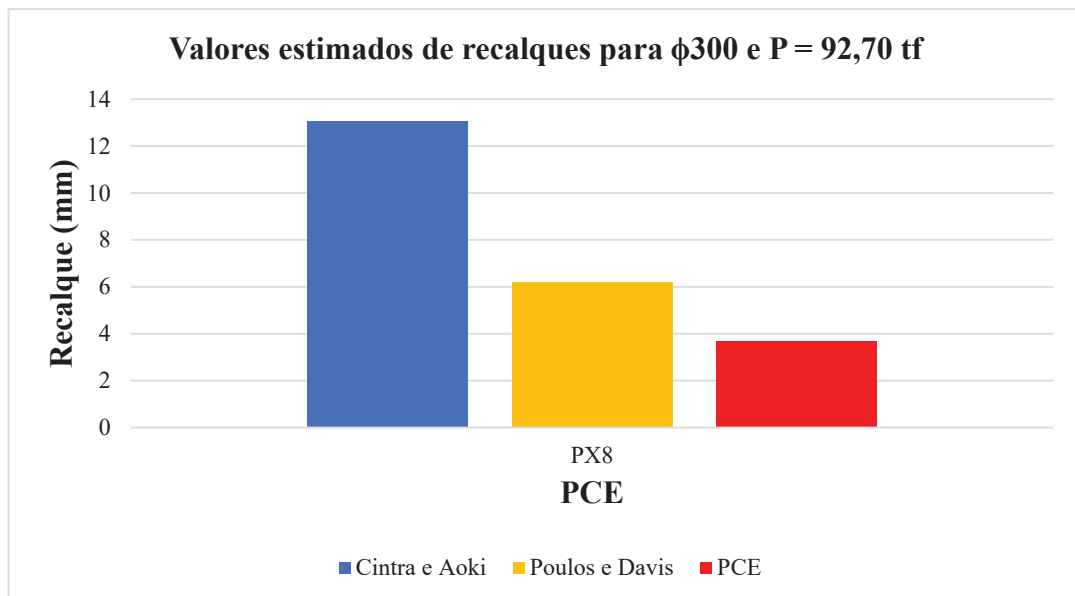
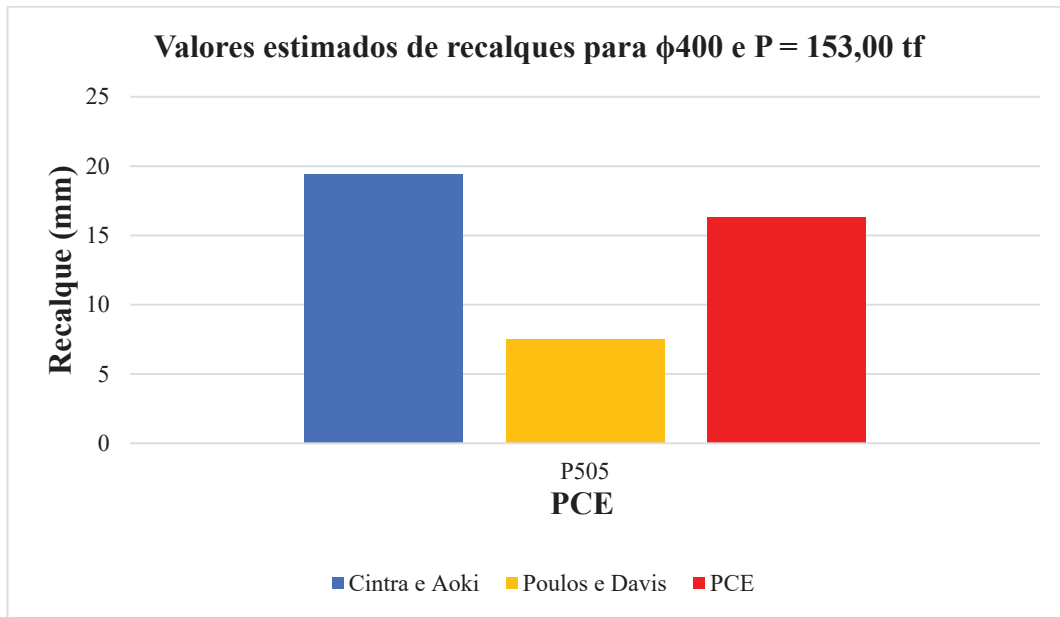
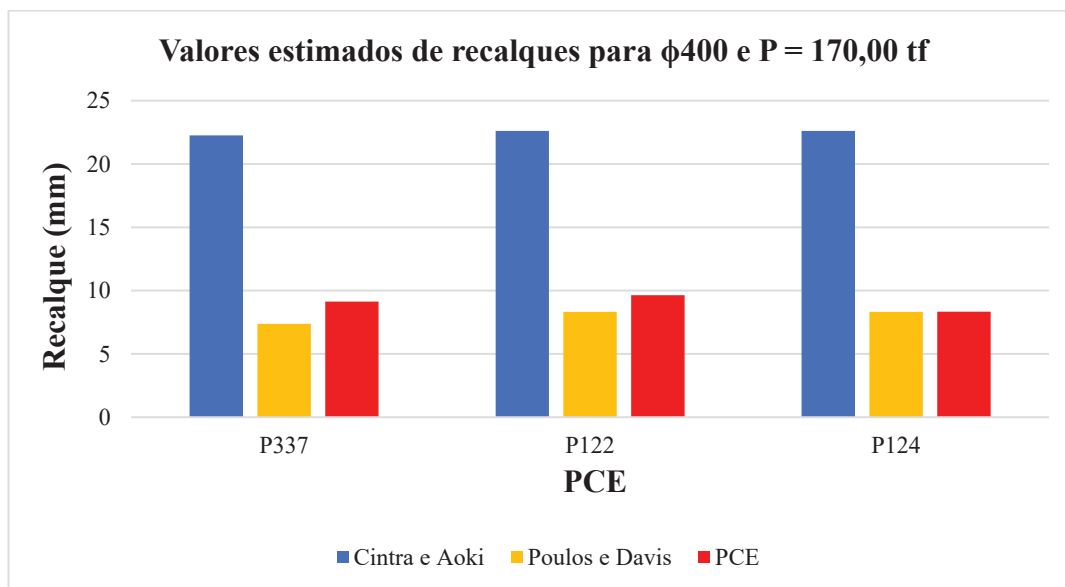


Figura 4.7 - Recalques em estacas de $\phi 400$ mm e $P = 153,0$ tf.



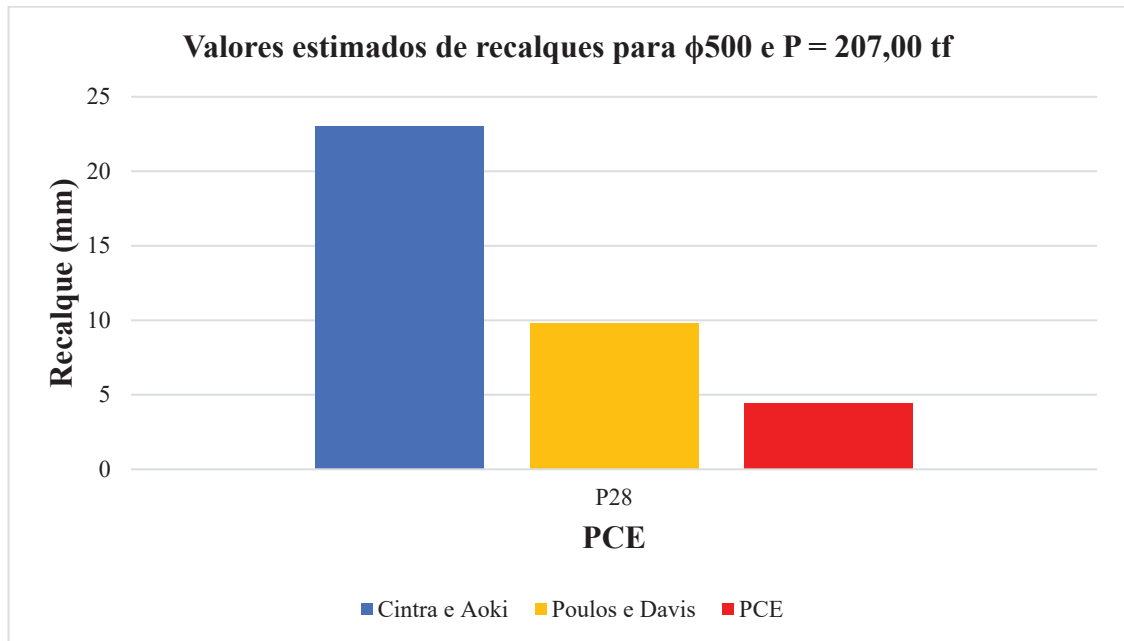
Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura 4.8 - Recalques em estacas de $\phi 400$ mm e $P = 170,0$ tf.



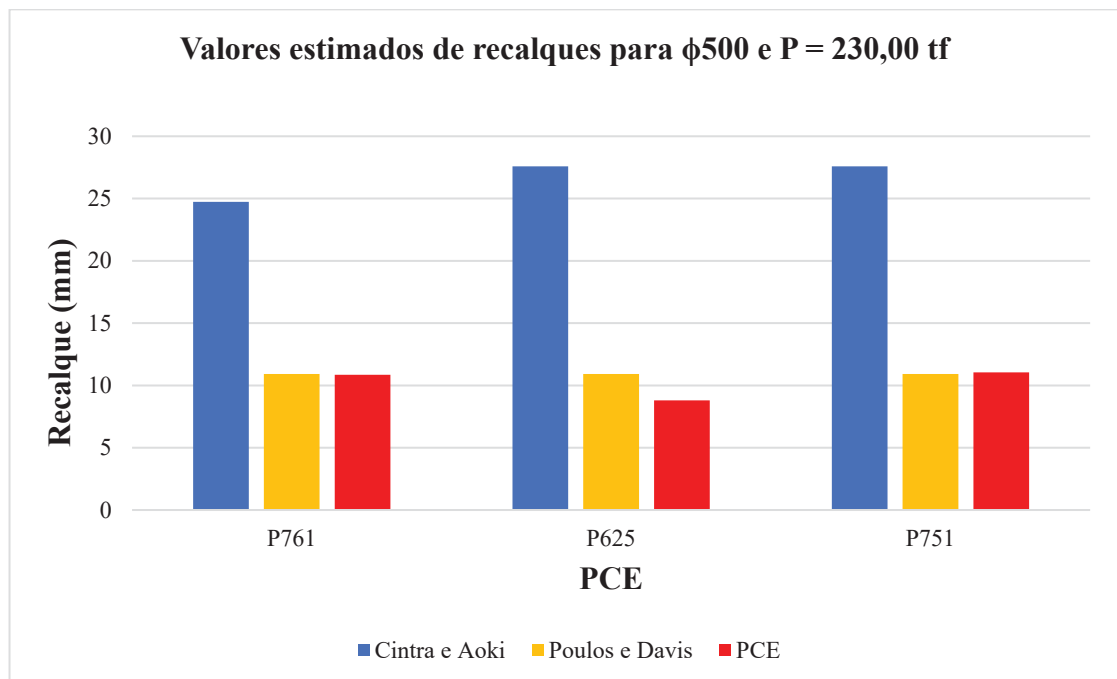
Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura 4.9 - Recalques em estacas de $\phi 500$ mm e $P = 207,0$ tf.



Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura 4.10 - Recalques em estacas de $\phi 500$ mm e $P = 230,0$ tf.

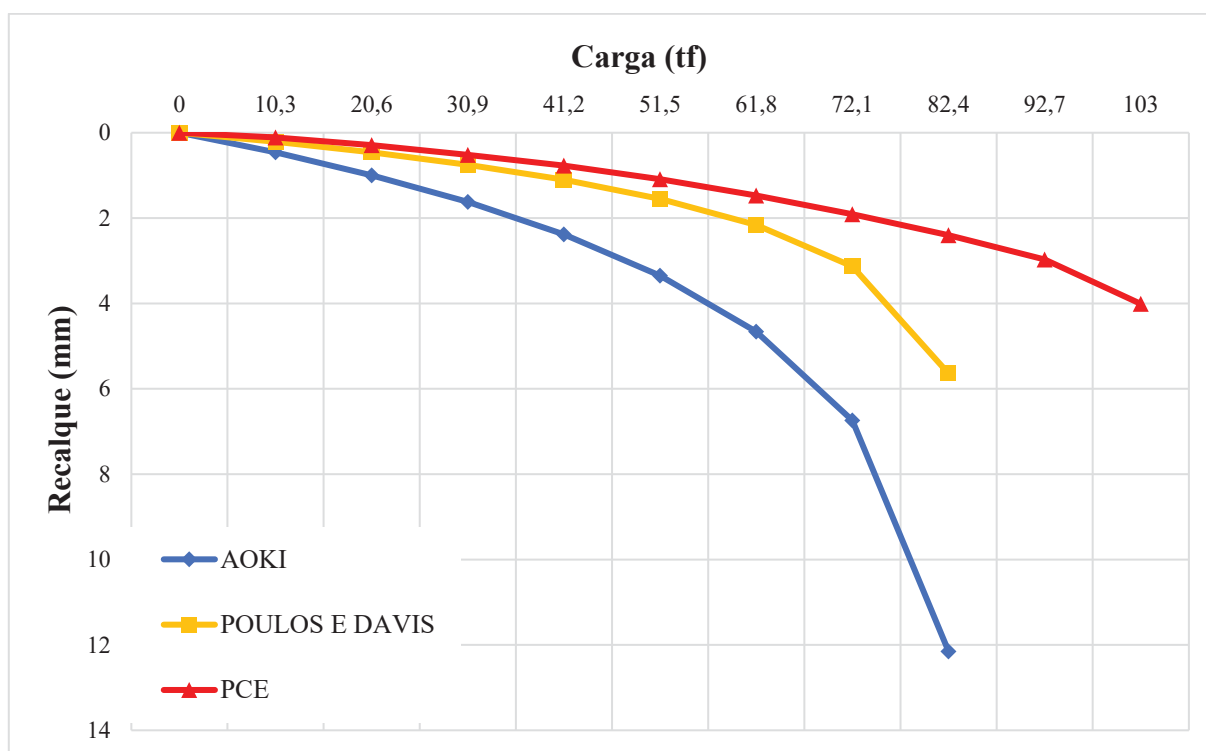


Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

4.4. PREVISÃO DA CURVA CARGA X RECALQUE

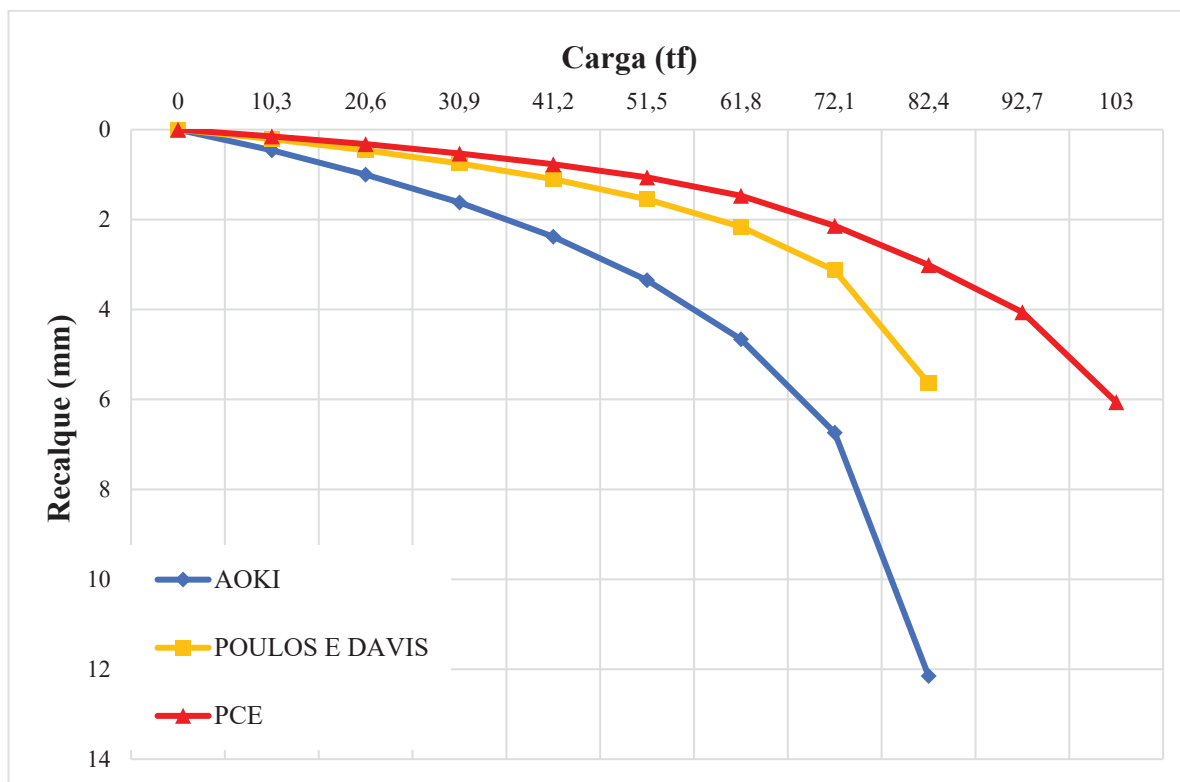
Após a estimativa de recalques, foi feita a previsão da curva carga recalque. Todas as curvas obtidas serão apresentadas a seguir, em um único gráfico, o qual mostra a curva prevista com os recalques calculados por Cintra e Aoki (2010) e Poulos & Davis (1980) e a própria curva da PCE.

Figura 4.11 - Previsão curva carga x recalque PCE P06.



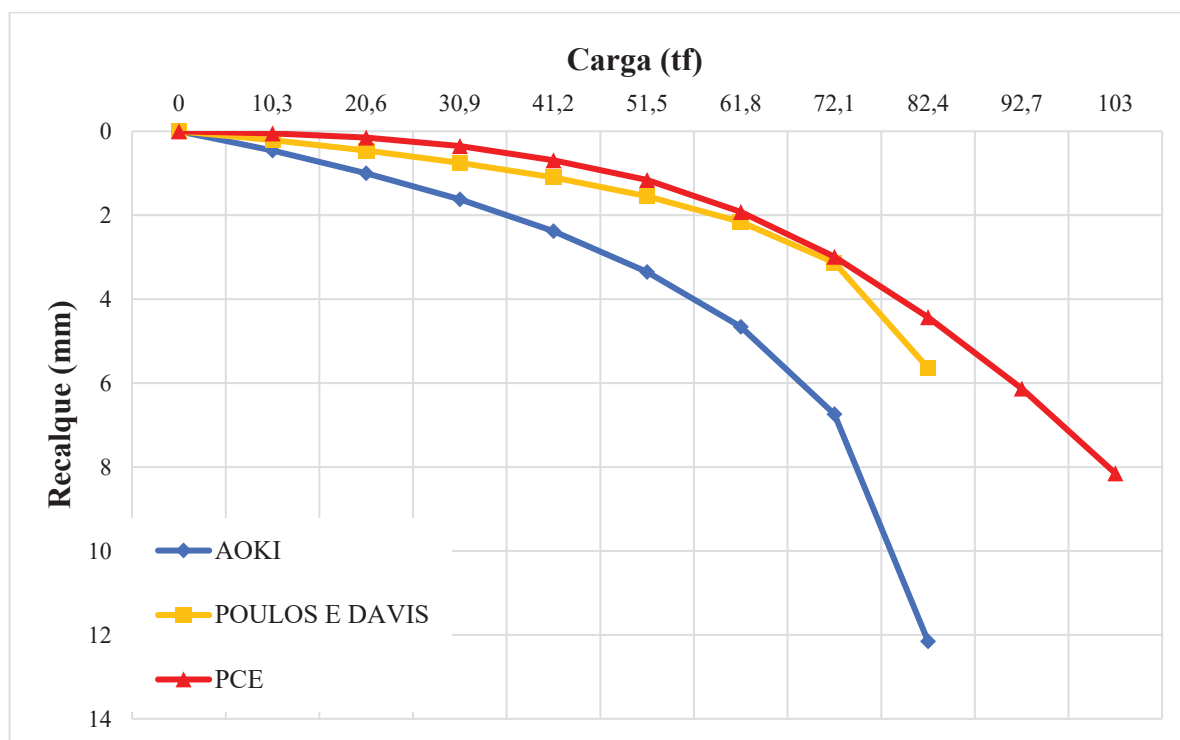
Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura 4.12 - Previsão curva carga x recalque PCE P07.



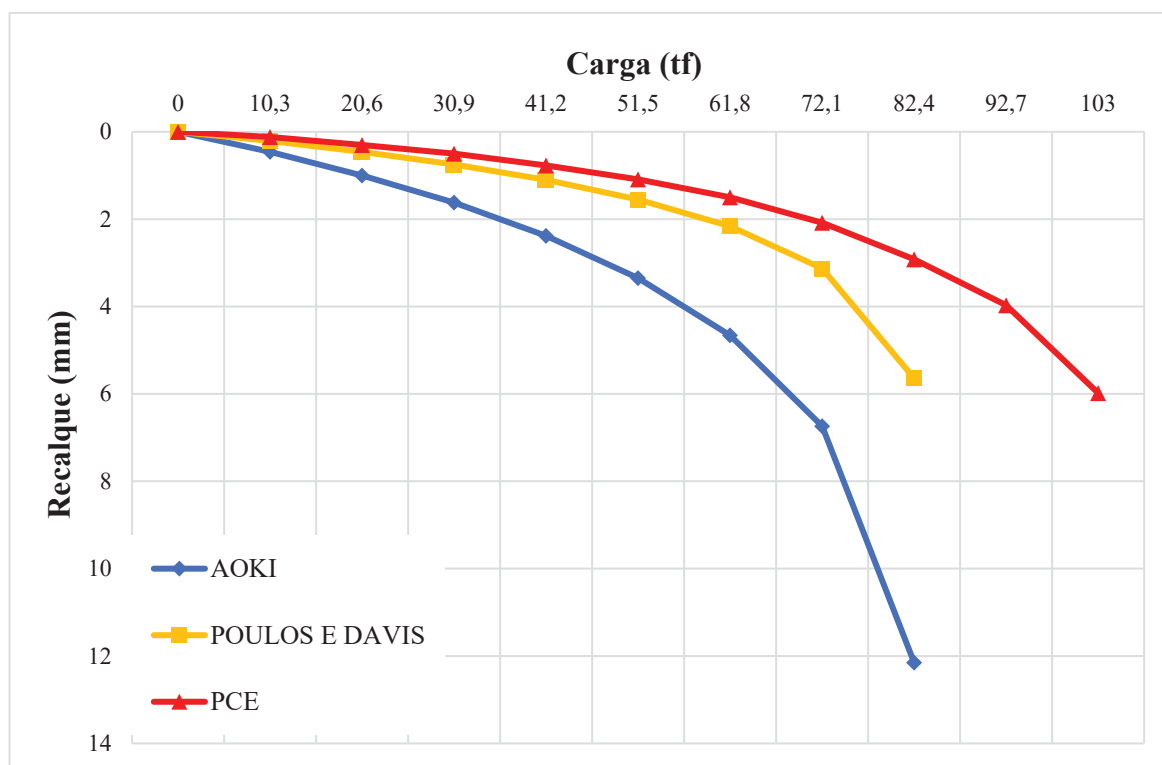
Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura 4.13 - Previsão curva carga x recalque PCE P17.



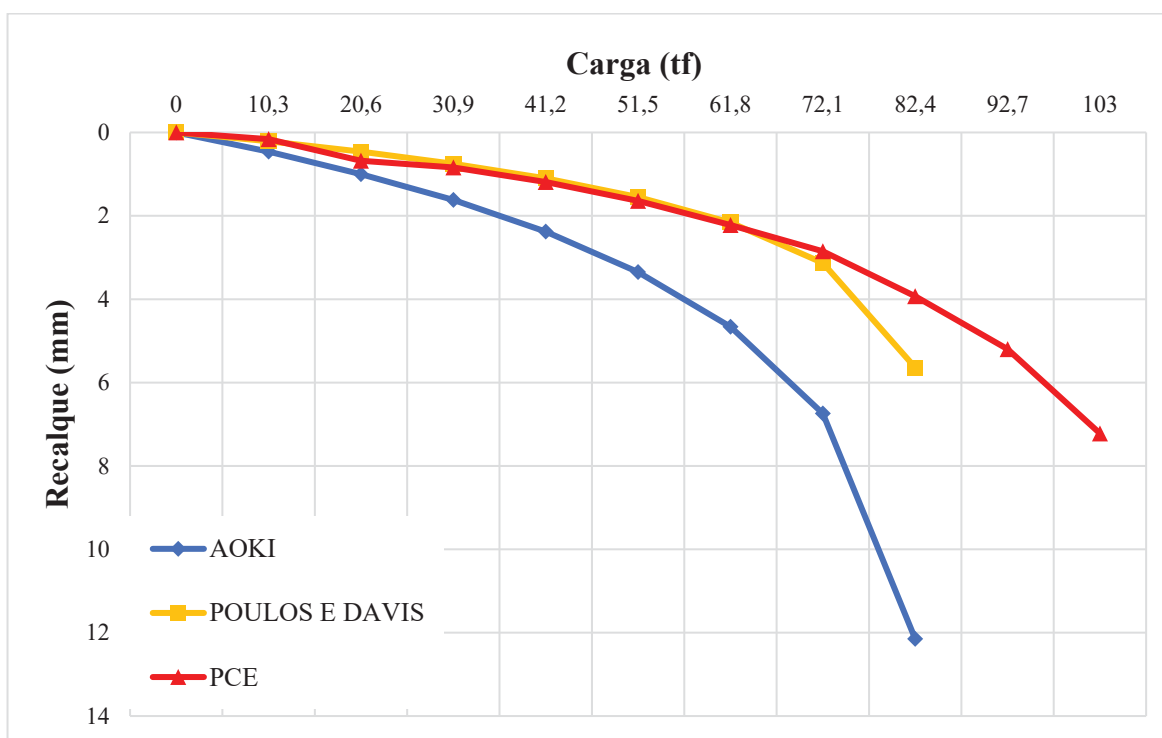
Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura 4.14 - Previsão curva carga x recalque PCE P20.



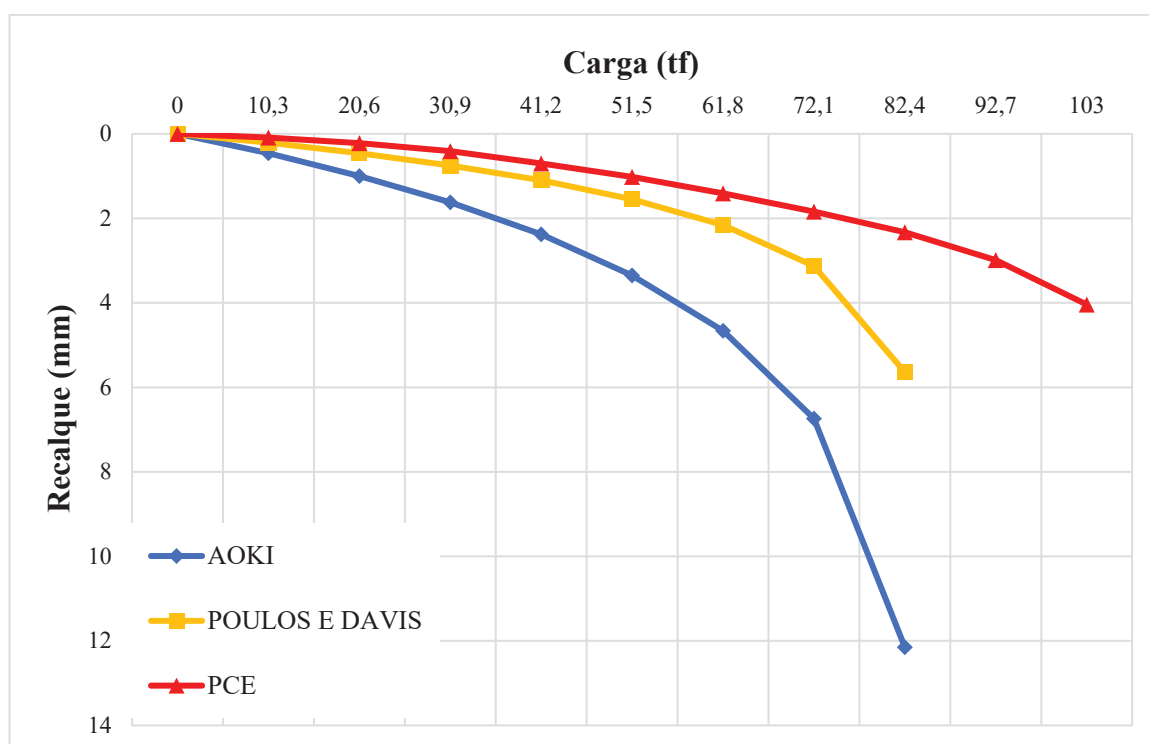
Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura 4.15 - Previsão curva carga x recalque PCE P21.



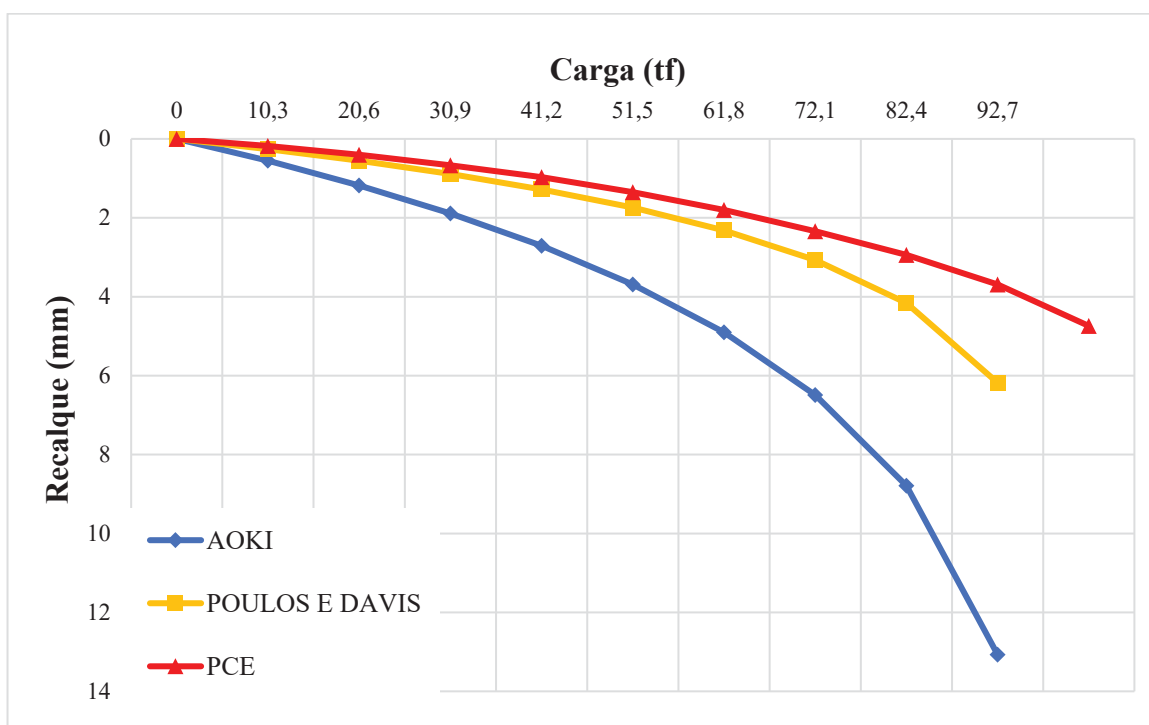
Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura 4.16 - Previsão curva carga x recalque PCE P25.



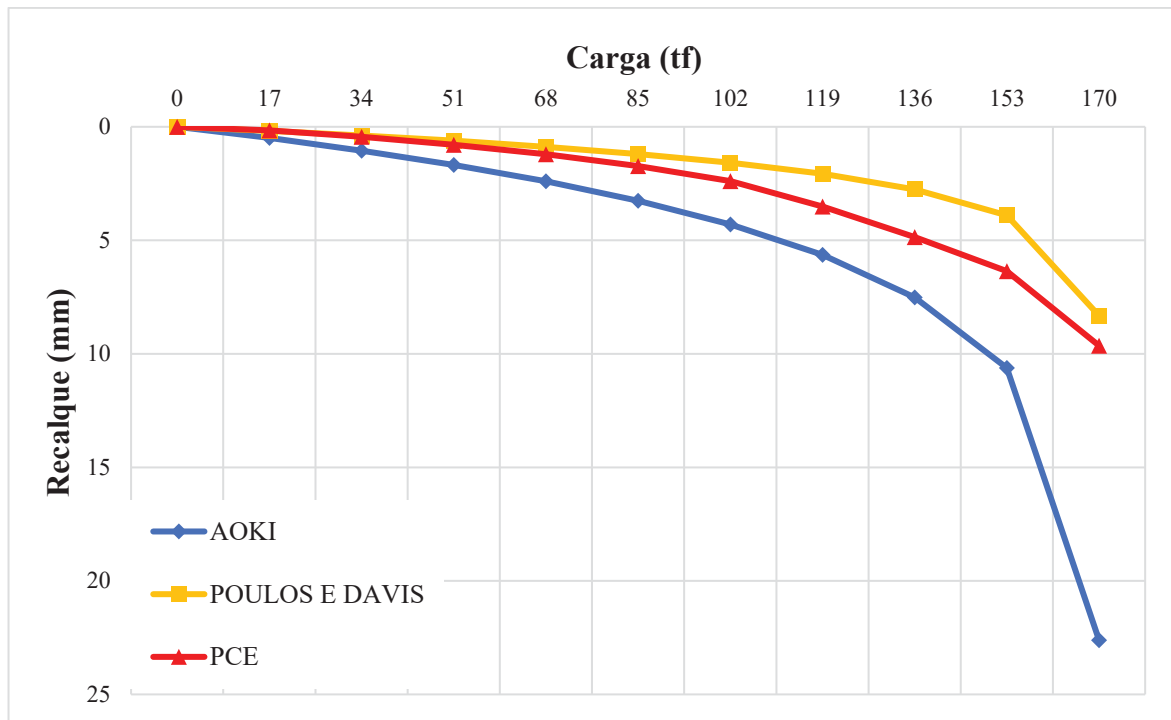
Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura 4.17 - Previsão curva carga x recalque PCE PX8.



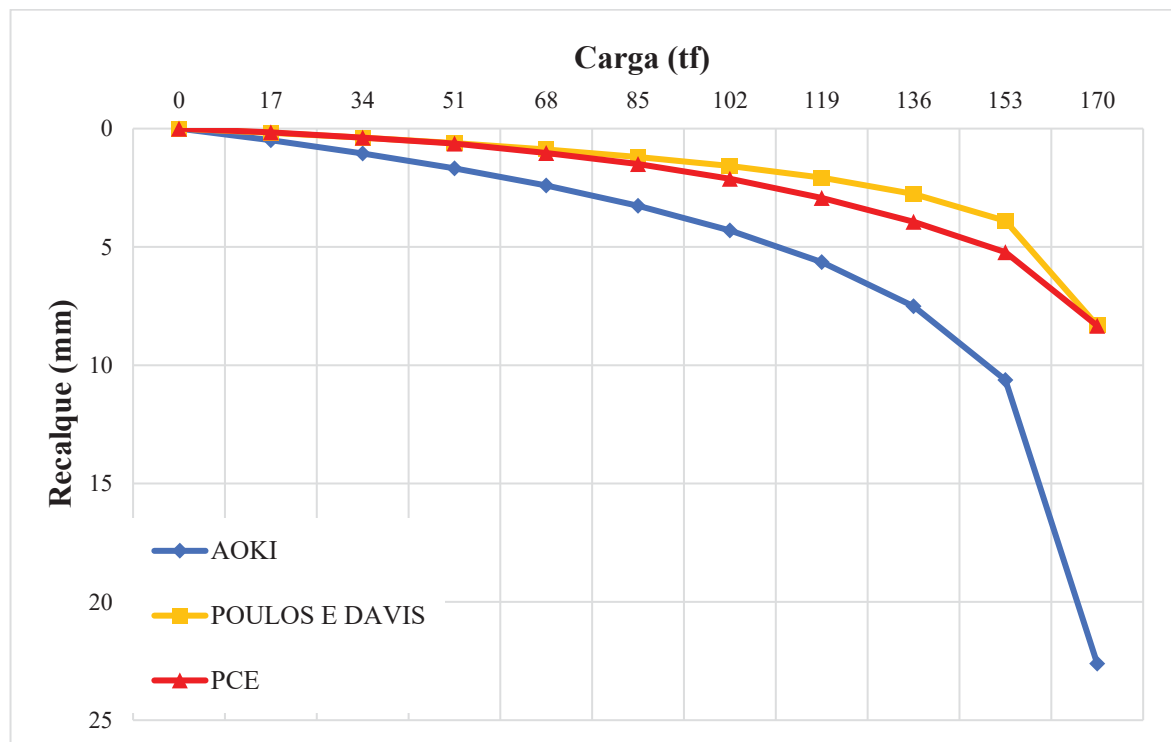
Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura 4.18 - Previsão curva carga x recalque PCE P122.



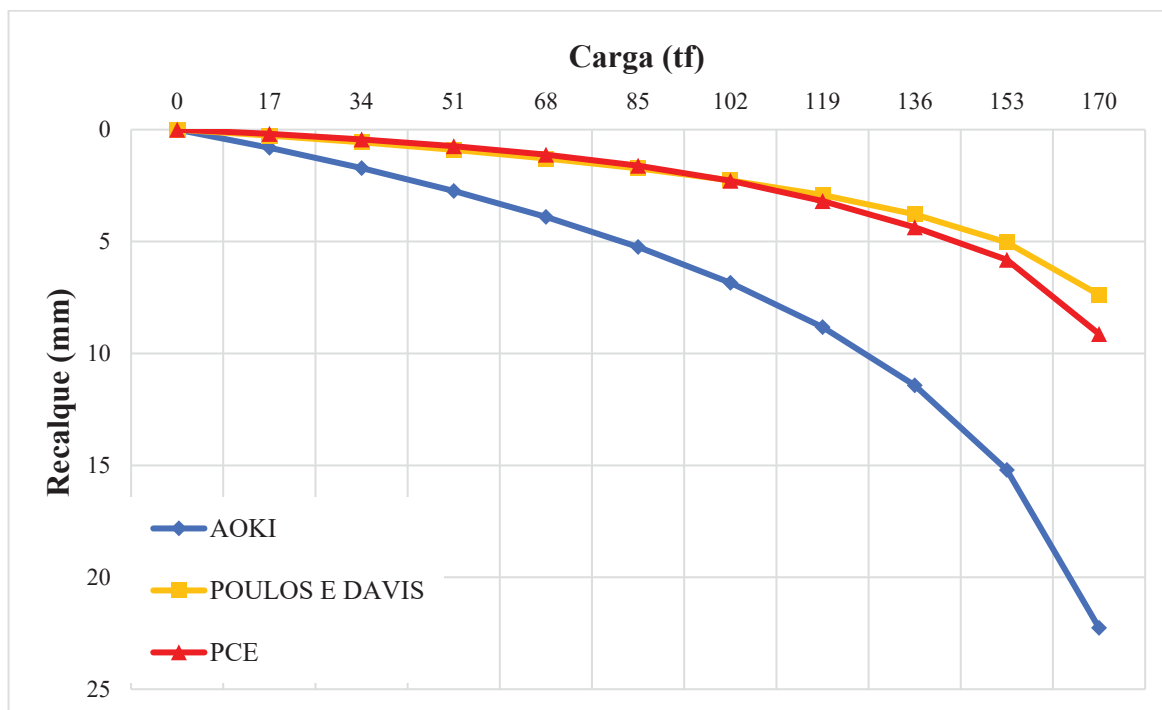
Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura 4.19 - Previsão da curva carga x recalque PCE P124.



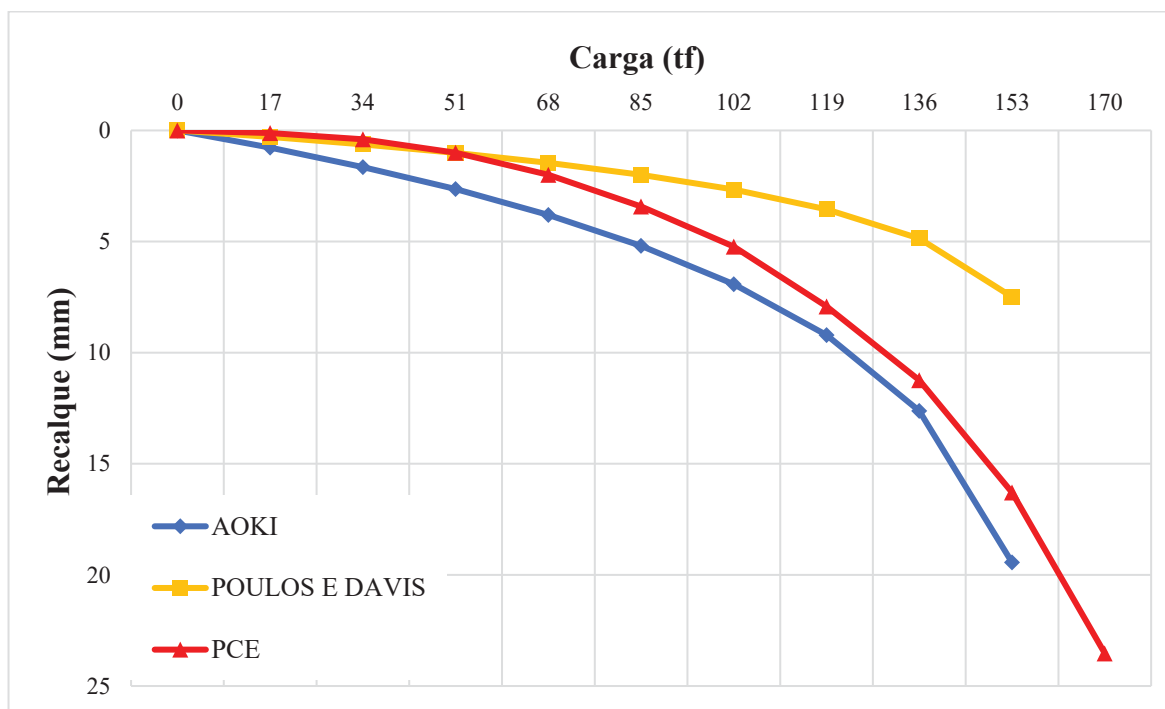
Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura 4.20 - Previsão curva carga x recalque PCE P337.



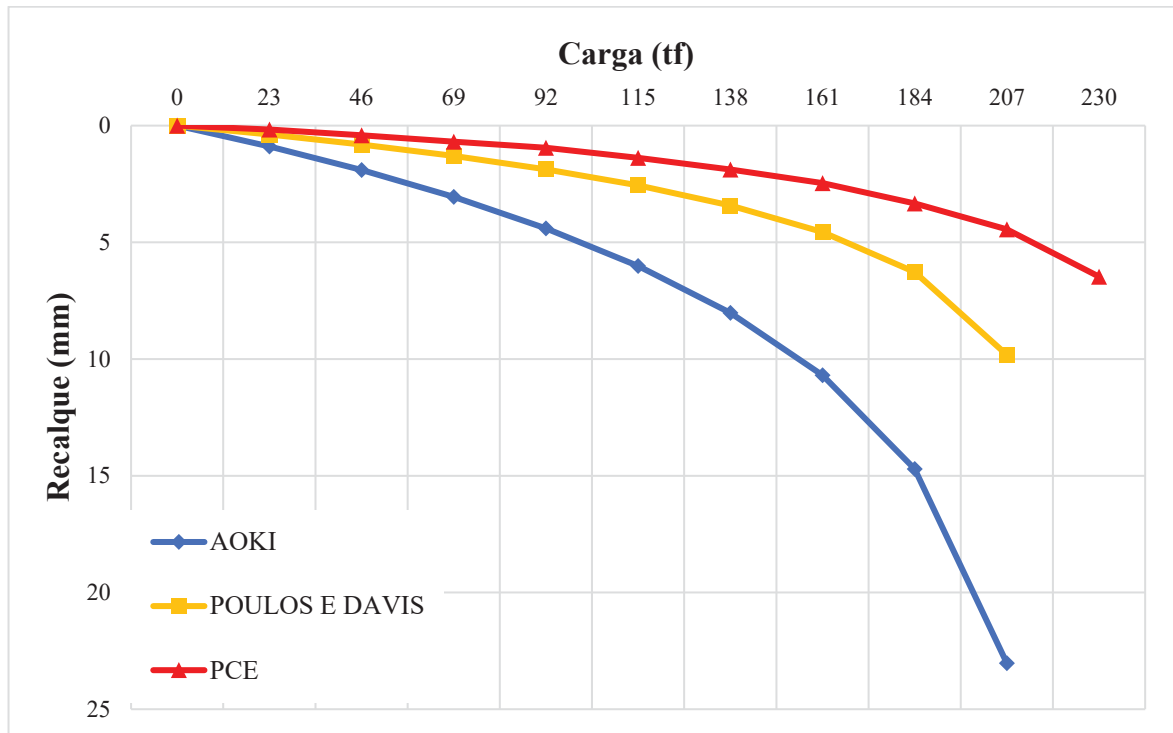
Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura 4.21 - Previsão curva carga x recalque PCE P505.



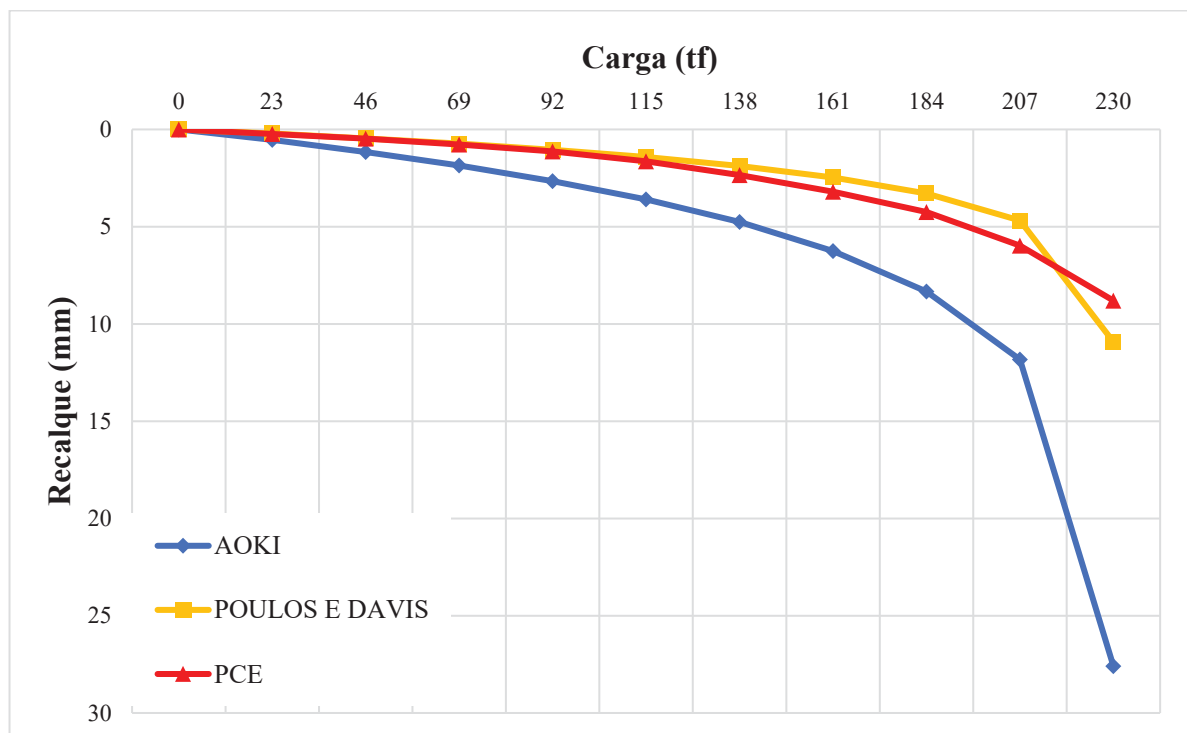
Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura 4.22 - Previsão curva carga x recalque PCE P28.



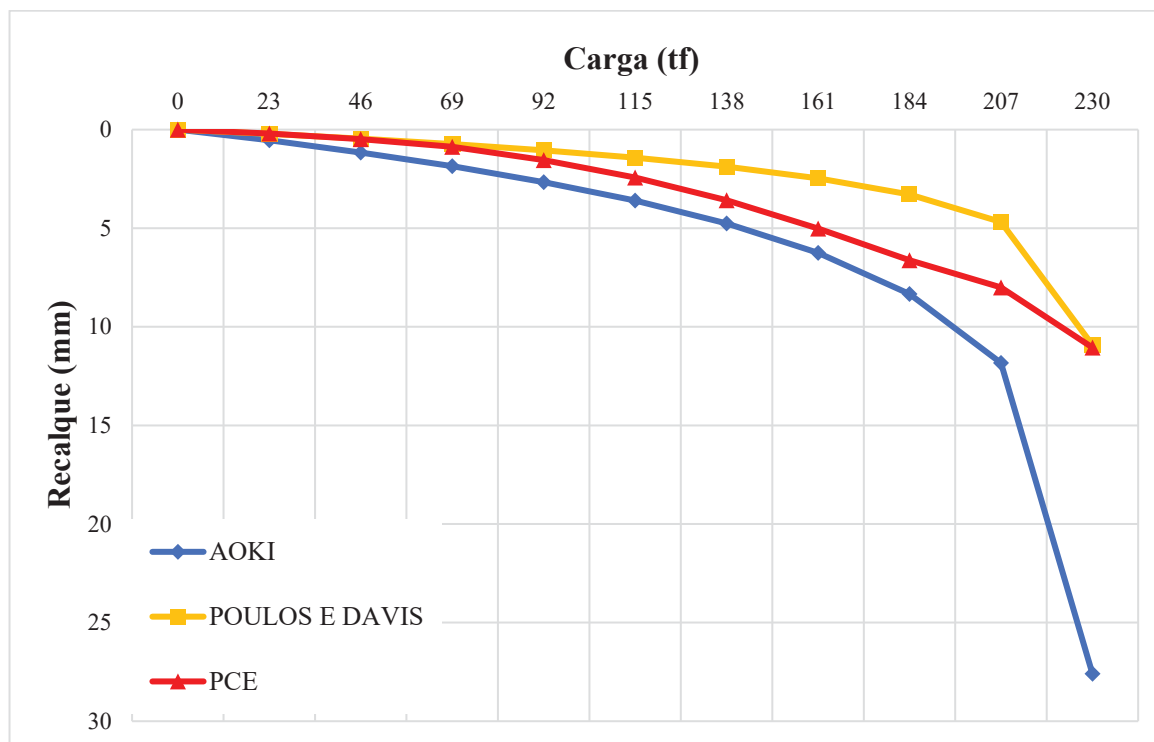
Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura 4.23 - Previsão curva carga x recalque PCE P625.



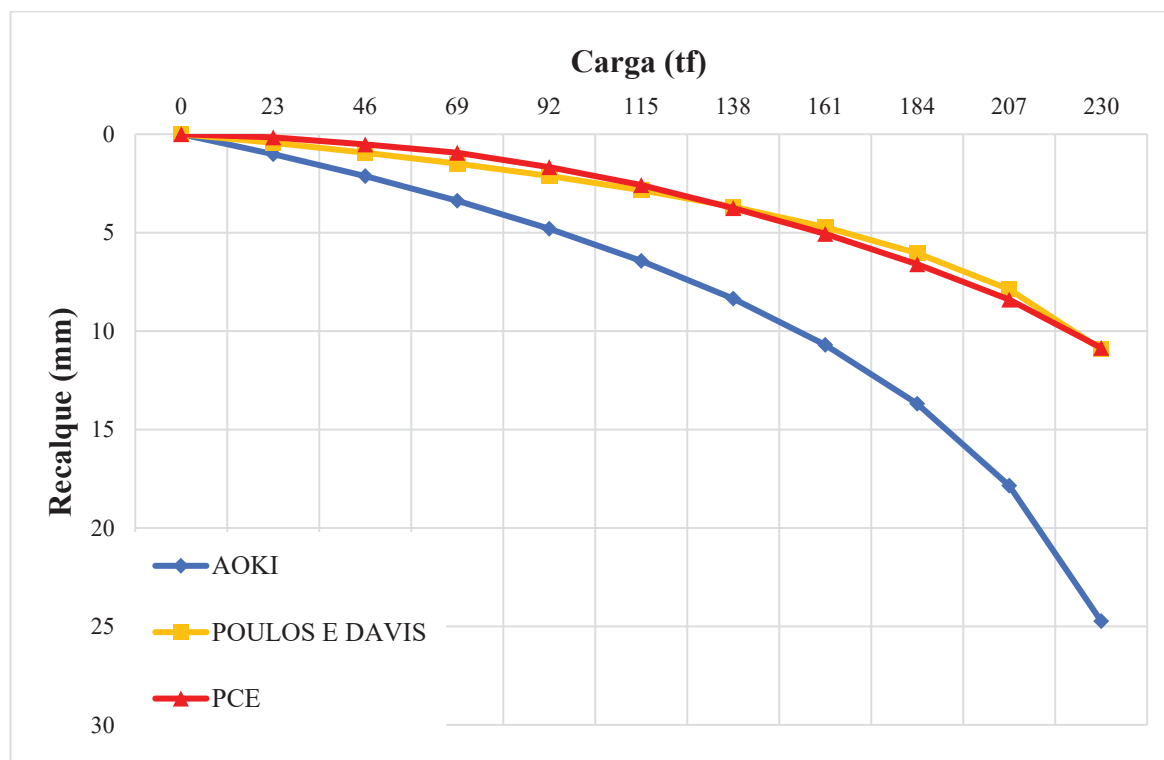
Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura 4.24 - Previsão curva carga x recalque PCE P751



Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura 4.25 - Previsão curva carga x recalque PCE P761.



Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

De forma geral, a análise das previsões das curvas Carga x Recalque apontaram em vários casos resultados parcial ou totalmente satisfatórios, se comparados com a curva obtida nos ensaios.

No caso das PCE'S P17, P21, P122, P124, P337, P625, P761 e P505 as curvas previstas demonstraram elevada semelhança com a curva obtida na PCE ao longo de praticamente toda a curva, tendo as sete primeiras produzido resultados mais satisfatórios com o método de Poulos e Davis e a última, com Cintra e Aoki.

Via de regra há elevada divergência entre as curvas geradas com os valores produzidos pelo método Cintra e Aoki.

Os resultados fornecidos pelos dois métodos permitiram a previsão de curvas carga x recalque em favor da segurança em 11 situações, com as exceções dos ensaios P122, P337, P505 e P751 as quais registraram valores acima do previsto pelo método de Poulos e Davis.

5. CONCLUSÕES

5.1. CAPACIDADE DE CARGA

Os cálculos de previsão de capacidade de carga realizados neste estudo de caso obtiveram no geral bons resultados, devido às diferenças percentuais observadas (a favor da segurança, mas conservadores). Os métodos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Antunes e Cabral forneceram resultados relativamente próximos entre si, tendo os métodos de Teixeira e Alonso produzidos resultados mais próximos à carga máxima do ensaio ou extrapolação das curvas em todos as estacas teste em estudo (13 por Alonso e 2 por Teixeira), além de produzir os maiores valores absolutos dentre todos os métodos semiempíricos utilizados.

Os métodos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Antunes e Cabral, diante da carga máxima de ensaio mostraram-se conservadores, e essa tendência foi observada ainda maior para estacas de diâmetro $\phi 300$ mm e menor para diâmetro $\phi 400$ e $\phi 500$ mm.

O método de Teixeira, apesar da consideração realizada para este estudo de caso, onde as fundações foram consideradas como escavadas à Céu Aberto, devido a falta de parâmetros para estacas do tipo Hélice Contínua, obteve êxito à medida que proporcionou valores próximos aos considerado como ruptura.

Considerando todos os cálculos realizados, o método de Alonso obteve maior proximidade com carga máxima ou extrapolação em 13 das 15 estacas ensaiadas.

As disparidades entre os resultados obtidos por metodologias semiempíricas e a carga de ruptura (máxima do ensaio ou extrapolação) deixa claro a necessidade de melhor avaliação dos parâmetros semiempíricos propostos pelos autores, seguindo a tendência de regionalização das práticas da geotecnia.

Deve-se levar em conta que os métodos utilizados foram produzidos com base em investigações geotécnicas e ensaios de prova de carga realizados em regiões e locais específicos do país, sendo então os parâmetros semiempíricos oriundos dessas regiões estudadas pelos autores, logo, para o local deste estudo de caso, tais parâmetros podem assumir outros valores, ainda desconhecidos.

Para fins de Projeto Geotécnico de Fundações Profundas, em quase todos os casos foram obtidos valores a favor da segurança em todas as estacas testes. As exceções foram: P122, P124, P625, P751, P337 e P761, para método Alonso, sendo que nas quatro primeiras as diferenças foram menores que 1,0%; P337 e P761 para o método Teixeira, com valores de diferença percentual menor que 10%. Tais diferenças são consideravelmente baixas, se considerar a posterior aplicação do Fator de Segurança global igual a $FS = 2,0$.

5.2. RECALQUES

Os resultados encontrados neste estudo de caso demonstram a grande importância do aprofundamento da engenharia geotécnica na melhoria e sofisticação dos processos de cálculo para a estimativa de recalques, pois mesmo os cálculos de capacidade de carga não apresentaram tamanha discrepância nos resultados.

O método de Cintra e Aoki produziu resultados via de regra discrepantes, apresentando variações num espectro de 19,3% a 421,5%. A metodologia de Poulos e Davis apresentou resultados variando entre -54,0% a 142,1%.

Apesar das disparidades observadas entre recalques calculados e os registrados na prova de carga, este estudo de caso obteve resultados razoavelmente bons, pois deve-se levar em conta que os dois métodos forneceram em 11 dos 15 ensaios realizadas, resultados a favor da segurança, de tal forma que, torna-se viável seu uso como parâmetro para o desenvolvimento de um Projeto Geotécnico de Fundações Profundas.

As curvas carga x recalque prevista forneceram resultados satisfatório de forma parcial ou integral ao longo de toda curva, produzindo bons resultados especialmente nas PCE'S P17, P21, P122, P124, P337, P625 e P761 com valores de recalques calculados por Poulos e Davis (1980) e P505 com valores de Cintra e Aoki (2010).

Em 14 de 15 estacas ensaiadas, o método Poulos e Davis obteve resultado mais próximo à prova de carga, com destaque para as PCE'S P124, P625, P751 e P761, com diferença percentual de -0,1%, 24,1%, -1,2% e 0,6%, respectivamente. Entretanto, a previsão por este método desenvolveu resultados abaixo da PCE nas provas de carga P122, P337, P505, P124 e P751, com percentuais de -13,7%, -19,2%, -54,0%, -0,1% e -1,2%, respectivamente, com resultados pouco influentes nas duas últimas. O método Cintra e Aoki obteve maior proximidade na PCE P505, com diferença de 19,3 %.

Diferente do método de Poulos e Davis, o método de Cintra e Aoki necessita de parâmetros relativos à capacidade de carga da estaca para a realização da previsão de recalques. A carga de reação na ponta é tal que forneça o equilíbrio estático do sistema de cargas atuantes, sendo a somatório das cargas de atrito lateral e ponta igual a carga aplicada P, com esta ideia válida para uma carga P de intensidade maior que a resistência por atrito lateral e máxima igual à própria capacidade de carga da estaca ($RL \leq P \leq RT$).

Deve-se levar em conta que o método Poulos e Davis (1980) é um processo numérico, produzido inicialmente para uma situação em que as estacas eram consideradas incompressíveis e imersas em meio elástico semi-infinito, com Coeficiente de Poisson = 0,5. Posteriormente, o método forneceu soluções para estacas compressíveis, em camadas finitas de solo e diferentes valores de coeficiente de Poisson, através dos fatores de correção. Para tal, os autores realizaram as seguintes considerações: o meio é suposto homogêneo, com módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson constante (Magalhães, 2005). Além disso, neste estudo de caso, a estaca foi considerada como flutuante.

Logo, através de análise das formulações do método Cintra e Aoki, percebe-se que quanto maior a carga de reação da ponta, maior o acréscimo de tensões nas camadas subjacentes à ponta da estaca, sendo o acréscimo de tensões diretamente proporcional ao recalque nas camadas do maciço de solo subjacentes à base. Percebe-se também a influência da capacidade de carga no cálculo do encurtamento elástico do fuste p_e (sendo esta parcela normalmente bem menor em relação à parcela de recalque relativa ao solo) e no acréscimo de tensões no solo.

Diante do exposto, é possível inferir que as grandes diferenças entre método Cintra e Aoki e prova de carga explicam-se devido a própria capacidade de carga adotada para o cálculo, a exemplo das estacas de $\Phi 300$ mm com $R = 85,4$ tf e carga $P = 82,4$ tf, valor muito próximo à previsão de ruptura do sistema estaca-solo, o que normalmente resulta em elevados valores de recalques. Além disso, há o efeito da propagação das tensões transmitidas por atrito

lateral e pela ponta, suposta propagação na razão de 1:2, logo, a espessura da camada de solo abaixo da ponta influencia consideravelmente nos recalques, visto que os acréscimos de tensões são diretamente proporcionais aos recalques.

O método de Poulos e Davis, por outro lado, tem seus parâmetros expressos através de ábacos, os quais correlacionam as características geométricas dos elementos de fundação (comprimento, diâmetro do fuste e da base) com parâmetros físicos do solo e da fundação (módulo de deformabilidade do solo e da fundação, coeficiente de Poisson do solo, espessura da camada de solo).

Logo, em um cenário com as mesmas condições e características dos materiais envolvidos (solo e fundação), o método de Poulos e Davis depende basicamente da geometria da fundação e da carga aplicada, enquanto o método de Cintra e Aoki depende da capacidade de carga, a qual está relacionada a uma metodologia de cálculo para previsão de capacidade de carga, que, nas práticas da engenharia geotécnica nacional, é mais comumente feita através de métodos semiempíricos baseados nos dados obtidos no ensaio SPT.

Sendo assim, apesar dos resultados obtidos, é possível concluir que o método de Cintra e Aoki comparado a Poulos e Davis, para mesmas condições e características dos materiais envolvidos, propõe um entendimento físico do problema diferente, pois este não depende da capacidade de carga, a qual é normalmente determinada por metodologias semiempíricas.

O método de Poulos e Davis mostra-se mais sensível quanto à adoção do coeficiente de Poisson do solo e do módulo de deformabilidade do solo, visto que este último apresenta amplo espectro, de acordo com as tabelas que basearam este estudo de caso e com demais valores disseminados na literatura técnica.

Considerando todos os estudos realizados, Poulos e Davis (1980) obteve maior proximidade com o ensaio de prova de carga, no geral.

5.3. SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Como sugestão para futuras pesquisas, mostra-se interessante a previsão de capacidade de carga por outros métodos semiempíricos pautados em correlações com o SPT além dos abordados neste trabalho para possível identificação de metodologias que forneçam resultados mais apurados.

Além disso, seriam interessantes estudos que, à partir da análise das provas de carga utilizadas neste trabalhos e de próximas que virão a ser executadas no Estado do Amapá,

proponham novos valores para os parâmetros componentes dos semiempíricos utilizados, a exemplo de Laprovitera (1988) & Benegas (1993) e Monteiro (1997) os quais propuseram novos valores para os parâmetros componentes do método de Aoki-Velloso (1975), seguindo a tendência de regionalização das práticas geotécnicas.

Para a extrapolação das Provas de Carga Estáticas, propõem-se a utilização de outras metodologias para posteriores análises, verificações e comparações com os resultados obtidos neste trabalho a partir do método de Van Der Veen.

A utilização de outras metodologias para previsão de recalques também é um item muito importante para futuras pesquisas, para talvez posterior identificação de metodologias que forneçam resultados mais próximos aos registrados nas Provas de Carga Estática.

Estudo de confiabilidade do estaqueamento é uma proposta viável e interessante devida a realização das provas de carga.

Por fim, as premissas utilizadas também afetaram os valores dos recalques obtidos neste trabalho, logo, uma sugestão de grande importância seria a reavaliação deste trabalho através de outras premissas e considerações para futuras comparações e constatações com os resultados obtidos neste trabalho.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABMS – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE MECANICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA; ABGE – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL. **Mesa Redonda: Sondagens** – Método, Procedimento e Qualidade. São Paulo, 2011.

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

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122:** projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484:** Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 8036:** Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro, 1983.

ALONSO, U. R. **Dimensionamento de Fundações Profundas**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2012.

ALONSO, U. R. Estimativa da curva carga-recalque de estacas a partir dos resultados de sondagens à percussão. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v.4, 1981.

ALONSO, U.R. Estacas hélice contínua com monitoramento eletrônico – previsão da capacidade de carga através do ensaio SPT-T. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 3., 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo, vol. 2, pp. 141-151.

AMANN, K. A. P. Avaliação Crítica de Métodos Semi-Empíricos Aplicados a Estacas Hélice Contínua e Ômega. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 5., 2004, São Paulo. **Anais...**São Paulo, 2004.

AMANN, K. A. P. **Metodologia Semi-empírica Unificada para a Estimativa de Capacidade de Carga de Estacas**. 2010. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010, 2 v.

AMAPÁ. Ministério Público do Estado do Amapá. Procuradoria Geral do Estado. **Geomorfologia e Geologia**. Amapá, 2011. Disponível em: <<http://www.mpap.mp.br/legislacao-prodemac?view=article&id=193:geomorfologia-e-geologia&catid=111>>. Acesso em: 15 set. 2019.

ANTUNES, W.R., CABRAL, D.A. Capacidade de carga de estacas hélice contínua. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 3., 1996, São Paulo, vol. 2, pp. 105-110.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES-PASSMFE, 5., 1975, Buenos Aires. **Anais...** Buenos Aires: Sociedad Argentina de Mécanica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones, p.367-376.

BERBERIAN, D. **Engenharia de Fundações**. 2. ed. Brasília: Infrasolo – Technical. Series, 2015.

BESSA, A. K. A. *et al.* Análise de Métodos de Interpretação de Curva Carga x Recalque de Provas de Carga Estática em Fundações Profundas no Nordeste do Brasil. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 18..., 2016, Belo Horizonte. **Anais...**Belo Horizonte, 2016.

CINTRA, J. C. A. *et al.* **Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos**. 1. ed. São Paulo: Oficina dos Textos, 2013.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina dos Textos, 2010.

CRUZ, F. V. A. de S.; BOTTINO, C. E.; COELHO, A. S. Métodos diretos para cálculo de Capacidade de Carga de Fundações Especiais – Microestaca. **Revista Fundações e Obras Geotécnicas**. São Paulo. n. 71, p. 38 – 51, 2016

CRUZ, F. V. A. de S.; LOPES, F. de R.; FREITAS, A. C. de. Sobre a Capacidade de Carga em Provas de Carga em Estacas. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 9., 2019, São Paulo. **Anais...**São Paulo, 2019.

CUNHA, R. P. da. Apostila de Fundações. Notas de Aula. Universidade de Brasília, (19??).

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECANICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., 1978, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro, 1978. v.1, p.45 – 53.

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

HACHICH, W.; Santos, M de S. Reavaliação da Segurança de Estacas com Provas de Carga. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECANICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 13., 2006, Curitiba. **Anais...**Curitiba, 2006.

MAGALHÃES, P. H. L. **Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalque de estacas hélice contínua via Provas de Carga**. 2005. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2005.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. **Patologia das Fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

NETO, J. A. A. **Análise do desempenho de Estacas Hélice Contínua e Ômega – Aspectos Executivos**. 2002. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 2002.

PINTO, C. de S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos: em 16 aulas**. 3. ed. São Paulo, Oficina de Textos, 2006.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. *Pile foundation analysis and design*. 1980, New York, John Willey and sons, p.397.

RUBIN, A. B. **Previsão de Capacidade de Carga de Estacas do Tipo Hélice Contínua**. 2016. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2016.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo: e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2. ed. São Paulo, Oficina de Textos, 2012.

SOUSA, T. C. *et. al.* *Análise de Métodos Semi-Empíricos para o Cálculo da Capacidade de Carga de Estacas Hélice Contínua Monitorada em Obras de Fortaleza*. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 19..., 2018, Salvador. **Anais...Salvador**, 2018. v.2, p. 615-624.

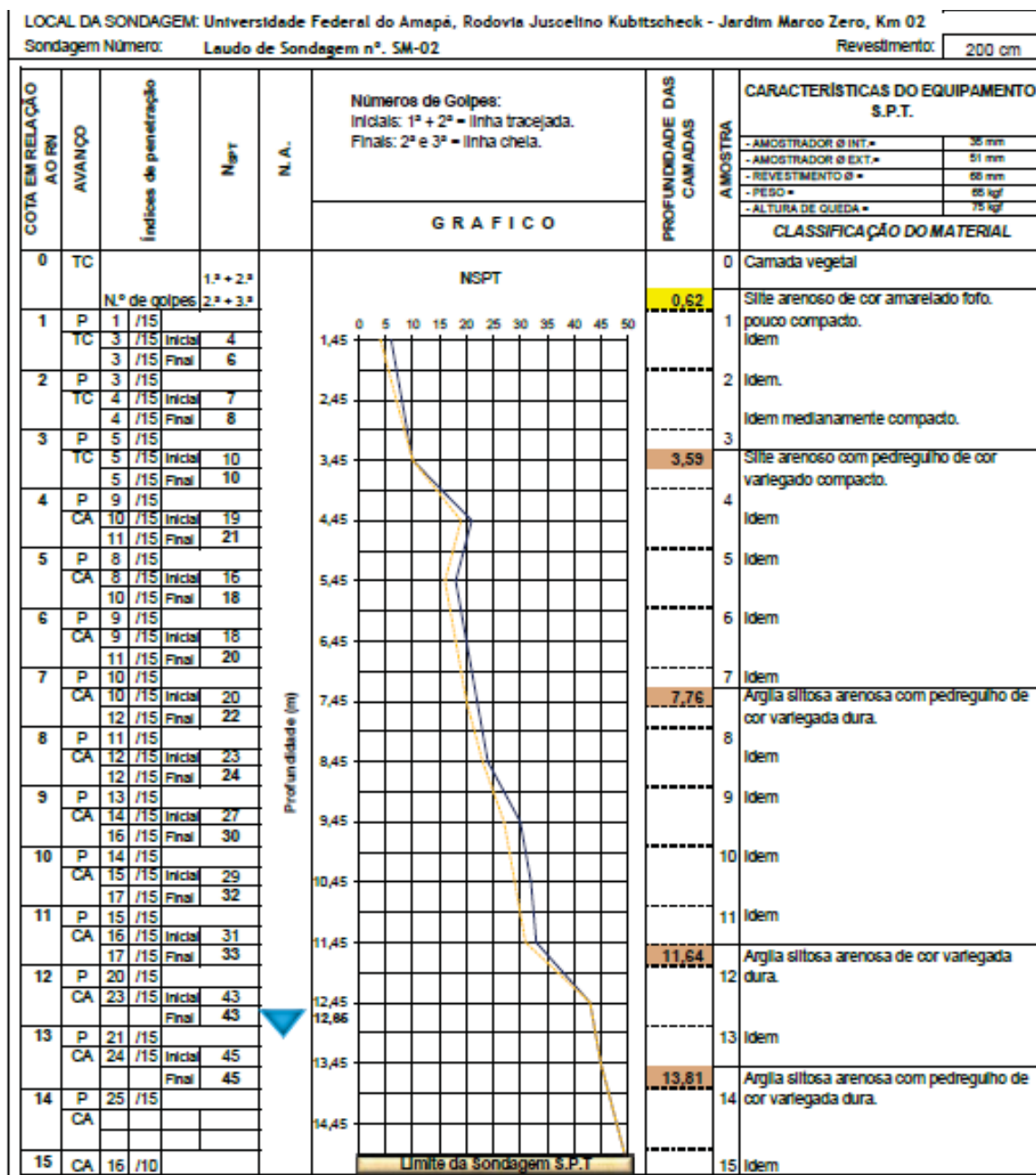
TEIXEIRA, A. H. *Projeto e execução de fundações*. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 3., 1996, São Paulo. **Anais...São Paulo**, 1996. p. 33-50. v1.

VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. de R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina dos Textos, 2010.

VIANNA, A. P. F. *Análise de Provas de Carga Estática em Estacas Pré-Moldadas Cravadas na Cidade de Curitiba e Região Metropolitana*. 2000. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 2000.

ANEXO A – SONDAGENS UTILIZADAS

Figura A.1 - Relatório de sondagem SM - 02.



Fonte: Arqplan Geosolos Ltda (2017).

Figura A.2 - Relatório de sondagem SM - 05.

COTA EM RELAÇÃO A O RN		AVANÇO	Índices de penetração	N _{60T}	N. A.	Números de Golpes: Iniciais: 1ª + 2ª = linha tracejada. Finais: 2ª e 3ª = linha cheia.	PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	AMOSTRA	CARACTERÍSTICAS DO EQUIPAMENTO S.P.T.	
LOCAL DA SONDADEM: Universidade Federal do Amapá, Rodovia Juscelino Kubitschek - Jardim Marco Zero, Km 02										
Sondagem Número: Laudo de Sondagem n°. SM-05										
Revestimento: 200 cm										
						GRÁFICO				
						NSPT				
0	TC								0 Camada vegetal	
		N.º de golpes		1.ª + 2.ª						
1	P	1	/15	Inicial	2		0,76	1	Siltos arenoso de cor amarelado fofo.	
	TC	1	/15	Final	2			1	Idem	
2	P	3	/15	Inicial	6			2	Idem pouco compacto.	
	TC	3	/15	Final	7			2	Idem pouco compacto.	
3	P	11	/15	Inicial	20			3	Siltos arenoso com pedregulho de cor variegado medianamente compacto.	
	CA	9	/15	Final	15		2,63	3	Idem pouco compacto.	
4	P	6	/15	Inicial	11			4	Idem compacto.	
	CA	5	/15	Final	12			4	Idem compacto.	
5	P	7	/15	Inicial	14			5	Idem	
	CA	7	/15	Final	15			5	Idem	
6	P	10	/15	Inicial	20			6	Idem	
	CA	10	/15	Final	20			6	Idem	
7	P	12	/15	Inicial	24			7	Argila siltosa arenosa com pedregulho de cor variegada dura.	
	CA	12	/15	Final	26		7,47	7	Argila siltosa arenosa com pedregulho de cor variegada dura.	
8	P	13	/15	Inicial	27			8	Idem	
	CA	14	/15	Final	29			8	Idem	
9	P	15	/15	Inicial	30			9	Idem	
	CA	15	/15	Final	31			9	Idem	
10	P	15	/15	Inicial	31			10	Idem	
	CA	16	/15	Final	32			10	Idem	
11	P	19	/15	Inicial	35			11	Idem	
	CA	16	/15	Final	34			11	Idem	
12	P	15	/15	Inicial	32			12	Argila siltosa arenosa de cor variegada dura.	
	CA	17	/15	Final	36		11,93	12	Argila siltosa arenosa de cor variegada dura.	
13	P	16	/15	Inicial	34			13	Idem	
	CA	18	/15	Final	39			13	Idem	
14	P	17	/15	Inicial	37			14	Argila siltosa arenosa com pedregulho de cor variegada dura.	
	CA	20	/15	Final	42		13,98	14	Argila siltosa arenosa com pedregulho de cor variegada dura.	
15	CA	25	/15					15	Idem	

Fonte: Arqplan Geosolos Ltda (2017).

Figura A.4 - Relatório de sondagem SM - 07.

COTA EM RELAÇÃO AO RN		Indicadores de penetração		N _{SPT}		N. A.		Números de Golpes: Iniciais: 1ª + 2ª = linha tracejada. Finais: 2ª e 3ª = linha cheia.		PROFUNDIDADE DAS CAMADAS		CARACTERÍSTICAS DO EQUIPAMENTO S.P.T.	
AVANÇO										A MOSTRA			
												- AMOSTRADOR Ø INT. = 38 mm	
												- AMOSTRADOR Ø EXT. = 51 mm	
												- REVESTIMENTO Ø = 68 mm	
												- PESO = 68 kgf	
												- ALTURA DE QUEDA = 75 kgf	
												CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
0	TC			1,ª + 2,ª						0,63		0 Camada vegetal	
1	P	1	/15	2,ª + 3,ª								1 Silte arenoso de cor amarelado fofo.	
	TC	1	/15	Inicial	2							Idem	
2	P	2	/15									2 Idem pouco compacto.	
	TC	2	/15	Inicial	3							Idem	
3	P	3	/15							3,03		3 Silte arenoso com pedregulho de cor variegado medianamente compacto.	
	CA	3	/15	Inicial	6							Idem	
4	P	3	/15									4 Idem compacto.	
	CA	3	/15	Inicial	6							Idem	
5	P	9	/15									5 Idem	
	CA	9	/15	Inicial	19							Idem	
6	P	10	/15									6 Idem	
	CA	10	/15	Inicial	20							Idem	
7	P	7	/15									7 Idem	
	CA	7	/15	Inicial	16							Idem	
8	P	9	/15									8 Idem	
	CA	9	/15	Inicial	18							Idem	
9	P	8	/15									9 Idem	
	CA	8	/15	Inicial	19							Idem	
10	P	12	/15									10 Idem	
	CA	12	/15	Inicial	22							Idem	
11	P	8	/15									11 Idem	
	CA	8	/15	Inicial	19							Idem	
12	P	10	/15									12 Idem	
	CA	10	/15	Inicial	20							Idem	
13	P	13	/15									13 Idem	
	CA	13	/15	Inicial	25							Idem	
14	P	14	/15									14 Idem	
	CA	14	/15	Inicial	27							Idem	
15	P	13	/15									15 Idem	
	CA	13	/15	Inicial	28							Idem	
16	P	16	/15									Idem	
	CA	16	/15	Inicial	31							Idem	
17	P	14	/15									Idem	
	CA	14	/15	Inicial	30							Idem	
18	P	16	/15									Idem	
	CA	16	/15	Inicial	32							Idem	
19	P	15	/15									Idem	
	CA	15	/15	Inicial	32							Idem	
20	P	17	/15									Idem	
	CA	17	/15	Inicial	34							Idem	
21	P	20	/15									Idem	
	CA	20	/15	Inicial	42							Idem	
22	P	21	/15									Idem	
	CA	21	/15	Inicial	43							Idem	
23	P	22	/15									Idem	
	CA	22	/15	Inicial	43							Idem	
24	P	21	/15									Idem	
	CA	21	/15	Inicial	44							Idem	
25	P	23	/15									Idem	
	CA	23	/15	Inicial	44							Idem	
26	P	25	/15									Idem	
	CA	25	/15	Inicial	44							Idem	

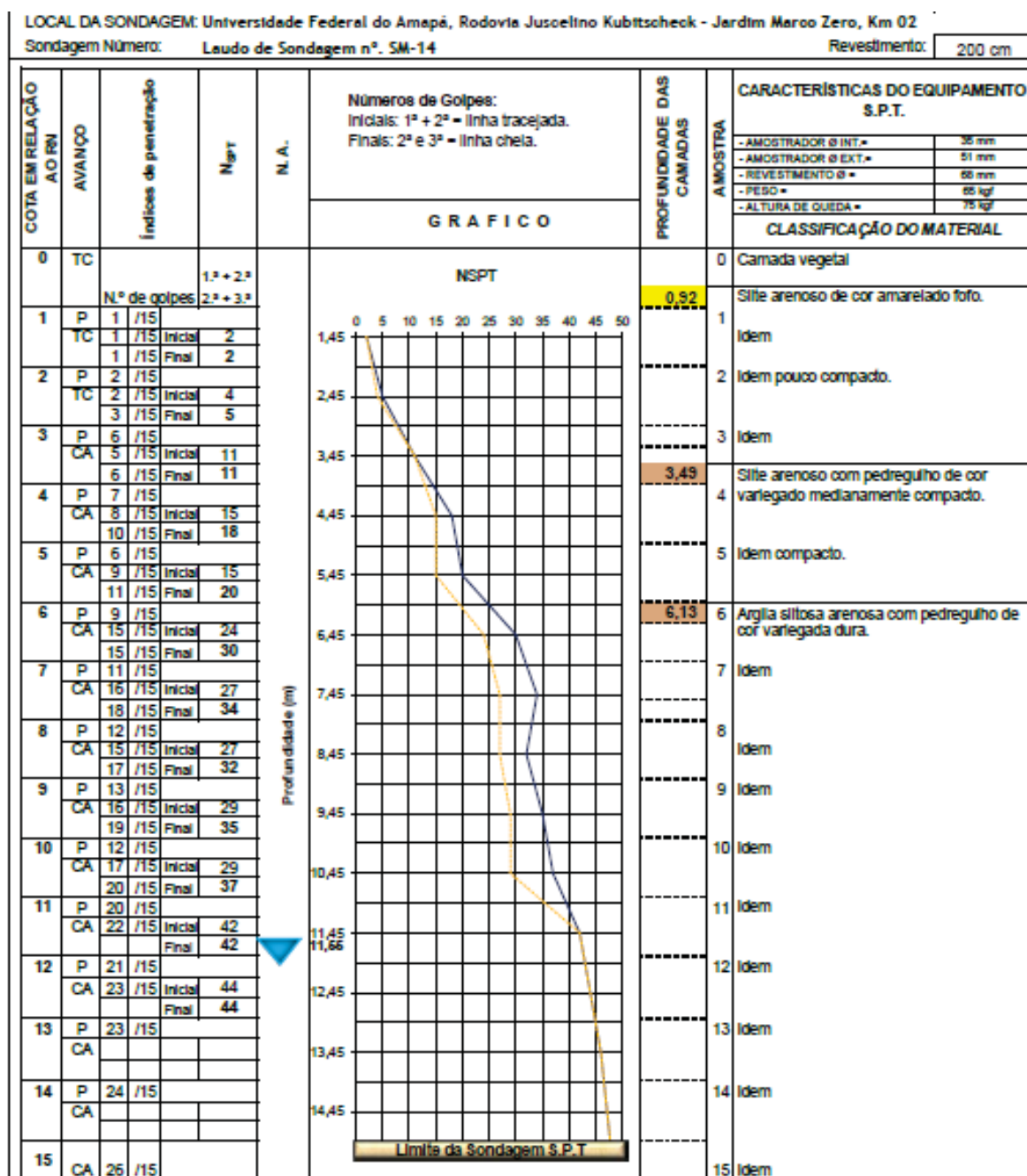
Fonte: Arqplan Geosolos Ltda (2017).

Figura A.5 - Relatório de sondagem SM - 10.

COTA EM RELAÇÃO AO PN		AVANÇO	Índices de penetração	N ₆₀ T	N. A.	Números de Golpes: Iniciais: 1ª + 2ª = linha tracejada. Finais: 2ª e 3ª = linha cheia.	PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	A MOSTRA	CARACTERÍSTICAS DO EQUIPAMENTO S.P.T.
LOCAL DA SONDAAGEM: Universidade Federal do Amapá, Rodovia Juscelino Kubitschek - Jardim Marco Zero, Km 02						Sondagem Número: Leudo de Sondagem nº. SM-10		Revestimento: 200 cm	
						GRÁFICO		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
0	TC			1,2 + 2,2				0	Camada vegetal
				N.º de golpes	2,2 + 3,2			0,86	Sítio arenoso de cor amarelado fofo.
1	P	1	/15					1	Idem
	TC	1	/15	Inicial	2				
				Final	2				
2	P	2	/15					2	Idem pouco compacto.
	TC	2	/15	Inicial	4				
		3	/15	Final	5				
3	P	8	/15						
	CA	11	/15	Inicial	19				
		13	/15	Final	24				
4	P	10	/15						
	CA	12	/15	Inicial	22				
		14	/15	Final	26				
5	P	10	/15						
	CA	13	/15	Inicial	23				
		15	/15	Final	28				
6	P	9	/15						
	CA	11	/15	Inicial	20				
		16	/15	Final	27				
7	P	10	/15						
	CA	13	/15	Inicial	23				
		17	/15	Final	30			7,57	Argila silteosa arenosa com pedregulho de cor variegada dura.
8	P	12	/15						
	CA	14	/15	Inicial	26				
		18	/15	Final	32				
9	P	13	/15						
	CA	15	/15	Inicial	28				
		17	/15	Final	32				
10	P	14	/15						
	CA	17	/15	Inicial	31				
		18	/15	Final	35				
11	P	13	/15						
	CA	16	/15	Inicial	29				
		19	/15	Final	35				
12	P	17	/15						
	CA	18	/15	Inicial	35				
		20	/15	Final	38				
13	P	23	/15						
	CA								
14	P	24	/15						
	CA								
15	CA	15	/5						Idem

Fonte: Arqplan Geosolos Ltda (2017).

Figura A.7 - Relatório de sondagem SM - 14.



Fonte: Arqplan Geosolos Ltda (2017).

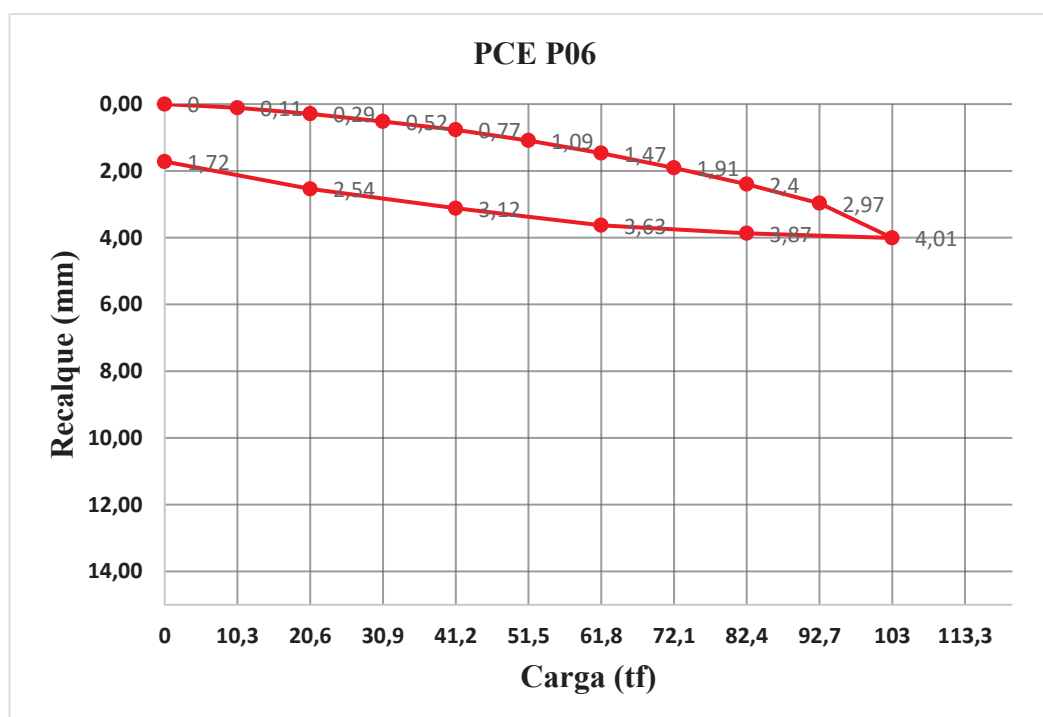
ANEXO B – PROVAS DE CARGA ESTÁTICA.

Figura B.1 - Prova de Carga Estática P06 (φ 300 mm).

GRÁFICO DE DESLOCAMENTO - PROVA DE CARGA - CARREGAMENTO E DESCARREGAMENTO											
	Estágios	Carga (Tf)	Extensômetros								Média (mm)
			1		2		3		4		
			Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	
CARREGAMENTO	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	1º	10,30	0,10	0,10	0,07	0,07	0,13	0,13	0,14	0,14	0,11
	2º	20,60	0,13	0,23	0,15	0,22	0,22	0,35	0,22	0,36	0,29
	3º	30,90	0,18	0,41	0,18	0,40	0,28	0,63	0,26	0,62	0,52
	4º	41,20	0,21	0,62	0,20	0,60	0,32	0,95	0,29	0,91	0,77
	5º	51,50	0,27	0,89	0,25	0,85	0,46	1,41	0,31	1,22	1,09
	6º	61,80	0,29	1,18	0,30	1,15	0,50	1,91	0,40	1,62	1,47
	7º	72,10	0,35	1,53	0,38	1,53	0,55	2,46	0,48	2,10	1,91
	8º	82,40	0,42	1,95	0,43	1,96	0,60	3,06	0,53	2,63	2,40
	9º	92,70	0,46	2,41	0,55	2,51	0,68	3,74	0,60	3,23	2,97
10º	103,00	1,01	3,42	0,97	3,48	1,06	4,80	1,12	4,35	4,01	
DESCARREGAMENTO	1º	82,40	0,16	3,26	0,09	3,39	0,18	4,62	0,13	4,22	3,87
	2º	61,80	0,24	3,02	0,22	3,17	0,33	4,29	0,17	4,05	3,63
	3º	41,20	0,44	2,58	0,45	2,72	0,52	3,77	0,63	3,42	3,12
	4º	20,60	0,49	2,09	0,52	2,20	0,66	3,11	0,65	2,77	2,54
	5º	0,00	0,75	1,34	0,76	1,44	0,81	2,30	0,98	1,79	1,72

Fonte: North Com Engenharia (2017).

Figura B.2 – Curva Carga x Recalque P06.



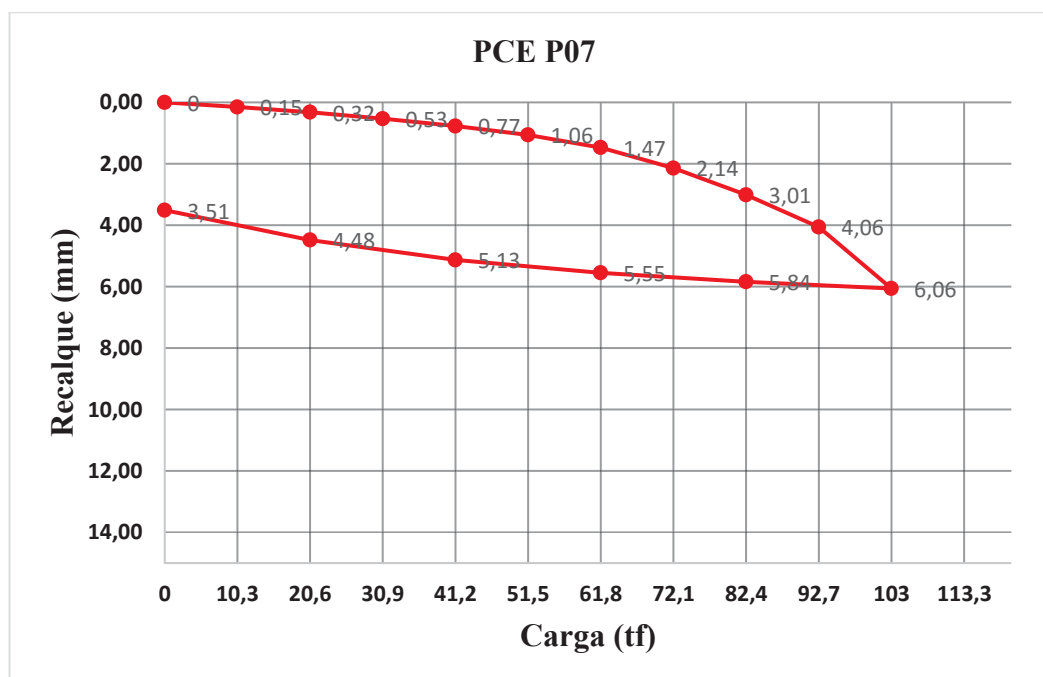
Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura B.3 - Prova de Carga Estática P07 (ϕ 300 mm).

GRÁFICO DE DESLOCAMENTO - PROVA DE CARGA - CARREGAMENTO E DESCARREGAMENTO											
	Estágios	Carga (Tf)	Extensômetros								Média (mm)
			1		2		3		4		
			Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	
CARREGAMENTO	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	1º	10,30	0,08	0,08	0,20	0,20	0,06	0,06	0,27	0,27	0,15
	2º	20,60	0,11	0,19	0,19	0,39	0,08	0,14	0,30	0,57	0,32
	3º	30,90	0,15	0,34	0,23	0,62	0,10	0,24	0,33	0,90	0,53
	4º	41,20	0,18	0,52	0,25	0,87	0,15	0,39	0,38	1,28	0,77
	5º	51,50	0,25	0,77	0,31	1,18	0,21	0,60	0,40	1,68	1,06
	6º	61,80	0,30	1,07	0,40	1,58	0,42	1,02	0,52	2,20	1,47
	7º	72,10	0,62	1,69	0,72	2,30	0,58	1,60	0,77	2,97	2,14
	8º	82,40	0,81	2,50	0,92	3,22	0,77	2,37	0,98	3,95	3,01
	9º	92,70	0,97	3,47	1,08	4,30	0,93	3,30	1,20	5,15	4,06
DESCARREGAMENTO	1º	82,40	0,20	5,12	0,30	6,10	0,20	4,92	0,18	7,23	5,84
	2º	61,80	0,33	4,79	0,41	5,69	0,21	4,71	0,22	7,01	5,55
	3º	41,20	0,43	4,36	0,50	5,19	0,39	4,32	0,37	6,64	5,13
	4º	20,60	0,67	3,69	0,72	4,47	0,42	3,90	0,78	5,86	4,48
	5º	0,00	0,92	2,77	0,99	3,48	0,89	3,01	1,07	4,79	3,51

Fonte: North Com Engenharia (2017).

Figura B.4 – Curva Carga x Recalque P07.



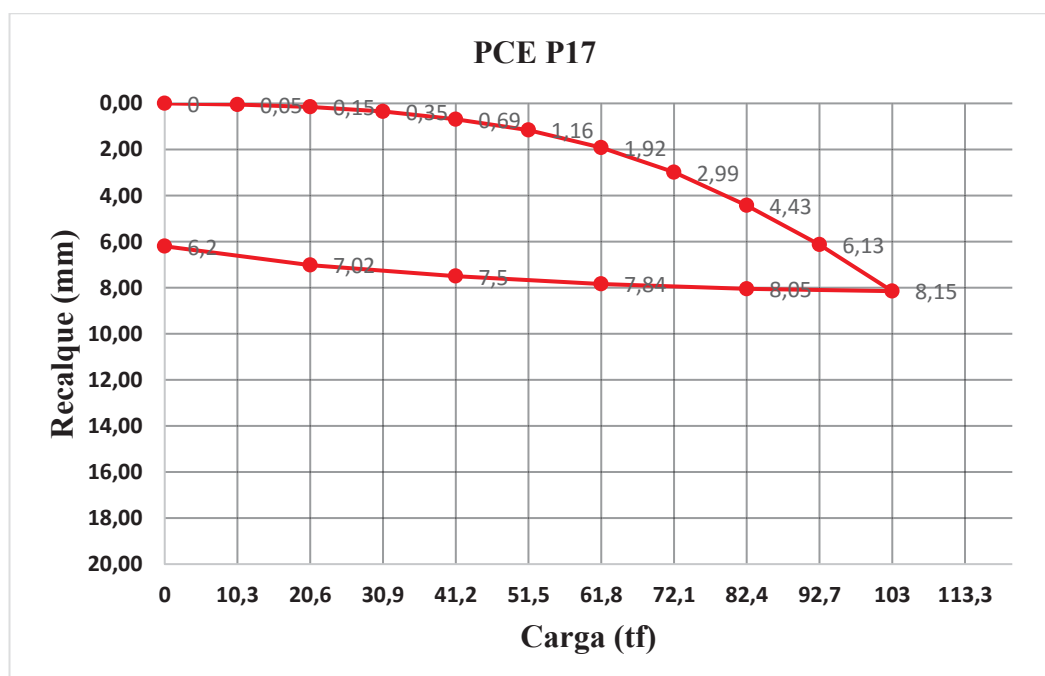
Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura B.5 - Prova de Carga Estática P17 (ϕ 300 mm).

GRÁFICO DE DESLOCAMENTO - PROVA DE CARGA - CARREGAMENTO E DESCARREGAMENTO											
	Estágios	Carga (Tf)	Extensômetros								Média (mm)
			1		2		3		4		
			Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	
CARREGAMENTO	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	1º	10,30	0,06	0,06	0,06	0,06	0,02	0,02	0,06	0,06	0,05
	2º	20,60	0,10	0,16	0,14	0,20	0,04	0,06	0,13	0,19	0,15
	3º	30,90	0,19	0,35	0,19	0,39	0,15	0,21	0,27	0,46	0,35
	4º	41,20	0,35	0,70	0,34	0,73	0,31	0,52	0,35	0,81	0,69
	5º	51,50	0,44	1,14	0,50	1,23	0,45	0,97	0,48	1,29	1,16
	6º	61,80	0,63	1,77	0,80	2,03	0,82	1,79	0,78	2,07	1,92
	7º	72,10	1,13	2,90	1,09	3,12	1,04	2,83	1,05	3,12	2,99
	8º	82,40	1,54	4,44	1,48	4,60	1,38	4,21	1,36	4,48	4,43
	9º	92,70	1,87	6,31	1,78	6,38	1,59	5,80	1,55	6,03	6,13
10º	103,00	2,15	8,46	2,03	8,41	2,00	7,80	1,90	7,93	8,15	
DESCARREGAMENTO	1º	82,40	0,10	8,36	0,12	8,29	0,09	7,71	0,09	7,84	8,05
	2º	61,80	0,32	8,04	0,25	8,04	0,19	7,52	0,10	7,74	7,84
	3º	41,20	0,45	7,59	0,35	7,69	0,29	7,23	0,26	7,48	7,50
	4º	20,60	0,81	6,78	0,48	7,21	0,33	6,90	0,31	7,17	7,02
	5º	0,00	0,93	5,85	0,78	6,43	0,84	6,06	0,72	6,45	6,20

Fonte: North Com Engenharia (2017).

Figura B.6 – Curva Carga x Recalque P17.



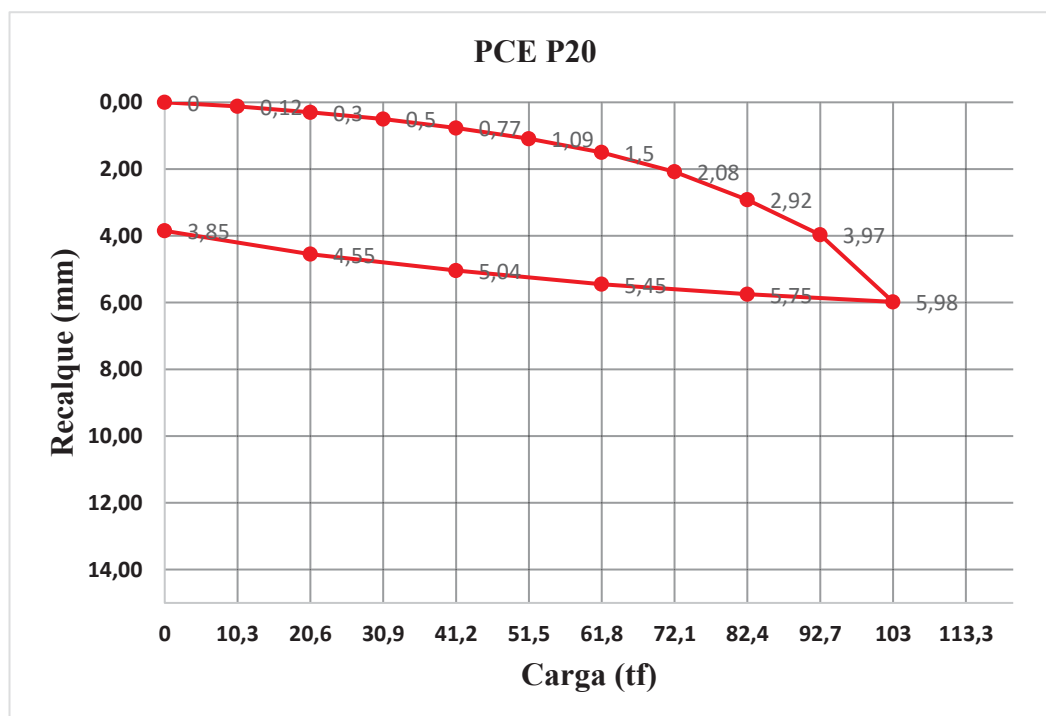
Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura B.7 - Prova de Carga Estática P20 (ϕ 300 mm).

GRÁFICO DE DESLOCAMENTO - PROVA DE CARGA - CARREGAMENTO E DESCARREGAMENTO											
	Estágios	Carga (Tf)	Extensômetros								Média (mm)
			1		2		3		4		
			Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	
CARREGAMENTO	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	1°	10,30	0,18	0,18	0,12	0,12	0,11	0,11	0,06	0,06	0,12
	2°	20,60	0,20	0,38	0,17	0,29	0,19	0,30	0,15	0,21	0,30
	3°	30,90	0,22	0,60	0,20	0,49	0,22	0,52	0,19	0,40	0,50
	4°	41,20	0,31	0,91	0,25	0,74	0,26	0,78	0,25	0,65	0,77
	5°	51,50	0,37	1,28	0,30	1,04	0,32	1,10	0,30	0,95	1,09
	6°	61,80	0,44	1,72	0,40	1,44	0,42	1,52	0,35	1,30	1,50
	7°	72,10	0,67	2,39	0,55	1,99	0,59	2,11	0,51	1,81	2,08
	8°	82,40	0,91	3,30	0,84	2,83	0,83	2,94	0,79	2,60	2,92
	9°	92,70	1,09	4,39	1,03	3,86	1,06	4,00	1,02	3,62	3,97
10°	103,00	2,19	6,58	2,04	5,90	1,83	5,83	1,97	5,59	5,98	
DESCARRE-	1°	82,40	0,22	6,36	0,26	5,64	0,19	5,64	0,23	5,36	5,75
	2°	61,80	0,32	6,04	0,34	5,30	0,27	5,37	0,27	5,09	5,45
	3°	41,20	0,40	5,64	0,46	4,84	0,42	4,95	0,37	4,72	5,04
	4°	20,60	0,58	5,06	0,48	4,36	0,46	4,49	0,43	4,29	4,55
	5°	0,00	0,99	4,07	0,38	3,98	0,87	3,62	0,55	3,74	3,85

Fonte: North Com Engenharia (2017).

Figura B.8 – Curva Carga x Recalque P20.



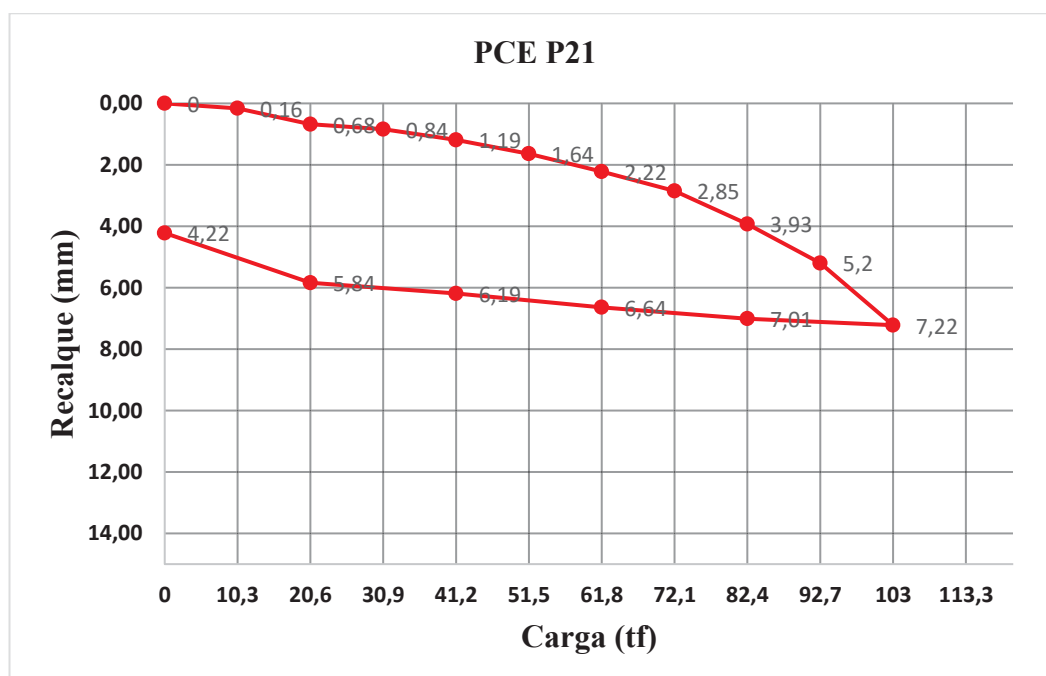
Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura B.9 - Prova de Carga Estática P21 (ϕ 300 mm).

GRÁFICO DE DESLOCAMENTO - PROVA DE CARGA - CARREGAMENTO E DESCARREGAMENTO											
	Estágios	Carga (Tf)	Extensômetros								Média (mm)
			1		2		3		4		
			Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	
CARREGAMENTO	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	1°	10,30	0,01	0,01	0,03	0,03	0,29	0,29	0,31	0,31	0,16
	2°	20,60	-0,37	-0,36	0,90	0,93	0,66	0,95	0,89	1,20	0,68
	3°	30,90	-0,10	-0,46	0,00	0,93	0,34	1,29	0,40	1,60	0,84
	4°	41,20	0,02	-0,44	0,09	1,02	0,62	1,91	0,68	2,28	1,19
	5°	51,50	0,19	-0,25	0,21	1,23	0,70	2,61	0,70	2,98	1,64
	6°	61,80	0,34	0,09	0,31	1,54	0,85	3,46	0,81	3,79	2,22
	7°	72,10	0,42	0,51	0,38	1,92	0,88	4,34	0,83	4,62	2,85
	8°	82,40	0,77	1,28	0,71	2,63	1,46	5,80	1,37	5,99	3,93
	9°	92,70	0,96	2,24	0,86	3,49	1,67	7,47	1,59	7,58	5,20
	10°	103,00	1,55	3,79	1,44	4,93	2,57	10,04	2,55	10,13	7,22
DESCARREGAMENTO	1°	82,40	0,23	3,56	0,20	4,73	0,18	9,86	0,23	9,90	7,01
	2°	61,80	0,42	3,14	0,23	4,50	0,51	9,35	0,34	9,56	6,64
	3°	41,20	0,46	2,68	0,16	4,34	0,73	8,62	0,46	9,10	6,19
	4°	20,60	0,00	2,68	0,23	4,11	0,22	8,40	0,92	8,18	5,84
	5°	0,00	0,66	2,02	0,21	3,90	3,07	5,33	2,55	5,63	4,22

Fonte: North Com Engenharia (2017).

Figura B.10 – Curva Carga x Recalque P21.



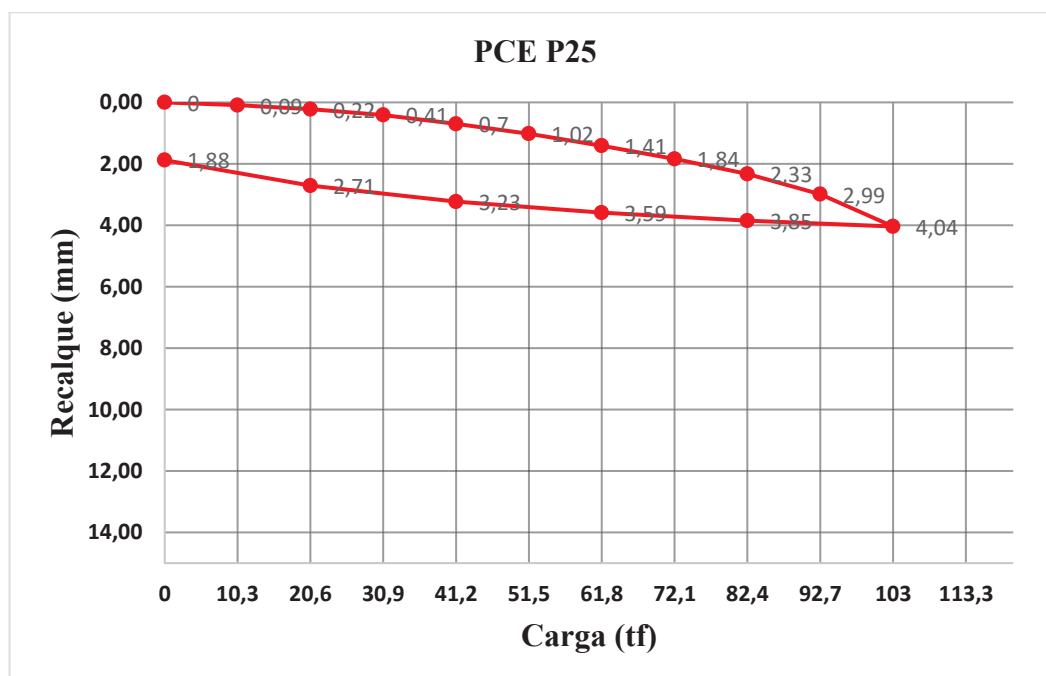
Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura B.11 - Prova de Carga Estática P25 (ϕ 300 mm).

GRÁFICO DE DESLOCAMENTO - PROVA DE CARGA - CARREGAMENTO E DESCARREGAMENTO											
	Estágios	Carga (Tf)	Extensômetros								Média (mm)
			1		2		3		4		
			Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	
CARREGAMENTO	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	1°	10,30	0,13	0,13	0,09	0,09	0,03	0,03	0,09	0,09	0,09
	2°	20,60	0,15	0,28	0,18	0,27	0,04	0,07	0,15	0,24	0,22
	3°	30,90	0,17	0,45	0,25	0,52	0,13	0,20	0,21	0,45	0,41
	4°	41,20	0,22	0,67	0,31	0,83	0,36	0,56	0,27	0,72	0,70
	5°	51,50	0,28	0,95	0,30	1,13	0,41	0,97	0,32	1,04	1,02
	6°	61,80	0,33	1,28	0,33	1,46	0,47	1,44	0,40	1,44	1,41
	7°	72,10	0,39	1,67	0,39	1,85	0,52	1,96	0,43	1,87	1,84
	8°	82,40	0,47	2,14	0,42	2,27	0,60	2,56	0,49	2,36	2,33
	9°	92,70	0,70	2,84	0,72	2,99	0,62	3,18	0,57	2,93	2,99
10°	103,00	0,99	3,83	1,01	4,00	1,13	4,31	1,07	4,00	4,04	
DESCARREGAMENTO	1°	82,40	0,22	3,61	0,18	3,82	0,13	4,18	0,22	3,78	3,85
	2°	61,80	0,26	3,35	0,27	3,55	0,25	3,93	0,27	3,51	3,59
	3°	41,20	0,38	2,97	0,43	3,12	0,29	3,64	0,31	3,20	3,23
	4°	20,60	0,48	2,49	0,50	2,62	0,53	3,11	0,58	2,62	2,71
	5°	0,00	0,76	1,73	0,83	1,79	0,85	2,26	0,87	1,75	1,88

Fonte: North Com Engenharia (2017).

Figura B.12 – Curva Carga x Recalque P25.



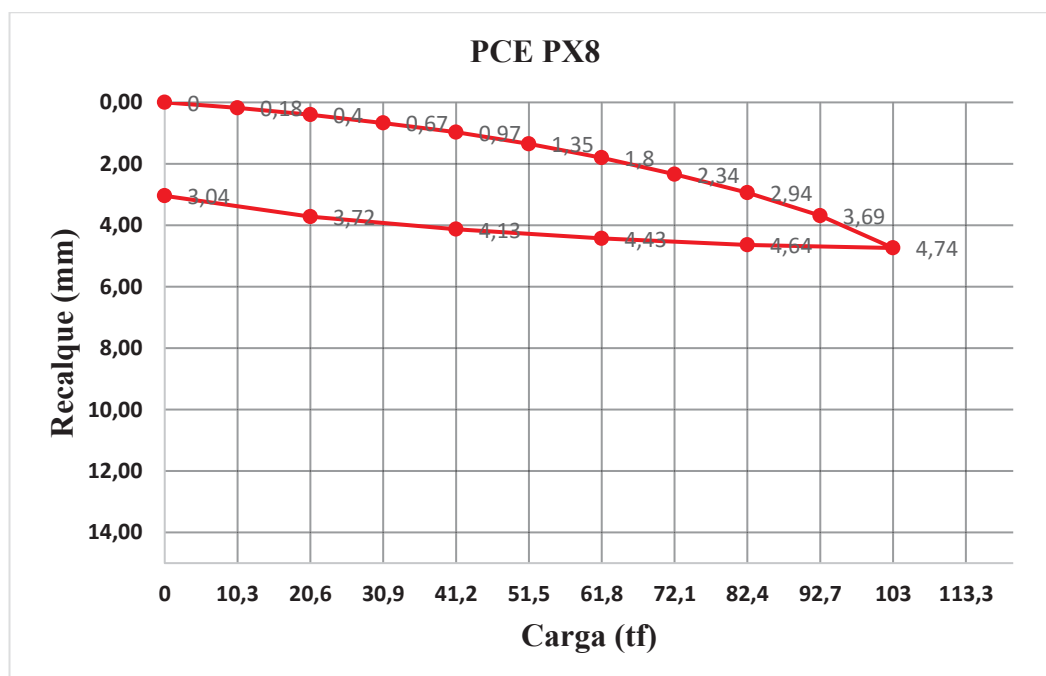
Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura B.13 - Prova de Carga Estática PX8 (ϕ 300 mm).

GRÁFICO DE DESLOCAMENTO - PROVA DE CARGA - CARREGAMENTO E DESCARREGAMENTO											
	Estágios	Carga (Tf)	Extensômetros								Média (mm)
			1		2		3		4		
			Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	
CARREGAMENTO	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	1°	10,30	0,19	0,19	0,11	0,11	0,30	0,30	0,13	0,13	0,18
	2°	20,60	0,24	0,43	0,13	0,24	0,33	0,63	0,18	0,31	0,40
	3°	30,90	0,27	0,70	0,18	0,42	0,39	1,02	0,21	0,52	0,67
	4°	41,20	0,30	1,00	0,22	0,64	0,42	1,44	0,27	0,79	0,97
	5°	51,50	0,37	1,37	0,31	0,95	0,49	1,93	0,35	1,14	1,35
	6°	61,80	0,42	1,79	0,40	1,35	0,57	2,50	0,43	1,57	1,80
	7°	72,10	0,50	2,29	0,48	1,83	0,66	3,16	0,49	2,06	2,34
	8°	82,40	0,62	2,91	0,59	2,42	0,71	3,87	0,50	2,56	2,94
	9°	92,70	0,77	3,68	0,75	3,17	0,83	4,70	0,63	3,19	3,69
10°	103,00	1,07	4,75	1,00	4,17	1,18	5,88	0,97	4,16	4,74	
DESCARREGAMENTO	1°	82,40	0,08	4,67	0,09	4,08	0,19	5,69	0,04	4,12	4,64
	2°	61,80	0,18	4,49	0,21	3,87	0,33	5,36	0,14	3,98	4,43
	3°	41,20	0,27	4,22	0,26	3,61	0,45	4,91	0,21	3,77	4,13
	4°	20,60	0,39	3,83	0,35	3,26	0,57	4,34	0,33	3,44	3,72
	5°	0,00	0,65	3,18	0,70	2,56	0,83	3,51	0,55	2,89	3,04

Fonte: North Com Engenharia (2017).

Figura B.14 – Curva Carga Recalque PX8.



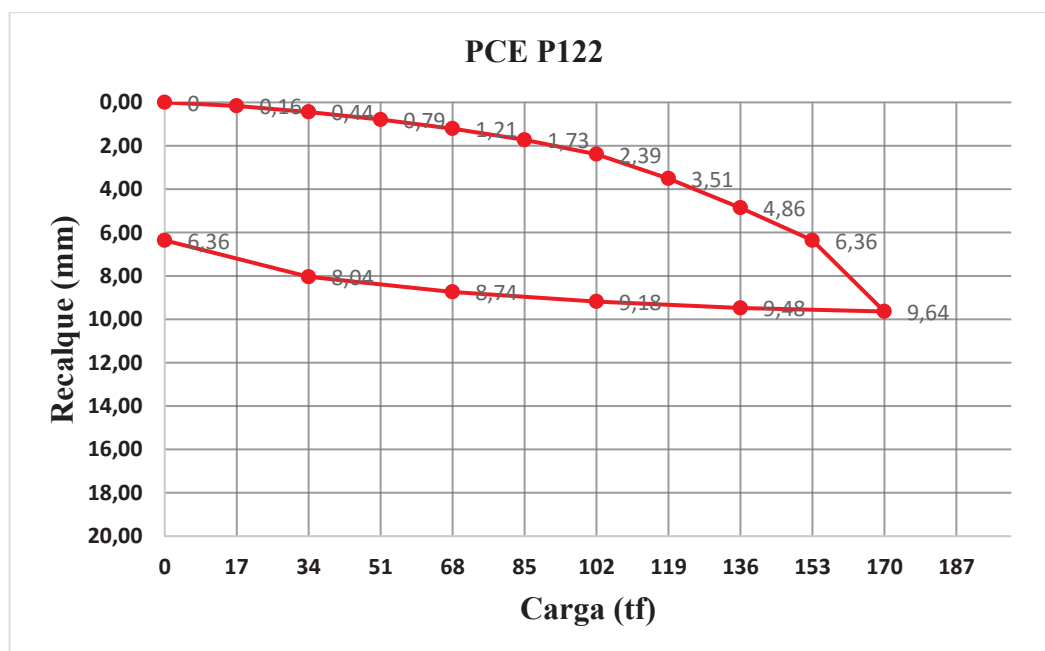
Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura B.15 - Prova de Carga Estática P122 (ϕ 400 mm).

GRÁFICO DE DESLOCAMENTO - PROVA DE CARGA - CARREGAMENTO E DESCARREGAMENTO											
	Estágios	Carga (Tf)	Extensômetros								Média (mm)
			1		2		3		4		
			Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	
CARREGAMENTO	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	1º	17,00	0,25	0,25	0,15	0,15	0,18	0,18	0,08	0,08	0,16
	2º	34,00	0,33	0,58	0,19	0,34	0,37	0,55	0,19	0,27	0,44
	3º	51,00	0,51	1,09	0,25	0,59	0,45	1,00	0,20	0,47	0,79
	4º	68,00	0,58	1,67	0,35	0,94	0,50	1,50	0,26	0,73	1,21
	5º	85,00	0,69	2,36	0,49	1,43	0,56	2,06	0,34	1,07	1,73
	6º	102,00	0,84	3,20	0,63	2,06	0,69	2,75	0,48	1,55	2,39
	7º	119,00	1,38	4,58	1,12	3,18	1,13	3,88	0,85	2,40	3,51
	8º	136,00	1,72	6,30	1,11	4,29	1,41	5,29	1,15	3,55	4,86
	9º	153,00	1,78	8,08	1,52	5,81	1,48	6,77	1,22	4,77	6,36
10º	170,00	3,92	12,00	3,28	9,09	3,35	10,12	2,59	7,36	9,64	
DESCARREGAMENTO	1º	136,00	0,24	11,76	0,17	8,92	0,15	9,97	0,08	7,28	9,48
	2º	102,00	0,47	11,29	0,34	8,58	0,27	9,70	0,14	7,14	9,18
	3º	68,00	0,70	10,59	0,43	8,15	0,44	9,26	0,19	6,95	8,74
	4º	34,00	1,17	9,42	0,63	7,52	0,78	8,48	0,23	6,72	8,04
	5º	0,00	1,58	4,92	0,69	6,83	1,21	7,27	0,32	6,40	6,36

Fonte: North Com Engenharia (2017).

Figura B.16 – Curva Carga x recalque P122.



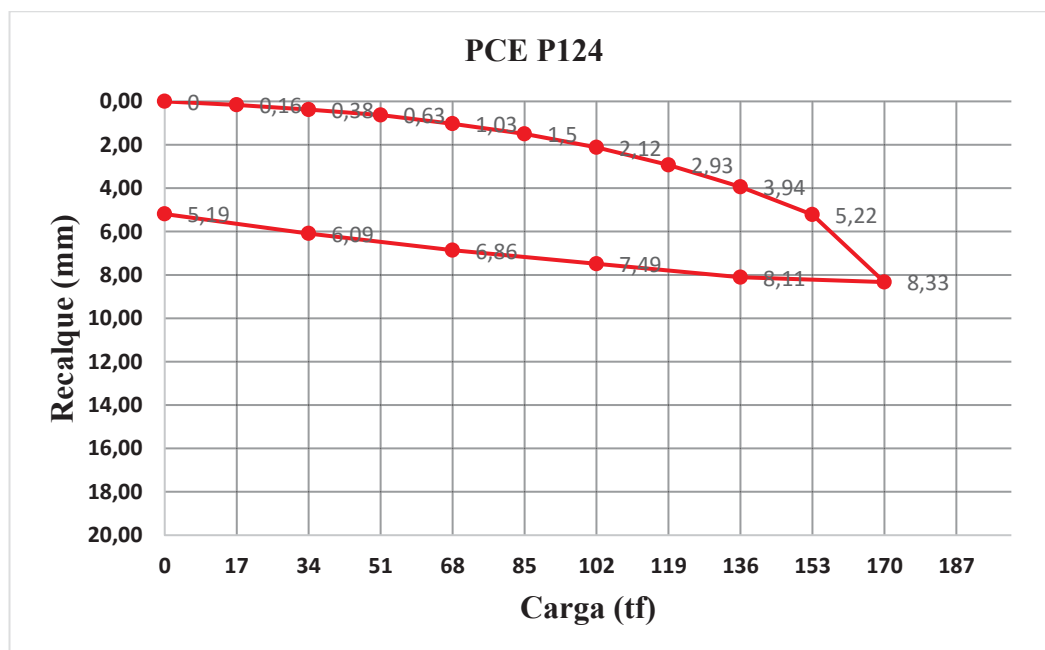
Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura B.17 - Prova de Carga Estática P124 (ϕ 400 mm).

GRÁFICO DE DESLOCAMENTO - PROVA DE CARGA - CARREGAMENTO E DESCARREGAMENTO											
	Estágios	Carga (Tf)	Extensômetros								Média (mm)
			1		2		3		4		
			Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	
CARREGAMENTO	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	1º	17,00	0,19	0,19	0,08	0,08	0,25	0,25	0,12	0,12	0,16
	2º	34,00	0,22	0,41	0,17	0,25	0,28	0,53	0,21	0,33	0,38
	3º	51,00	0,28	0,69	0,22	0,47	0,34	0,87	0,16	0,49	0,63
	4º	68,00	0,40	1,09	0,35	0,82	0,46	1,33	0,39	0,88	1,03
	5º	85,00	0,47	1,56	0,42	1,24	0,52	1,85	0,46	1,34	1,50
	6º	102,00	0,62	2,18	0,57	1,81	0,69	2,54	0,60	1,94	2,12
	7º	119,00	0,83	3,01	0,75	2,56	0,89	3,43	0,79	2,73	2,93
	8º	136,00	0,99	4,00	0,96	3,52	1,05	4,48	1,01	3,74	3,94
	9º	153,00	1,32	5,32	1,20	4,72	1,38	5,86	1,24	4,98	5,22
10º	170,00	3,12	8,44	3,05	7,77	3,18	9,04	3,09	8,07	8,33	
DESCARREGAMENTO	1º	136,00	0,22	8,22	0,18	7,59	0,28	8,76	0,22	7,85	8,11
	2º	102,00	0,48	7,74	0,43	7,16	1,08	7,68	0,47	7,38	7,49
	3º	68,00	0,64	7,10	0,57	6,59	0,70	6,98	0,61	6,77	6,86
	4º	34,00	0,78	6,32	0,72	5,87	0,84	6,14	0,76	6,01	6,09
	5º	0,00	0,91	5,41	0,85	5,02	0,92	5,22	0,89	5,12	5,19

Fonte: North Com Engenharia (2017).

Figura B.18 – Curva Carga x Recalque P124.



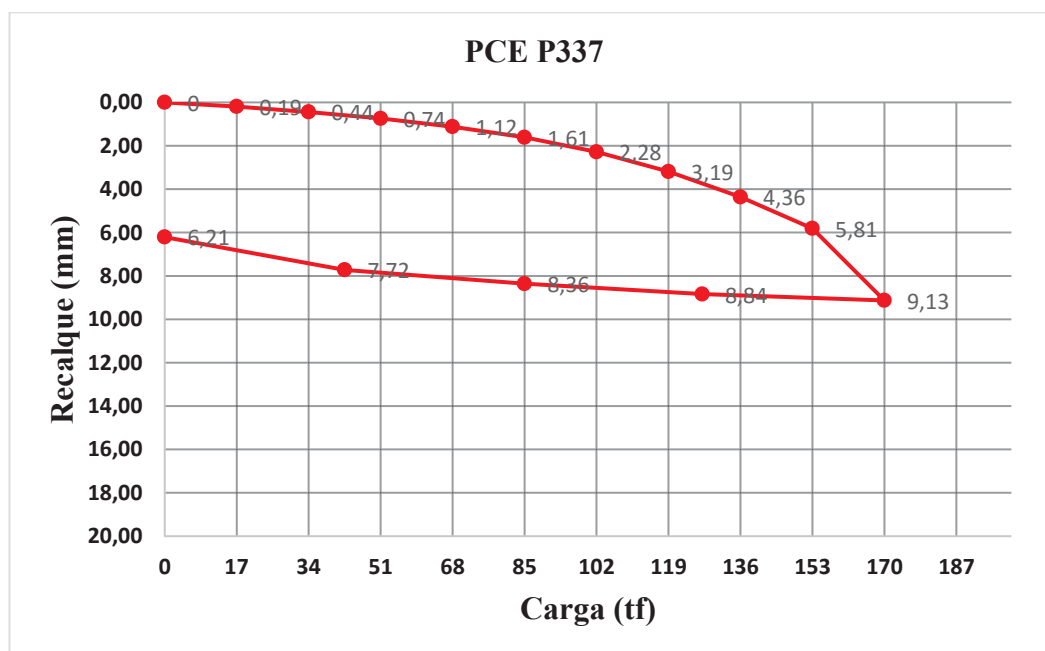
Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura B.19 - Prova de Carga Estática P337 (ϕ 400 mm).

GRÁFICO DE DESLOCAMENTO - PROVA DE CARGA - CARREGAMENTO E DESCARREGAMENTO											
	Estágios	Carga (Tf)	Extensômetros								Média (mm)
			1		2		3		4		
			Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	
CARREGAMENTO	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	1°	17,00	0,22	0,22	0,24	0,24	0,08	0,08	0,21	0,21	0,19
	2°	34,00	0,25	0,47	0,31	0,55	0,17	0,25	0,27	0,48	0,44
	3°	51,00	0,30	0,77	0,35	0,90	0,24	0,49	0,31	0,79	0,74
	4°	68,00	0,36	1,13	0,44	1,34	0,30	0,79	0,41	1,20	1,12
	5°	85,00	0,46	1,59	0,55	1,89	0,41	1,20	0,55	1,75	1,61
	6°	102,00	0,64	2,23	0,73	2,62	0,61	1,81	0,72	2,47	2,28
	7°	119,00	0,86	3,09	0,92	3,54	0,89	2,70	0,94	3,41	3,19
	8°	136,00	1,14	4,23	1,15	4,69	1,18	3,88	1,22	4,63	4,36
	9°	153,00	1,41	5,64	1,40	6,09	1,51	5,39	1,49	6,12	5,81
DESCARREGAMENTO	10°	170,00	3,81	9,45	2,88	8,97	3,05	8,44	3,54	9,66	9,13
	1°	127,50	0,30	9,15	0,31	8,66	0,29	8,15	0,27	9,39	8,84
	2°	85,00	0,51	8,64	0,46	8,20	0,49	7,66	0,46	8,93	8,36
	3°	42,50	0,66	7,98	0,67	7,53	0,63	7,03	0,60	8,33	7,72
4°	0,00	1,16	6,82	1,84	5,69	1,13	5,90	1,89	6,44	6,21	

Fonte: North Com Engenharia (2017).

Figura B.20 – Curva Carga x Recalque P337.



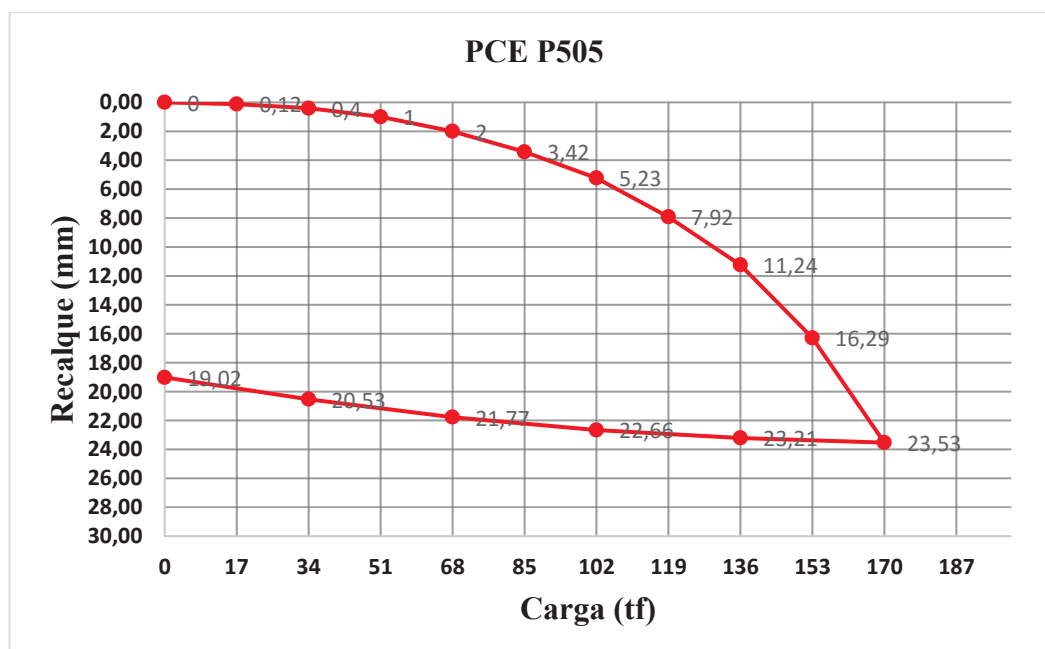
Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura B.21 - Prova de Carga Estática P505 (ϕ 400 mm).

GRÁFICO DE DESLOCAMENTO - PROVA DE CARGA - CARREGAMENTO E DESCARREGAMENTO											
	Estágios	Carga (Tf)	Extensômetros								Média (mm)
			1		2		3		4		
			Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	
CARREGAMENTO	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	1°	17,00	0,11	0,11	0,05	0,05	0,18	0,18	0,13	0,13	0,12
	2°	34,00	0,28	0,39	0,22	0,27	0,34	0,52	0,28	0,41	0,40
	3°	51,00	0,61	1,00	0,53	0,80	0,67	1,19	0,59	1,00	1,00
	4°	68,00	1,01	2,01	0,95	1,75	1,05	2,24	0,98	1,98	2,00
	5°	85,00	1,45	3,46	1,41	3,16	1,45	3,69	1,39	3,37	3,42
	6°	102,00	1,84	5,30	1,79	4,95	1,84	5,53	1,78	5,15	5,23
	7°	119,00	2,73	8,03	2,68	7,63	2,71	8,24	2,63	7,78	7,92
	8°	136,00	3,38	11,41	3,30	10,93	3,35	11,59	3,25	11,03	11,24
	9°	153,00	5,38	16,79	5,28	16,21	4,32	15,91	5,21	16,24	16,29
10°	170,00	7,81	24,60	7,05	23,26	7,13	23,04	6,98	23,22	23,53	
DESCARREGAMENTO	1°	136,00	0,32	24,28	0,29	22,97	0,35	22,69	0,33	22,89	23,21
	2°	102,00	0,53	23,75	0,56	22,41	0,58	22,11	0,52	22,37	22,66
	3°	68,00	0,89	22,86	0,92	21,49	0,87	21,24	0,90	21,47	21,77
	4°	34,00	1,22	21,64	1,19	20,30	1,25	19,99	1,27	20,20	20,53
	5°	0,00	1,49	20,15	1,55	18,75	1,53	18,46	1,50	18,70	19,02

Fonte: North Com Engenharia (2017).

Figura B.22 – Curva Carga x Recalque P505.



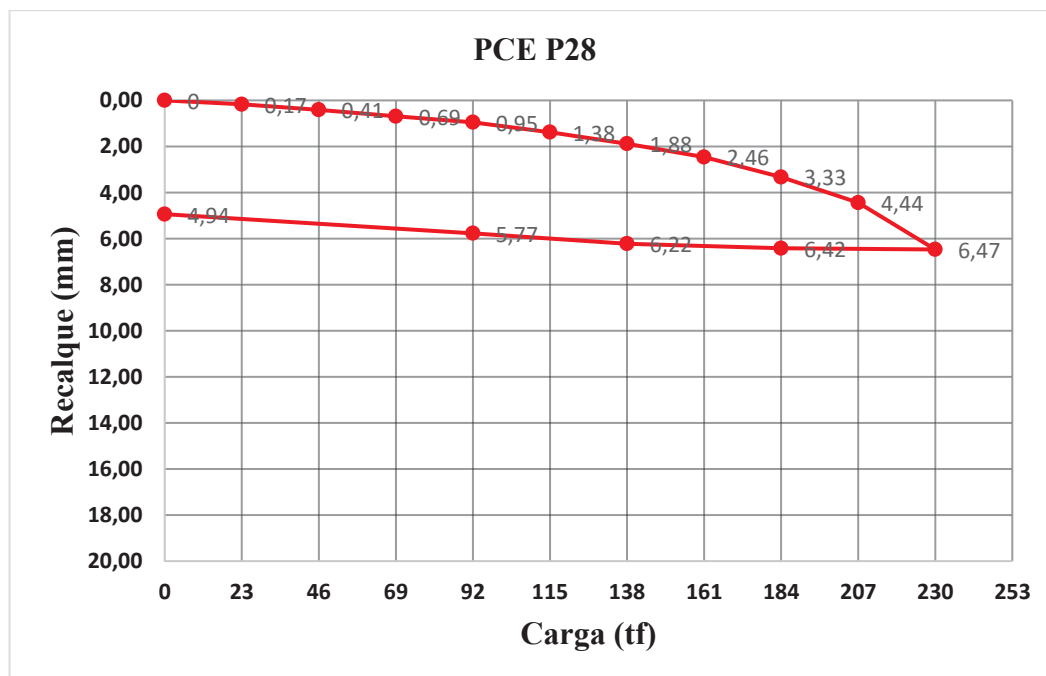
Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura B.23 - Prova de Carga Estática P28 (ϕ 500 mm).

GRÁFICO DE DESLOCAMENTO - PROVA DE CARGA - CARREGAMENTO E DESCARREGAMENTO											
	Estágios	Carga (Tf)	Extensômetros								Média (mm)
			1		2		3		4		
			Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	
CARREGAMENTO	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	1º	23,00	0,12	0,12	0,10	0,10	0,24	0,24	0,22	0,22	0,17
	2º	46,00	0,37	0,49	0,07	0,17	0,43	0,67	0,10	0,32	0,41
	3º	69,00	0,37	0,86	0,13	0,30	0,42	1,09	0,17	0,49	0,69
	4º	92,00	0,31	1,17	0,15	0,45	0,39	1,48	0,22	0,71	0,95
	5º	115,00	0,47	1,64	0,27	0,72	0,59	2,07	0,39	1,10	1,38
	6º	138,00	0,53	2,17	0,35	1,07	0,65	2,72	0,46	1,56	1,88
	7º	161,00	0,62	2,79	0,45	1,52	0,72	3,44	0,53	2,09	2,46
	8º	184,00	0,91	3,70	0,71	2,23	1,03	4,47	0,82	2,91	3,33
	9º	207,00	1,17	4,87	0,87	3,10	1,35	5,82	1,05	3,96	4,44
DESCARREGAMENTO	1º	184,00	0,06	6,86	0,04	5,05	0,06	7,83	0,05	5,93	6,42
	2º	138,00	0,23	6,63	0,19	4,86	0,20	7,63	0,17	5,76	6,22
	3º	92,00	0,44	6,19	0,47	4,39	0,49	7,14	0,42	5,34	5,77
	4º	0,00	0,83	5,36	0,79	3,60	0,82	6,32	0,86	4,48	4,94

Fonte: North Com Engenharia (2017).

Figura B.24 – Curva Carga x Recalque P28.



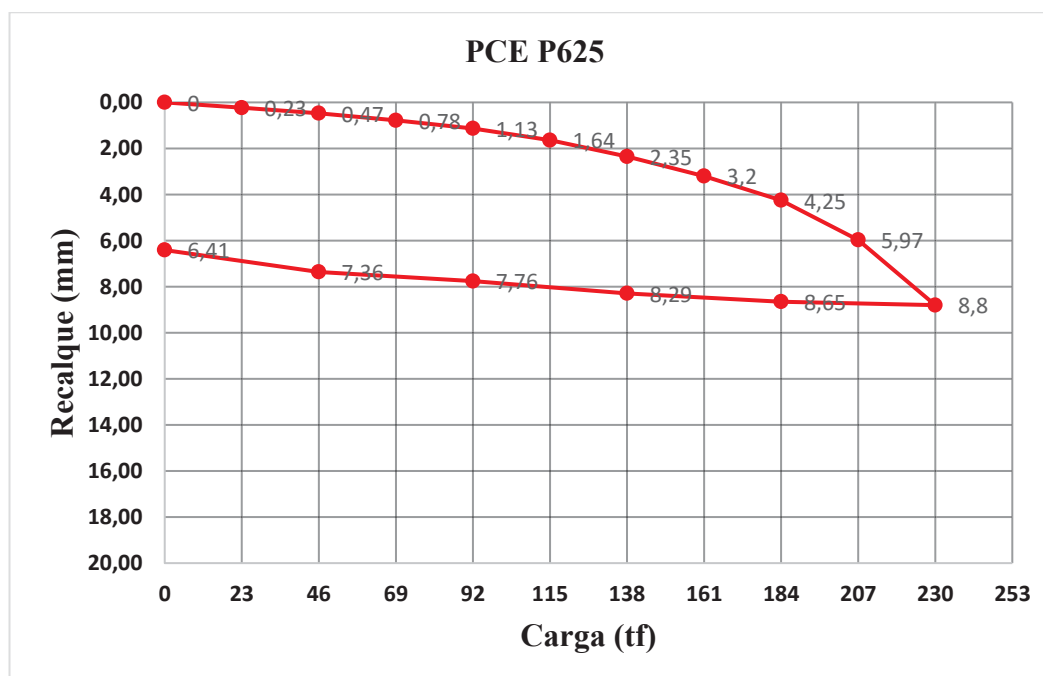
Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura B.25 - Prova de Carga Estática P625 (ϕ 500 mm).

GRÁFICO DE DESLOCAMENTO - PROVA DE CARGA - CARREGAMENTO E DESCARREGAMENTO											
	Estágios	Carga (Tf)	Extensômetros								Média (mm)
			1		2		3		4		
			Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	
CARREGAMENTO	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	1°	23,00	0,33	0,33	0,20	0,20	0,27	0,27	0,10	0,10	0,23
	2°	46,00	0,36	0,69	0,19	0,39	0,30	0,57	0,13	0,23	0,47
	3°	69,00	0,45	1,14	0,26	0,65	0,38	0,95	0,16	0,39	0,78
	4°	92,00	0,51	1,65	0,28	0,93	0,40	1,35	0,18	0,57	1,13
	5°	115,00	0,69	2,34	0,48	1,41	0,56	1,91	0,33	0,90	1,64
	6°	138,00	0,87	3,21	0,68	2,09	0,74	2,65	0,54	1,44	2,35
	7°	161,00	1,03	4,24	0,82	2,91	0,88	3,53	0,66	2,10	3,20
	8°	184,00	1,27	5,51	1,01	3,92	1,09	4,62	0,83	2,93	4,25
	9°	207,00	2,08	7,59	1,65	5,57	1,80	6,42	1,36	4,29	5,97
DESCARREGAMENTO	10°	230,00	3,08	10,67	2,49	8,06	3,70	10,12	2,07	6,36	8,80
	1°	184,00	0,19	10,48	0,14	7,92	0,16	9,96	0,11	6,25	8,65
	2°	138,00	0,53	9,95	0,35	7,57	0,37	9,59	0,20	6,05	8,29
	3°	92,00	0,79	9,16	0,50	7,07	0,57	9,02	0,26	5,79	7,76
	4°	46,00	0,00	9,16	0,61	6,46	0,73	8,29	0,28	5,51	7,36
	5°	0,00	1,54	7,62	0,76	5,70	1,15	7,14	0,33	5,18	6,41

Fonte: North Com Engenharia (2017).

Figura B.26 – Curva Carga x Recalque P625.



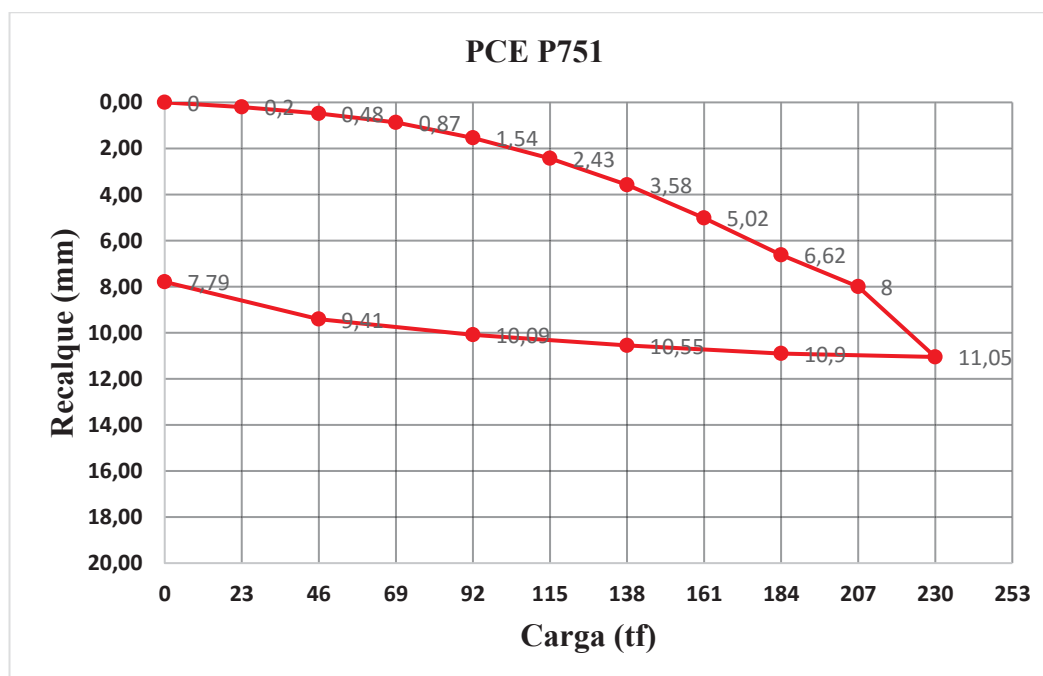
Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura B.27 - Prova de Carga Estática P751 (ϕ 500 mm).

GRÁFICO DE DESLOCAMENTO - PROVA DE CARGA - CARREGAMENTO E DESCARREGAMENTO											
	Estágios	Carga (Tf)	Extensômetros								Média (mm)
			1		2		3		4		
			Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	
CARREGAMENTO	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	1°	23,00	0,11	0,11	0,16	0,16	0,24	0,24	0,30	0,30	0,20
	2°	46,00	0,16	0,27	0,21	0,37	0,34	0,58	0,40	0,70	0,48
	3°	69,00	0,27	0,54	0,32	0,69	0,47	1,05	0,50	1,20	0,87
	4°	92,00	0,50	1,04	0,61	1,30	0,72	1,77	0,85	2,05	1,54
	5°	115,00	0,76	1,80	0,77	2,07	1,02	2,79	1,01	3,06	2,43
	6°	138,00	1,03	2,83	1,02	3,09	1,28	4,07	1,27	4,33	3,58
	7°	161,00	1,31	4,14	1,32	4,41	1,56	5,63	1,55	5,88	5,02
	8°	184,00	1,72	5,86	1,73	6,14	1,98	7,61	1,00	6,88	6,62
	9°	207,00	1,24	7,10	1,24	7,38	1,50	9,11	1,53	8,41	8,00
DESCARREGAMENTO	10°	230,00	2,85	9,95	2,92	10,30	3,15	12,26	3,27	11,68	11,05
	1°	184,00	0,10	9,85	0,12	10,18	0,18	12,08	0,18	11,50	10,90
	2°	138,00	0,24	9,61	0,29	9,89	0,42	11,66	0,45	11,05	10,55
	3°	92,00	0,34	9,27	0,35	9,54	0,56	11,10	0,62	10,43	10,09
	4°	46,00	0,60	8,67	0,73	8,81	1,12	9,98	0,25	10,18	9,41
	5°	0,00	1,14	7,53	1,19	7,62	2,07	7,91	2,09	8,09	7,79

Fonte: North Com Engenharia (2017).

Figura B.28 – Curva Carga x Recalque P751.



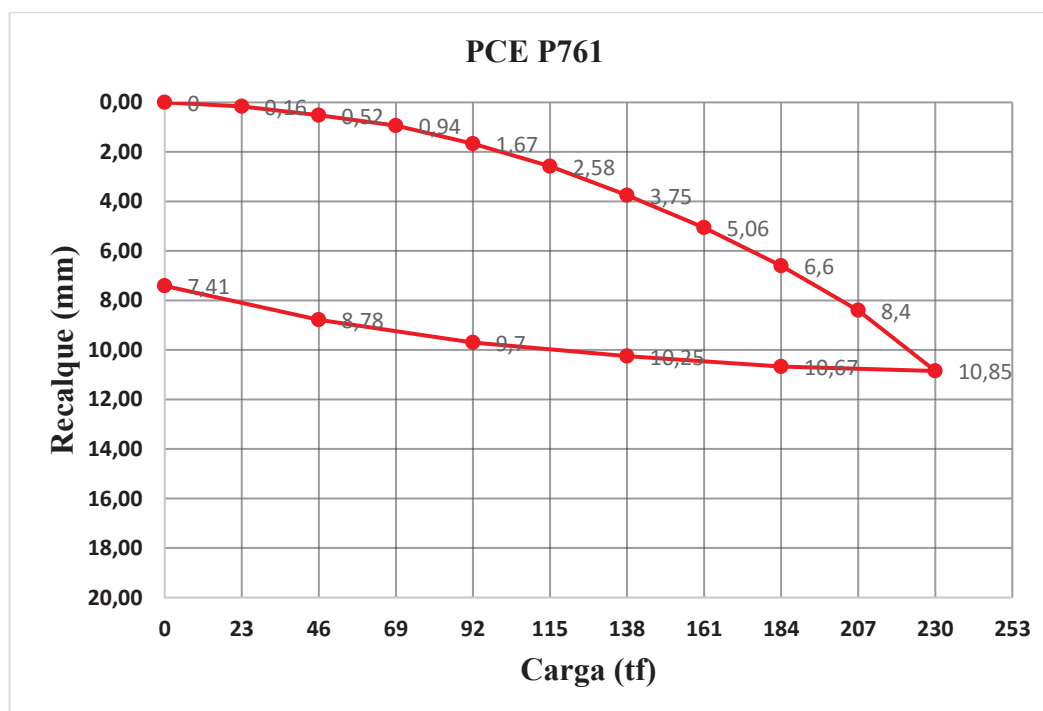
Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura B.29 - Prova de Carga Estática P761 (ϕ 500 mm).

GRÁFICO DE DESLOCAMENTO - PROVA DE CARGA - CARREGAMENTO E DESCARREGAMENTO											
	Estágios	Carga (Tf)	Extensômetros								Média (mm)
			1		2		3		4		
			Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	Estagio	Acum.	
CARREGAMENTO	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	1°	23,00	0,12	0,12	0,15	0,15	0,18	0,18	0,17	0,17	0,16
	2°	46,00	0,32	0,44	0,37	0,52	0,40	0,58	0,35	0,52	0,52
	3°	69,00	0,44	0,88	0,40	0,92	0,45	1,03	0,41	0,93	0,94
	4°	92,00	0,77	1,65	0,75	1,67	0,72	1,75	0,67	1,60	1,67
	5°	115,00	0,98	2,63	0,93	2,60	0,90	2,65	0,85	2,45	2,58
	6°	138,00	1,22	3,85	1,19	3,79	1,15	3,80	1,11	3,56	3,75
	7°	161,00	1,37	5,22	1,33	5,12	1,30	5,10	1,24	4,80	5,06
	8°	184,00	1,55	6,77	1,57	6,69	1,53	6,63	1,49	6,29	6,60
	9°	207,00	1,85	8,62	1,83	8,52	1,79	8,42	1,75	8,04	8,40
10°	230,00	2,44	11,06	2,50	11,02	2,46	10,88	2,40	10,44	10,85	
DESCARREGAMENTO	1°	184,00	0,24	10,82	0,21	10,81	0,16	10,72	0,11	10,33	10,67
	2°	138,00	0,47	10,35	0,44	10,37	0,41	10,31	0,37	9,96	10,25
	3°	92,00	0,60	9,75	0,58	9,79	0,52	9,79	0,48	9,48	9,70
	4°	46,00	0,97	8,78	0,95	8,84	0,91	8,88	0,88	8,60	8,78
	5°	0,00	1,38	7,40	1,40	7,44	1,36	7,52	1,31	7,29	7,41

Fonte: North Com Engenharia (2017).

Figura B.30 – Curva Carga x Recalque P761.



Fonte: Elaborado pelo autor (2019).