



UNIVERSIDADE
ESTADUAL DE LONDRINA

AMANDA REGINA FOGGIATO CHRISTONI

**CARGA DE RUPTURA DE ESTACAS DE PEQUENO PORTE
EXECUTADAS EM SOLO TÍPICO DE LONDRINA-PR**

Londrina
2017

AMANDA REGINA FOGGIATO CHRISTONI

**CARGA DE RUPTURA DE ESTACAS DE PEQUENO PORTE
EXECUTADAS EM SOLO TÍPICO DE LONDRINA-PR**

Dissertação apresentada ao curso de pós graduação em Engenharia de Edificações e Saneamento da Universidade Estadual de Londrina, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre.

Orientador: Prof.^a Dr.^a Raquel Souza Teixeira.

Londrina
2017

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor, através do Programa de Geração Automática do Sistema de Bibliotecas da UEL

Christoni, Amanda Regina Foggiato.

Carga de Ruptura de Estacas de Pequeno Porte Executadas em Solo Típico de Londrina-PR / Amanda Regina Foggiato Christoni. - Londrina, 2017.
168 f. : il.

Orientador: Raquel Souza Teixeira.

Dissertação (Mestrado em Edificações e Saneamento) - Universidade Estadual de Londrina, Centro de Tecnologia e Urbanismo, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Edificações e Saneamento, 2017.

Inclui bibliografia.

1. Fundações - Tese. 2. Carga de ruptura - Tese. 3. Estacas - Tese. I. Souza Teixeira, Raquel. II. Universidade Estadual de Londrina. Centro de Tecnologia e Urbanismo. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Edificações e Saneamento. III. Título.

AMANDA REGINA FOGGIATO CHRISTONI

CARGA DE RUPTURA DE ESTACAS DE PEQUENO PORTE EXECUTADAS EM SOLO TÍPICO DE LONDRINA-PR

Dissertação apresentada ao curso de pós graduação em Engenharia de Edificações e Saneamento da Universidade Estadual de Londrina, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre.

BANCA EXAMINADORA

Orientadora: Prof.^a Dr.^a Raquel Souza Teixeira
Universidade Estadual de Londrina - UEL

Prof.^a Dr.^a Cristina de Hollanda C. Tsuha
Universidade de São Paulo - USP

Prof. Dr. Antonio Belincanta
Universidade Estadual de Maringá - UEM

Prof. Dr. Carlos José M. da Costa Branco
Universidade Estadual de Londrina - UEL

Londrina, 15 de Dezembro de 2017.

AGRADECIMENTOS

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo auxílio financeiro a essa pesquisa.

À minha orientadora Prof.^a Dr.^a Raquel Souza Teixeira pelo conhecimento passado ao longo desses anos nos meus projetos acadêmicos e pelo incentivo no desenvolvimento dessa pesquisa.

Ao Prof. Dr. Carlos José Marques da Costa Branco também pelo conhecimento passado e disposição em me auxiliar sempre que necessário.

À Prof.^a Dr.^a Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha e ao Prof. Dr. Antonio Belincanta pela leitura e contribuições de grande valia ao meu trabalho.

À Universidade Estadual de Londrina pelo espaço cedido, seja no Campo Experimental ou nos laboratórios.

Aos outros autores que realizaram e publicaram os trabalhos referentes à execução das estacas e suas respectivas provas de carga, as quais foram utilizadas nesta pesquisa.

Aos meus amigos pelo incentivo, paciência, apoio e companhia nos estudos.

À minha família pela confiança depositada em mim e principalmente pelo apoio e incentivo em todas as etapas da minha trajetória pessoal e profissional.

E sobretudo à Deus, pela minha vida.

CHRISTONI, Amanda Regina Foggiato. **Carga de Ruptura de Estacas de Pequeno Porte Executadas em Solo Típico de Londrina-PR**. 2017. 168 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Edificações e Saneamento) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2017.

RESUMO

Este trabalho avalia a carga de ruptura de estacas do tipo escavadas com trado manual, trado mecânico e apiloadas, executadas no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica (CEEG) da Universidade Estadual de Londrina. As 32 estacas possuem 20 e 25 cm de diâmetro e 3, 6 e 12 m de comprimento. As cargas de ruptura foram estimadas pelos métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001) e Alonso (1996). As estacas foram submetidas a ensaios de prova de carga estática com carregamento misto nas escavadas com trado manual e apiloadas e carregamento rápido nas estacas trado mecânico. Para verificar o efeito do pré-umedecimento no solo de Londrina-PR, algumas estacas foram ensaiadas na umidade natural e reensaiadas com pré-umedecimento do solo; outras foram solicitadas na ordem inversa. Com as 61 curvas carga-recalque foram determinadas as cargas de ruptura das estacas pelos critérios de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976), Chin-Kondner (1970) e NBR 6122/2010. Os valores estimados pelos métodos semi-empíricos foram conservadores em relação aos determinados pelos critérios de ruptura física e convencional. Os métodos de Ranzini modificado por Peixoto e Aoki-Velloso se aproximaram dos valores da prova de carga. Estacas com diâmetros e comprimentos maiores, apresentaram os valores de carga de ruptura mais elevados. As estacas apiloadas apresentaram maior resistência que as escavadas de mesmas dimensões. Por fim, o aumento da saturação através da pré-umedecimento do solo na prova de carga, confirmou o caráter colapsível do solo do CEEG pela redução na carga de ruptura.

Palavras-chave: Carga de ruptura. Estacas. Solo colapsível.

CHRISTONI, Amanda Regina Foggiato. **Failure Load of Small Piles Executed in a Typical Soil of Londrina-PR**. 2017. 168 p. Dissertation (Master's Degree in Building Engineering and Sanitation) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2017.

ABSTRACT

This study evaluates the failure load of manually and mechanically bored piles and pounded piles, executed at the Experimental Field of Geotechnical Engineering (EFGE) of the State University of Londrina. The dimensions of these 32 piles vary between 20 and 25 cm in diameter and 3, 6 and 12 m in length. The failure loads were estimated by the semi-empirical methods of Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), Ranzini (1988) modified by Peixoto (2001) and Alonso (1996). Static loading tests with mixed loading were performed in the manually bored and pounded piles and with rapid loading in mechanical bored piles. In order to verify the pre-flooding effect on the tropical soil of Londrina-PR, some piles were tested at natural soil humidity and retested with pre-flooding; others were tested in the reverse condition. With the 61 load-settlement curves obtained from the load tests, the failure loads were determined according to the criteria of Van der Veen (1953) modified by Aoki (1976), Chin-Kondner (1970) and NBR 6122/2010. The values estimated by the semi-empirical methods are conservative compared to those estimated by the criteria of physical and conventional rupture. Ranzini modified by Peixoto's and Aoki-Velloso's methods present themselves with the closer values when compared to the load tests. Piles with larger diameters and lengths obtained higher values of failure loads. The pounded piles presented higher resistance than bored piles with the same dimensions. At last, the increase of the humidity through the pre-flooding of the soil in the load test, confirmed the collapsible character of the soil of the EFGE with the reduction of the failure load.

Keywords: Failure load. Piles. Collapsible soil.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Sequência executiva de estacas escavadas com trado manual.	28
Figura 2 – Sequência executiva de estacas escavadas com trado mecânico.....	29
Figura 3 – Sequência executiva de estacas apiloadas.....	30
Figura 4 – Curva carga-recalque para ruptura nítida.....	31
Figura 5 – Curva carga-recalque para ruptura física.....	31
Figura 6 – Curva carga-recalque para casos em que é necessário convencionar a ruptura.....	32
Figura 7 – Curvas carga-recalque para estaca flutuante (A) e estaca de ponta (B).....	32
Figura 8 – Exemplo de curva carga-recalque para carga de ruptura com mobilização de resistência lateral.....	33
Figura 9 – Exemplo de curva carga-recalque para carga de ruptura com mobilização de resistência ponta.	34
Figura 10 – Curva carga-recalque nas condições do solo com e sem inundação em Ilha Solteira-SP.....	35
Figura 11 – Parcelas de resistência lateral e de ponta ao longo da estaca.....	36
Figura 12 – Esquematização da prova de carga estática.....	49
Figura 13 – Viga de referência, defletômetros, macaco hidráulico e célula de carga instalados no topo da estaca de ensaio.	49
Figura 14 – Exemplos de curva carga-recalque.....	50
Figura 15 – Critério de ruptura convencional da NBR 6122/2010.	57
Figura 16 – Croqui do CEEG com a locação dos furos e ensaios SPT-T e CPT.....	58
Figura 17 – Perfil do CEEG obtido pelas sondagens SP10, SP8, SP3 e SP4.	61
Figura 18 – Perfil de sondagem SP15 do CEEG.....	62
Figura 19 – Variação do índice de subsidência do solo de Londrina-PR.	64
Figura 20 – Difratoograma de raio-X do perfil de solo obtido pelo SPT 15 realizado no CEEG.....	66
Figura 21 – Execução do SPT-T no CEEG.....	68
Figura 22 – Execução do ensaio de CPT no Campo Experimental da UEM.....	68
Figura 23 – Amostrador padrão bipartido.....	69

Figura 24 – Cone penetrométrico.....	69
Figura 25 – Variação dos parâmetros médios de N_{SPT} ao longo da profundidade do perfil de solo do CEEG.	70
Figura 26 – Variação dos parâmetros médios de torque máximo e mínimo ao longo da profundidade do perfil de solo do CEEG.	71
Figura 27 – Variação dos parâmetros médios de q_c e f_s ao longo da profundidade do perfil de solo do CEEG.	72
Figura 28 – Áreas 2 e 3 do CEEG, referentes à localização das estacas escavadas com trado manual.....	74
Figura 29 - Área 4 referente à localização das estacas escavadas com trado mecânico.....	75
Figura 30 – Área 6 do CEEG, referente à localização das estacas apiloadas.	76
Figura 31 – Curvas carga-recalque das estacas C (1, 2 e 3) escavadas com trado manual de 20 cm de diâmetro e 3 m de profundidade, ensaiadas na umidade natural (E/UN) e reensaiadas com pré-umedecimento (R/PU).....	99
Figura 32 – Curvas carga-recalque das estacas A (1, 2 e 3) escavadas com trado manual de 20 cm de diâmetro e 3 m de profundidade, ensaiadas com pré-umedecimento (E/PU) e reensaiadas na umidade natural (R/UN).	100
Figura 33 – Curvas carga-recalque das estacas B (1, 2 e 3) escavadas com trado manual de 20 cm de diâmetro e 6 m de profundidade, ensaiadas na umidade natural (E/UN) e reensaiadas com pré-umedecimento (R/PU).....	102
Figura 34 – Curvas carga-recalque das estacas D (1, 2 e 3) escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro e 3 m de profundidade, ensaiadas na umidade natural (E/UN) e reensaiadas com pré-umedecimento (R/PU).....	103
Figura 35 – Curvas carga-recalque das estacas E (1, 2 e 3) escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro e 3 m de profundidade, ensaiadas com pré-umedecimento (E/PU) e reensaiadas na umidade natural (R/UN).	104
Figura 36 – Curvas carga-recalque das estacas F (1, 2 e 3) escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro e 6 m de profundidade,	

ensaiadas na umidade natural (E/UN) e reensaiadas com pré-umedecimento (R/PU).....	106
Figura 37 – Distribuição da resistência lateral ao longo do fuste da estaca F1, na condição com pré-umedecimento do solo.....	107
Figura 38 – Distribuição da resistência lateral ao longo do fuste da estaca F2, na condição com pré-umedecimento do solo.....	107
Figura 39 – Detalhe da ponta do trado de 25 cm de diâmetro e volumes não retentivos.....	108
Figura 40 – Distribuição da resistência lateral ao longo do fuste da estaca F1, na condição de umidade natural do solo.....	109
Figura 41 – Distribuição da resistência lateral ao longo do fuste da estaca F2, na condição de umidade natural do solo.....	109
Figura 42 – Curva carga-recalque das estacas A1 e A4 escavadas com trado mecânico de 25 cm de diâmetro e 12 m de profundidade, ensaiadas na umidade natural (E/UN) e reensaiadas com pré-umedecimento (R/PU).....	110
Figura 43 – Curvas carga-recalque das estacas ACL3 (1, 2 e 3) apiloadas, com concreto lançado, de 20 cm de diâmetro e 3 m de profundidade, ensaiadas na umidade natural (E/UN) e reensaiadas com pré-umedecimento (R/PU).	111
Figura 44 – Curvas carga-recalque das estacas ACA3 (1, 2 e 3) apiloadas com concreto apiloado, de 20 cm de diâmetro e 3 m de profundidade, ensaiadas na umidade natural (E/UN) e reensaiadas com pré-umedecimento (R/PU).	113
Figura 45 – Curvas carga-recalque das estacas ACL6 (1, 2 e 3) apiloadas com concreto lançado de 20 cm de diâmetro e 6 m de profundidade, ensaiadas na umidade natural (E/UN) e reensaiadas com pré-umedecimento (R/PU).	114
Figura 46 – Curvas carga-recalque das estacas ACA6 (1, 2 e 3) apiloadas com concreto apiloado de 20 cm de diâmetro e 6 m de profundidade, ensaiadas na umidade natural (E/UN) e reensaiadas com pré-umedecimento (R/PU).	115

Figura 47 – Curva carga recalque da estaca C1 – R/PU com o ajuste dos pontos por Van der Veen modificado por Aoki, Chin-Kondner e reta da NBR 6122.....	119
Figura 48 – Curva carga recalque da estaca A2 – E/PU com o ajuste dos pontos por Van der Veen modificado por Aoki, Chin-Kondner e reta da NBR 6122.....	121
Figura 49 – Curva carga recalque da estaca B1 – E/UN com o ajuste dos pontos por Van der Veen modificado por Aoki, Chin-Kondner e reta da NBR 6122.....	123
Figura 50 – Curva carga recalque da estaca D1 – E/UN com o ajuste dos pontos por Van der Veen modificado por Aoki, Chin-Kondner e reta da NBR 6122.....	125
Figura 51 – Curva carga recalque da estaca E3 – R/UN com o ajuste dos pontos por Van der Veen modificado por Aoki, Chin-Kondner e reta da NBR 6122.....	127
Figura 52 – Curva carga recalque da estaca F3 – E/UN com o ajuste dos pontos por Van der Veen modificado por Aoki, Chin-Kondner e reta da NBR 6122.....	129
Figura 53 – Curva carga recalque da estaca A4 – E/UN com o ajuste dos pontos por Van der Veen modificado por Aoki, Chin-Kondner e reta da NBR 6122.....	131
Figura 54 – Curva carga recalque da estaca ACL3(1) – R/PU com o ajuste dos pontos por Van der Veen modificado por Aoki, Chin-Kondner e reta da NBR 6122.....	133
Figura 55 – Curva carga recalque da estaca ACA3(1) – R/PU com o ajuste dos pontos por Van der Veen modificado por Aoki, Chin-Kondner e reta da NBR 6122.....	135
Figura 56 – Curva carga recalque da estaca ACL6(3) – E/UN com o ajuste dos pontos por Van der Veen modificado por Aoki, Chin-Kondner e reta da NBR 6122.....	137
Figura 57 – Curva carga recalque da estaca ACA6(2) – E/UN com o ajuste dos pontos por Van der Veen modificado por Aoki, Chin-Kondner e reta da NBR 6122.....	139

Figura 58 – Comparativo entre os valores de carga de ruptura das estacas escavadas com trado manual, estimados pelos métodos semi-empíricos e obtidos pelos critérios de extrapolação das curvas do ensaio na condição de umidade natural.....	143
Figura 59 – Comparativo entre os valores de carga de ruptura das estacas escavadas com trado manual, estimados pelos métodos semi-empíricos e obtidos pelos critérios de extrapolação das curvas do reensaio na condição de umidade natural.....	144
Figura 60 – Comparativo entre os valores de carga de ruptura das estacas escavadas com trado mecânico, estimados pelos métodos semi-empíricos e obtidos pelos critérios de extrapolação das curvas do ensaio na condição de umidade natural.....	146
Figura 61 – Comparativo entre os valores de carga de ruptura das estacas apiloadas, estimados pelos métodos semi-empíricos e obtidos pelos critérios de extrapolação das curvas do ensaio na condição de umidade natural.	147
Figura 62 – Análise da influência do processo executivo entre as cargas de ruptura das estacas escavada com trado manual, apiloada com lançamento de concreto e com apiloamento de concreto.	150
Figura 63 – Análise da influência do comprimento das estacas escavadas com trado manual entre as cargas de ruptura das estacas de 3 m e de 6 m de comprimento, ambas com 20 cm de diâmetro.....	152
Figura 64 – Análise da influência do comprimento das estacas apiloadas entre as curvas carga-recalque da estaca de 3 m e de 6 m de comprimento, ambas com 20 cm de diâmetro.....	152
Figura 65 – Análise da influência do comprimento das estacas escavadas com trado manual e mecânico entre as cargas das estacas de 3 m, 6 m e 12 m de comprimento, todas com 25 cm de diâmetro.....	153
Figura 66 – Análise da influência do diâmetro das estacas escavadas com trado manual entre as cargas das estacas de 20 cm e 25 cm de diâmetro, todas com 6 m de comprimento.	154
Figura 67 – Análise da influência do diâmetro das estacas escavadas com trado manual entre as cargas das estacas de 20 cm e 25 cm de diâmetro, todas com 3 m de comprimento.	155

Figura 68 – Análise da influência da condição de umidade entre cargas das estacas escavadas com trado manual D e E, de mesmo diâmetro e comprimento.....	156
--	-----

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de F1 e F2 para CPT mecânico.....	39
Tabela 2 – Coeficientes K e α em função do tipo de solo.....	40
Tabela 3 – Coeficiente característico do tipo de solo.....	42
Tabela 4 – Coeficientes α e β para estacas.....	42
Tabela 5 – Valores dos coeficientes s_L e F_L	45
Tabela 6 – Índices físicos do perfil de solo obtido pelo SPT15 realizado no CEEG.....	63
Tabela 7 – Parâmetros de comportamento mecânico do solo do CEEG a 2 m de profundidade.	63
Tabela 8 – Coeficientes de permeabilidade do solo do CEEG a 2 m de profundidade.	64
Tabela 9 – Caracterização química do perfil de solo obtido pelo SPT15 realizado no CEEG.	65
Tabela 10 – Resumo das características das estacas.....	73
Tabela 11 – Resumo das características e prova de carga das estacas.	79
Tabela 12 – Especificidades das estacas executadas na área 3 do CEEG.....	80
Tabela 13 – Especificidades das estacas executadas na área 2 do CEEG.....	80
Tabela 14 – Especificidades das estacas executadas na área 4 do CEEG.....	81
Tabela 15 – Especificidades das estacas executadas na área 6 do CEEG.....	81
Tabela 16 – Valores mínimo, máximo, médio, desvio padrão e CV de teor de umidade de campo do CEEG.	86
Tabela 17 – Valores médios de N_{SPT} , desvio padrão e CV e valores médios de torques mínimo e máximo das sondagens SP 5 e 14.....	87
Tabela 18 – Valores médios de q_c e f_s do CPT 14.....	88
Tabela 19 – Valores médios de N_{SPT} , torques mínimo, máximo, desvio padrão e CV das sondagens SP 4 e 14.	89
Tabela 20 – Valores médios de q_c e f_s do CPT 14.....	90
Tabela 21 – Valores médios de N_{SPT} , torques mínimo, máximo, desvio padrão e CV das sondagens SP 9 e 10.....	91
Tabela 22 – Valores médios de q_c , f_s do CPT 9.....	91
Tabela 23 – Valores da área a seção transversal, área do fuste e perímetro das estacas.....	92

Tabela 24 – Parâmetros e coeficientes necessários para o cálculo da carga de ruptura pelos métodos semi-empíricos.	93
Tabela 25 – Valores de carga de ruptura geotécnica estimados pelos métodos semi-empíricos para as estacas escavadas com trado manual de 20 cm de diâmetro.....	94
Tabela 26 – Valores de carga de ruptura geotécnica estimados pelos métodos semi-empíricos para as estacas escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro.....	94
Tabela 27 – Valores de carga de ruptura geotécnica estimados pelos métodos semi-empíricos para as estacas escavadas com trado mecânico.....	95
Tabela 28 – Valores de carga de ruptura geotécnica estimados pelos métodos semi-empíricos para as estacas apiloadas.....	95
Tabela 29 – Cargas de ruptura obtidas pelos critérios de extrapolação da curva carga-recalque e pela ruptura nítida, para as estacas escavadas com trado manual de 20 cm de diâmetro e 3 m profundidade, ensaiadas na umidade natural e reensaiadas com pré-umedecimento do solo.....	118
Tabela 30 – Cargas de ruptura obtidas pelos critérios de extrapolação da curva carga-recalque e pela ruptura nítida, para as estacas escavadas com trado manual de 20 cm de diâmetro e 3 m profundidade, ensaiadas com pré-umedecimento e reensaiadas na umidade natural do solo.....	120
Tabela 31 – Cargas de ruptura obtidas pelos critérios de extrapolação da curva carga-recalque e pela ruptura nítida, para as estacas escavadas com trado manual de 20 cm de diâmetro e 6 m de profundidade.	122
Tabela 32 – Cargas de ruptura obtidas pelos critérios de extrapolação da curva carga-recalque e pela ruptura nítida, para as estacas escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro e 3 m profundidade, ensaiada na umidade natural e reensaiadas com pré-umedecimento do solo.....	124
Tabela 33 – Cargas de ruptura obtidas pelos critérios de extrapolação da curva carga-recalque e pela ruptura nítida, para as estacas	

escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro e 3 m profundidade, ensaiada com pré-umedecimento e reensaiadas na umidade natural do solo.....	126
Tabela 34 – Cargas de ruptura obtidas pelos critérios de extrapolação da curva carga-recalque e pela ruptura nítida, para as estacas escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro e 6 m profundidade.....	128
Tabela 35 – Cargas de ruptura obtidas pelos critérios de extrapolação da curva carga-recalque e pela ruptura nítida, para as estacas escavadas com trado mecânico de 25 cm de diâmetro e 12 m profundidade.....	130
Tabela 36 – Cargas de ruptura obtidas pelos critérios de extrapolação da curva carga-recalque e pela ruptura nítida, para as estacas apiloadas de 20 cm de diâmetro e 3 m profundidade, executadas com lançamento de concreto.....	132
Tabela 37 – Cargas de ruptura obtidas pelos critérios de extrapolação da curva carga-recalque e pela ruptura nítida, para as estacas apiloadas de 20 cm de diâmetro e 3 m profundidade, executadas com apiloamento de concreto.....	134
Tabela 38 – Cargas de ruptura obtidas pelos critérios de extrapolação da curva carga-recalque e pela ruptura nítida, para as estacas apiloadas de 20 cm de diâmetro e 6 m profundidade, executadas com lançamento de concreto.....	136
Tabela 39 – Cargas de ruptura obtidas pelos critérios de extrapolação da curva carga-recalque e pela ruptura nítida, para as estacas apiloadas de 20 cm de diâmetro e 6 m profundidade, executadas com apiloamento de concreto.....	138
Tabela 40 – Relação entre a carga de ruptura nítida e a carga de ruptura estimada pelos métodos semi-empíricos das estacas C, B, D e F escavadas com trado manual.....	144
Tabela 41 – Relação entre a carga de ruptura nítida e a carga de ruptura estimada pelos métodos semi-empíricos das estacas A e E escavadas com trado manual.....	145

Tabela 42 – Relação entre a carga de ruptura nítida e a carga de ruptura estimada pelos métodos semi-empíricos das estacas A1 e A4 escavadas com trado mecânico.....	146
Tabela 43 – Relação entre a carga de ruptura nítida e a carga de ruptura estimada pelos métodos semi-empíricos das estacas apiloadas ACL3, ACA3 e ACA6.	148
Tabela 44 – Relação entre a carga de ruptura de Van der Veen modificado por Aoki e a carga de ruptura estimada pelos métodos semi-empíricos das estacas apiloadas ACL6.	148

LISTA DE SÍMBOLOS

c	coesão
CEEG	Campo Experimental de Engenharia Geotécnica
CPT	ensaio de penetração de cone
CTC	capacidade de troca catiônica
C_v	coeficiente de adensamento
CV	coeficiente de variação
DP	desvio padrão
E	ensaio
E/PU	ensaio com pré-umedecimento
E/UN	ensaio na umidade natural
f_s	atrito lateral
IP	índice de plasticidade
k	coeficiente de permeabilidade
LL	limite de liquidez
LP	limite de plasticidade
MO	matéria orgânica
N_{SPT}	índice de resistência à penetração
P	carga
PU	pré-umedecimento do solo
q_c	resistência de ponta
R	carga de ruptura para fundações profundas
R	reensaio
R_L	resistência lateral
R_p	resistência de ponta
R/PU	reensaio com pré-umedecimento
R/UN	reensaio na umidade natural
R_w	índice de subsidência
SPT-T	sondagem à percussão com medida de torque
T	torque
UN	umidade natural do solo
w	teor de umidade de campo
ϕ	ângulo de atrito

γ_s	peso específico dos sólidos
ρ	recalque
σ'_a	tensão de pré-adensamento

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	21
1.1	OBJETIVO	22
1.1.1	Objetivo geral	22
1.1.2	Objetivo específico	22
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	24
2.1	SOLOS TROPICAIS COLAPSÍVEIS.....	24
2.2	INVESTIGAÇÃO DE SUBSOLO DO TIPO SPT-T E CPT.....	25
2.3	FUNDAÇÕES PROFUNDAS.....	27
2.3.1	Estacas escavadas com trado manual ou mecânico.....	27
2.3.2	Estacas apiloadas	29
2.4	MECANISMOS DE RUPTURA GEOTÉCNICA DAS ESTACAS	30
2.5	CARGA DE RUPTURA GEOTÉCNICA DE ESTACAS	35
2.5.1	Métodos semi-empíricos.....	38
2.5.1.1	Aoki-Velloso (1975)	38
2.5.1.2	Décourt-Quaresma (1978) com modificação de Décourt (1996)	41
2.5.1.3	Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001).....	43
2.5.1.4	Alonso (1996)	45
2.6	PROVA DE CARGA ESTÁTICA.....	47
2.6.1	Tipos de carregamento.....	50
2.6.2	Critérios de ajuste dos pontos da curva carga-recalque.....	53
2.6.2.1	Ruptura física – Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976).....	53
2.6.2.2	Ruptura física – Chin-Kondner (1970)	54
2.6.2.3	Ruptura convencional – NBR 6122/2010	56
2.7	LOCAL DE ESTUDO	57
2.7.1	Campo Experimental de Engenharia Geotécnica (CEEG)	57
2.7.2	Perfil de solo típico de Londrina-PR	59
3	MATERIAIS E MÉTODOS	67
3.1	LEVANTAMENTO DAS INFORMAÇÕES DE ATIVIDADES REALIZADAS EM OUTROS TRABALHOS	67
3.1.1	Sondagens SPT-T e CPT	67

3.1.2	Especificações das estacas.....	72
3.1.2.1	Estacas escavadas com trado manual	73
3.1.2.2	Estacas escavadas com trado mecânico.....	75
3.1.2.3	Estacas apiloadas	76
3.1.3	Provas de carga estática	78
3.1.3.1	Estacas escavadas com trado manual	81
3.1.3.2	Estacas escavadas com trado mecânico.....	82
3.1.3.3	Estacas apiloadas	83
3.2	ATIVIDADES REALIZADAS NESTE TRABALHO.....	84
3.2.1	Previsão da carga de ruptura geotécnica pelos métodos semi-empíricos.....	84
3.2.2	Determinação das curvas carga-recalque a partir das PCEs	84
3.2.3	Interpretação dos resultados de carga de ruptura geotécnica obtidos pelas curvas carga-recalque	84
3.2.4	Avaliação dos métodos e dos fatores que influenciam na determinação da carga de ruptura geotécnica	84
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	86
4.1	PARÂMETROS OBTIDOS DAS SONDAGENS DE CAMPO SPT-T E CPT.....	86
4.1.1	Estacas escavadas com trado manual – Áreas 2 e 3.....	87
4.1.2	Estacas escavadas com trado mecânico – Área 4	88
4.1.3	Estacas apiloadas – Área 6	90
4.2	CARGAS DE RUPTURA GEOTÉCNICA ESTIMADAS PELOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS.....	92
4.2.1	Estacas escavadas com trado manual	94
4.2.2	Estacas escavadas com trado mecânico.....	95
4.2.3	Estacas apiloadas	95
4.2.4	Comentários sobre os resultados de carga de ruptura geotécnica estimados pelos métodos semi-empíricos.....	96
4.3	CURVAS CARGA-RECALQUE.....	98
4.3.1	Estacas escavadas com trado manual	98
4.3.1.1	Diâmetro 20 cm e profundidade 3 m	98
4.3.1.2	Diâmetro 20 cm e profundidade 6 m	101
4.3.1.3	Diâmetro 25 cm e profundidade 3 m	102

4.3.1.4	Diâmetro 25 cm e profundidade 6 m	105
4.3.2	Estacas escavadas com trado mecânico.....	109
4.3.3	Estacas apiloadas	111
4.3.3.1	Diâmetro 20 cm e profundidade 3 m	111
4.3.3.2	Diâmetro 20 cm e profundidade 6 m	114
4.3.4	Comentários sobre o comportamento das curvas carga-recalque	116
4.4	CARGAS DE RUPTURA GEOTÉCNICA OBTIDAS PELOS CRITÉRIOS DE RUPTURA FÍSICA, CONVENCIONAL E NÍTIDA.....	117
4.4.1	Estacas escavadas com trado manual	118
4.4.1.1	Diâmetro 20 cm e profundidade 3 m	118
4.4.1.2	Diâmetro 20 cm e profundidade 6 m	121
4.4.1.3	Diâmetro 25 cm e profundidade 3 m	123
4.4.1.4	Diâmetro 25 cm e profundidade 6 m	127
4.4.2	Estacas escavadas com trado mecânico.....	129
4.4.3	Estacas apiloadas	131
4.4.4	Comentários sobre os resultados de carga de ruptura geotécnica obtidos pelos critérios ruptura física e convencional	140
4.5	ANÁLISE ENTRE AS CARGAS DE RUPTURA GEOTÉCNICA ESTIMADAS PELOS MÉTODOS E DETERMINADAS PELOS CRITÉRIOS.....	142
4.6	ANÁLISE DOS FATORES QUE INFLUENCIAM NA CARGA DE RUPTURA GEOTÉCNICA.....	149
4.6.1	Processo executivo	149
4.6.2	Dimensões das estacas.....	151
4.6.3	Efeito do pré-umedecimento do solo	155
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	158
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	162

1 INTRODUÇÃO

Para a escolha da fundação adequada ao empreendimento, deve-se considerar a viabilidade executiva, as condições das edificações vizinhas e o comportamento do solo local frente às solicitações de carga, uma vez que a fundação é responsável por conduzir os carregamentos provenientes de lajes, vigas e pilares até o maciço de solo na qual está inserida.

O solo de Londrina-PR possui caráter colapsível nas primeiras profundidades, perdendo parte da sua capacidade de suporte quando em contato com quantidades excessivas de água, sem alteração do carregamento no qual está submetido. Estes colapsos podem gerar recalques diferenciais nas fundações apoiadas nesta camada de solo colapsível. Sendo assim, é relevante conhecer tal tipo de comportamento com auxílio de investigações geotécnicas do solo podendo ser realizadas em campo e em laboratório.

Ensaio de campo como o SPT (*Standard Penetration Test*) e CPT (*Cone Penetration Test*) associados aos ensaios de laboratório como adensamento e resistência ao cisalhamento, por exemplo, auxiliam no reconhecimento do perfil, fornecendo parâmetros que descrevem o comportamento do solo no qual a fundação será executada.

Uma forma de se evitar problemas oriundos das fundações é conhecendo a sua capacidade de carga, sendo esta obtida através da previsão feita pelos métodos semi-empíricos de cálculo e também através da prova de carga realizada em campo, sempre que possível. A capacidade de carga determina a máxima resistência que o sistema solo - elemento de fundação pode oferecer na iminência da ruptura.

Considerando a interação entre o elemento de fundação e o solo, as fundações profundas do tipo estacas, transmitem a carga pelo atrito lateral e pela ponta. A capacidade de carga, neste caso denominada de carga de ruptura, é dada pela soma das parcelas de resistência lateral e de ponta. Porém, há casos em que a fundação profunda encontra-se apoiada em um solo de baixa resistência, como por exemplo os solos colapsíveis, fazendo com que a carga de ruptura seja resultado apenas da resistência lateral.

Fatores como o processo construtivo das fundações influenciam na mobilização das resistências lateral e de ponta. Por exemplo, estacas pré-moldadas mobilizam mais resistência que as estacas escavadas, pois geram empuxo passivo ao compactarem o solo na cravação. As estacas escavadas por sua vez, sofrem empuxo ativo em função do desconfinamento do solo.

Além disso, as dimensões do elemento de fundação, as condições do solo, tais como seu comportamento e umidade, também são fatores que influenciam no resultado da carga de ruptura.

Como os métodos semi-empíricos de previsão de carga de ruptura não são universais, restringindo-se às condições locais para o qual foram desenvolvidos, é comum a sua avaliação frente à situação observada em campo dada pela prova de carga. Desta maneira, os riscos da fundação apresentar desempenho insatisfatório ao longo da sua utilização serão minimizados.

Tendo em vista o solo de Londrina-PR, pretende-se avaliar se algum dos métodos de previsão de carga de ruptura, usados em projetos de fundações e estudados neste trabalho, apresentam aproximação com os valores reais obtidos através de provas de carga realizadas na condição de umidade natural e com pré-umedecimento do solo.

1.1 OBJETIVO

1.1.1 Objetivo geral

Avaliar a carga de ruptura geotécnica de estacas escavadas com trado manual e mecânico e de estacas apiloadas, executadas no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica (CEEG) da Universidade Estadual de Londrina, com diâmetros de 20 e 25 cm, e comprimentos de 3, 6 e 12 m nas condições de umidade natural e pré-umedecimento do solo.

1.1.2 Objetivo específico

- Estimar a carga de ruptura geotécnica através dos métodos semi-empíricos e através de critérios de extrapolação das curvas carga-recalque. Os métodos

semi-empíricos considerados neste trabalho são os de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001) e, por fim, Alonso (1996);

- Analisar as curvas carga-recalque das provas de carga estática, anteriormente executadas em outros trabalhos, nas condições de umidade natural e pré-umedecimento do solo.
- Obter a carga de ruptura geotécnica através dos critérios de ruptura física de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976) e Chin-Kondner (1970), critério de ruptura convencional proposto pela NBR 6122/2010 e ruptura nítida;
- Avaliar os resultados das cargas de ruptura geotécnica estimados pelos métodos semi-empíricos e os determinados pelos critérios ruptura, verificando a aplicabilidade dos mesmos no solo de Londrina-PR;
- Avaliar a influência do processo executivo e das dimensões das estacas nos resultados das cargas de ruptura geotécnica;
- Avaliar a influência do efeito do pré-umedecimento do solo nos resultados das provas de carga e conseqüentemente nas cargas de ruptura geotécnica dos elementos de fundações estudados.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 SOLOS TROPICAIS COLAPSÍVEIS

Os solos tropicais são formados por processos pedogenéticos típicos de regiões tropicais úmidas, ou seja, locais sob intensas chuvas e altas temperaturas. Tais solos são mais desenvolvidos, sofrendo intensa intemperização ao longo da sua formação (Nogami e Villibor, 1995).

Dentre os solos tropicais destacam-se os solos lateríticos. Tais solos ocupam a parte superficial do maciço, cobrindo grande parte do Brasil, inclusive a cidade de Londrina localizada no estado do Paraná. Estes solos são originados em regiões que sofrem intemperismo intenso, conferindo ao solo o processo pedológico da laterização com a formação de solos espessos, ricos em argilominerais 1:1 e oxihidróxidos de ferro e alumínio, de coloração amarelada ou avermelhada (Fasolo *et al.*, 1986, Toledo *et al.*, 2000 e Nogami e Villibor, 1995).

A estrutura porosa destes solos contribui para o fenômeno do colapso, uma vez que estes apresentam elevado índice de vazios, granulometria predominantemente argilosa ou arenosa e encontra-se geralmente na forma não saturada (Vargas, 1993).

O colapso da estrutura do solo é resultado do aumento do grau de saturação, gerando recalques bruscos e de grandes proporções. Este fenômeno ocorre sob tensões totais constantes e na maioria das vezes o solo se deforma pela ação do próprio peso da camada, podendo em outros casos, estar associado a uma sobrecarga (Cintra, 1998; Teixeira *et al.*, 2004; Gutierrez *et al.*, 2009).

A redução brusca de volume é representada pela diminuição do índice de vazios em função do aumento do teor de umidade. O mecanismo do colapso, portanto, ocorre como resultado do acréscimo do teor de umidade, ocasionando a expulsão de ar da estrutura do solo. Sendo assim, estes solos são denominados colapsíveis (Vilar e Machado, 1997; Cintra, 1998).

Em diversos países do mundo há ocorrências de solos colapsíveis, como por exemplo, Estados Unidos, partes da Ásia, sul da África, Nova Zelândia e regiões planas da Argentina e Uruguai (Clemence e Finbarr, 1981).

No Brasil, as primeiras constatações foram feitas em São Paulo por volta de 1940. Também foram registradas ocorrências em Minas Gerais, Distrito Federal, Pernambuco, Ceará e no Paraná, nas cidades de Maringá e Londrina, por exemplo (Vargas, 1993, Costa, 1986, Cardoso *et al.*, 1998; Vilar, 1979; Veríssimo *et al.*, 2016; Rolim e Bandeira, 2016 e Teixeira *et al.*, 2004).

As fundações executadas em solos colapsíveis comportam-se de maneira satisfatória, porém alterações na condição de umidade do solo provocam o seu colapso, podendo acarretar no comprometimento do desempenho das fundações, ocasionando recalques diferenciais e a ocorrência de trincas e rachaduras nas edificações (Cintra, 1998; Padilha, 2014).

Além disso, é causa de vários outros danos em obras de engenharia, como canais, aterros, estabilidade de taludes e cortes de túneis. Possíveis causas de inundação do solo se dão por rupturas de condutos de água ou esgoto, infiltração de água de chuva, ascensão de lençol freático e trincas ou fissuras em reservatórios enterrados (Teixeira *et al.*, 2004; Gutierrez *et al.*, 2009; Rolim e Bandeira, 2016).

Em Maringá-PR, Gutierrez *et al.* (2009) comprovaram o caráter colapsível do solo através de ensaios de laboratório, tais como ensaio edométrico, microscopia de varredura, análises mineralógicas e ensaio de porosimetria. Estudos recentes realizados por Marques (2017), a partir da realização de provas de carga estática com umedecimento do solo para a verificação do comportamento das estacas escavadas através da carga de ruptura, também afirmou o que Gutierrez *et al.* (2009) haviam publicado. As cargas de ruptura obtidas foram reduzidas na condição de umedecimento do solo, corroborando assim com seu caráter colapsível.

No nordeste brasileiro, nas cidades de Petrolina-PB e Crato-CE, o solo também foi comprovado como colapsível pelos autores Veríssimo *et al.* (2016) e Rolim e Bandeira (2016). Os estudos foram baseados também em ensaios edométricos realizados em laboratório.

2.2 INVESTIGAÇÃO DE SUBSOLO DO TIPO SPT-T E CPT

A investigação de subsolo pode ser realizada em campo ou em laboratório e consiste no reconhecimento das condições do solo em que se deseja trabalhar,

obtendo-se com isso parâmetros necessários para a análise das suas propriedades e definição da sua estratigrafia, auxiliando na verificação do seu comportamento (Belincanta *et al.*, 2010 e Almada, 2016).

A investigação de campo através do SPT consiste na cravação dinâmica de um amostrador padrão no solo, pela queda livre de um martelo padronizado de massa e altura conhecidas. A perfuração é realizada com trado helicoidal ou por circulação de água, utilizando o trépano de lavagem quando não for mais possível avançar somente com o trado. O ensaio permite a coleta de amostras do solo em cada metro de perfuração (NBR 6484/2001).

As finalidades deste ensaio são a determinação dos tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência, a posição do nível d'água e os índices de resistência à penetração (N_{SPT}) a cada metro. Esse índice N está associado à determinação dos parâmetros de comportamento do solo e é determinado pelo número de golpes correspondente à cravação do amostrador padrão nos últimos 30 cm, após a cravação inicial de 15 cm na cota correspondente ao ensaio (NBR 6484/2001 e Teixeira *et al.*, 2006).

Além disso, é possível obter o atrito-adesão na interface solo - amostrador por meio da medida do torque obtido pela instalação do torquímetro no topo das hastes de cravação. Após a realização do ensaio SPT, com o amostrador ainda cravado no solo e o torquímetro já instalado, inicia-se a rotação do conjunto haste – amostrador, determinando-se o torque máximo e mínimo. Quando no ensaio SPT é realizado também a medida de torque, este passa a ser chamado de SPT-T (Ranzini, 1988).

Há também a possibilidade de realizar a investigação do subsolo através do CPT, que consiste na cravação estática de uma ponteira padronizada no solo com velocidade nominal constante de 2 cm/s (MB-3406/1991).

O objetivo deste ensaio é determinar o perfil de solo e as propriedades dos materiais inspecionados auxiliando na previsão da carga de ruptura das fundações. A cravação do cone e da luva de atrito permite obter a resistência de ponta (q_c) e atrito lateral (f_s), sem realizar a coleta de amostra de solo (Teixeira *et al.*, 2004).

2.3 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

As fundações profundas são aquelas cujo mecanismo de ruptura de base não se forma na superfície do terreno e cujas bases estão implantadas a uma profundidade superior a duas vezes sua menor dimensão e a pelo menos 3 m de profundidade. A transferência de carga ao terreno é dada pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência lateral) ou por uma combinação das duas (NBR 6122/2010).

Neste trabalho será avaliado o comportamento carga-recalque apenas para fundações do tipo estacas escavadas com trado manual ou mecânico e estacas apiloadas, executadas no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica (CEEG) da Universidade Estadual de Londrina.

2.3.1 Estacas escavadas com trado manual ou mecânico

As estacas do tipo escavadas podem ser executadas por trado manual ou mecânico. Este trado tem formato helicoidal e a perfuração é feita com o acoplamento de hastes até a profundidade desejada. Quando a estaca é escavada sem fluido estabilizante, o nível do lençol freático é o limite de profundidade da escavação. Estas estacas são moldadas in loco por meio da concretagem do furo, que deve ser feita no mesmo dia da perfuração, sendo recomendado o uso de vibrador de imersão nos dois metros superiores (NBR 6122/2010).

A colocação da armadura é realizada imediatamente após a concretagem do furo nas estacas não sujeitas a tração ou flexão e antes da concretagem nas estacas submetidas a esforços de tração, horizontais ou momentos (NBR 6122/2010).

O concreto deve satisfazer as exigências de o consumo de cimento ser superior a 300 kg/m³; *slump test* entre 8 e 12 cm para estacas não armadas e entre 12 e 14 cm para estacas armadas; diâmetro máximo de 19 mm para o agregado e $f_{ck} \geq 20$ MPa aos 28 dias, para as estacas escavadas com trado mecânico (NBR 6122/2010).

As estacas escavadas com trado manual, também chamadas de brocas, são restringidas a pequenas cargas e pequenas profundidades, com diâmetros que pode variar entre 0,20 e 0,50 m (Falconi *et al.*, 1998).

A escavação das estacas trado mecânico é executada com trado acoplado a uma haste até a profundidade desejada. A vantagem deste tipo de estaca está na mobilidade e produção do equipamento de perfuração, na ausência de vibração e na possibilidade de amostragem do solo escavado (Falconi *et al.*, 1998).

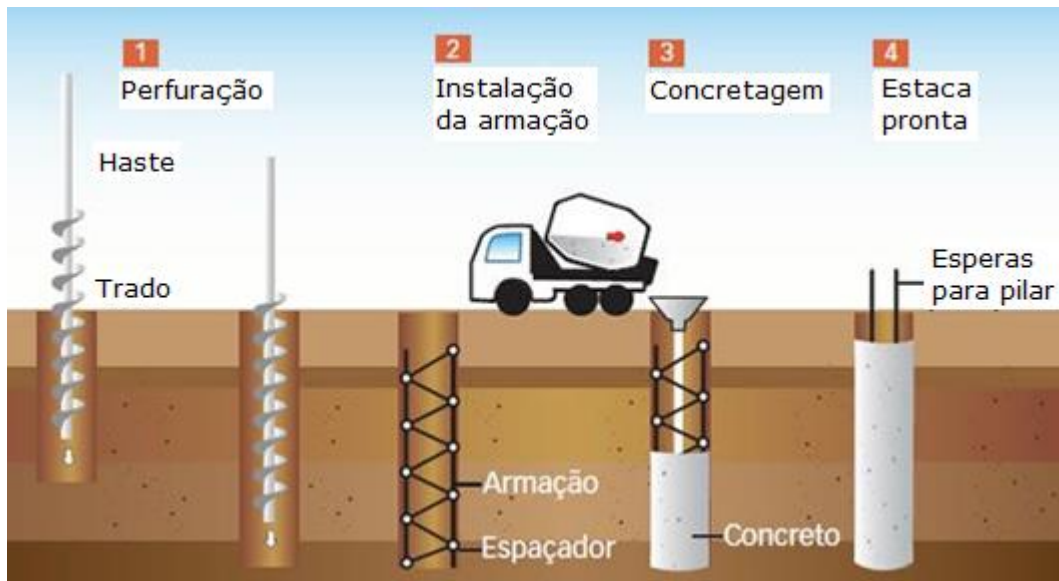
O processo executivo das estacas escavadas faz com que solo solto fique na base da perfuração, junto à extremidade inferior da estaca, comprometendo o contato entre o concreto e o solo natural. Além disso, o processo executivo provoca alívio no estado de tensões e possivelmente alterações no solo na superfície de escavação. Sendo assim, costuma-se desconsiderar a resistência de ponta no cálculo da capacidade de carga (Branco, 2006 e Almada, 2016). As Figuras 1 e 2 mostram a sequência executiva das estacas escavadas com trado manual e trado mecânico, respectivamente.

Figura 1 – Sequência executiva de estacas escavadas com trado manual.



Fonte: modificado de Construção Mercado Pini (2017).

Figura 2 – Sequência executiva de estacas escavadas com trado mecânico.



Fonte: modificado de Construção Mercado Pini (2017).

2.3.2 Estacas apiloadas

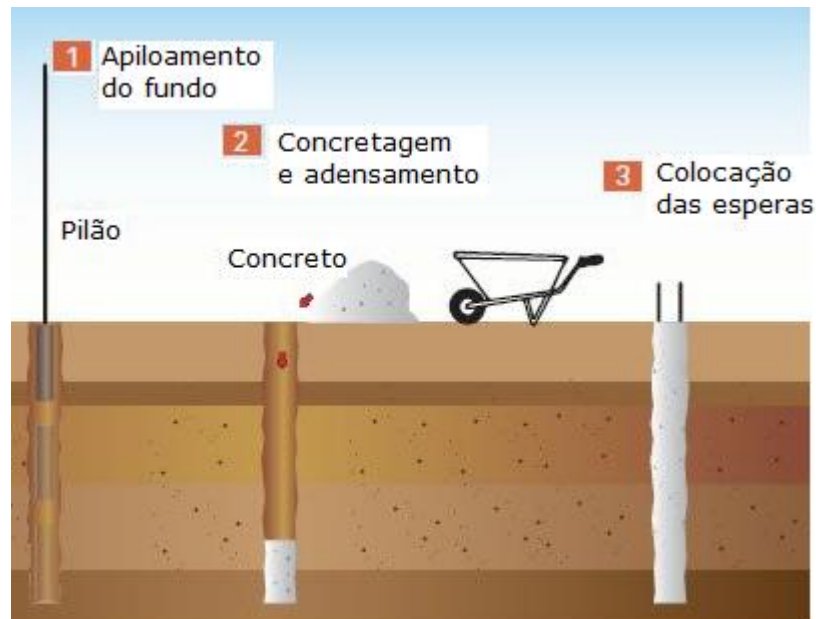
As estacas apiloadas, também chamadas de soquetão ou estaca pilão, são executadas com equipamento do tipo Strauss, sem revestimento. Sua execução consiste na simples queda de um soquete, com peso de 300 a 600 kg, abrindo um furo de 0,20 a 0,50 m de diâmetro, que posteriormente é preenchido com concreto. (Falconi *et al.*, 1998).

A queda do pilão resulta em deslocamentos laterais e verticais para baixo, formando ao redor do fuste um anel de solo compactado, garantindo a estabilidade do furo. Sendo assim, como o seu processo executivo não provoca retirada do solo e sim um deslocamento, as estacas apiloadas apresentam resistência de ponta (Ferreira *et al.*, 1998 e Campos *et al.*, 2008).

A concretagem e as especificações do concreto são as mesmas das estacas escavadas com trado manual ou mecânico, anteriormente citadas. Nas estacas apiloadas, ora é lançado o concreto plástico até preencher a perfuração e ora é lançado o concreto em camadas com apiloamento. É possível a execução deste tipo de estaca em terrenos de alta porosidade e baixa resistência e acima do nível do lençol freático (Falconi *et al.*, 1998).

A Figura 3 exemplifica a sequência executiva das estacas apiloadas.

Figura 3 – Sequência executiva de estacas apiloadas.



Fonte: modificado de Construção Mercado Pini (2017).

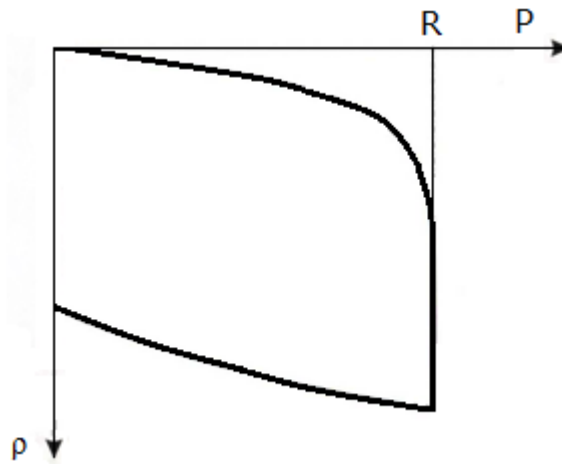
2.4 MECANISMOS DE RUPTURA GEOTÉCNICA DAS ESTACAS

Para as estacas, onde a carga é transmitida ao solo pelo fuste e pela ponta, as tensões resistentes por atrito lateral entre o solo e o comprimento da estaca são mobilizadas desde o início da aplicação de uma carga vertical na sua cabeça. Porém, ao atingir a máxima mobilização do atrito lateral, geralmente a mobilização da ponta ainda não é significativa. Então, para simplificar o mecanismo de ruptura geotécnica, considera-se que primeiro haja a mobilização do atrito lateral para depois iniciar a mobilização da resistência de ponta (Cintra e Aoki, 2010).

Sendo assim, a partir do momento em que o atrito lateral é mobilizado ao máximo em todos os segmentos da estaca, a extremidade inferior desta começa a se deslocar, dando início à mobilização gradativa da resistência de ponta até que esta atinja seu máximo valor (Cintra e Aoki, 2010).

Em termos de estado limite último, a estaca deslizaria continuamente para baixo, provocando o recalque incessante e a ruptura geotécnica do elemento de fundação por estaca. Tal ruptura é denominada ruptura nítida, sendo representada pela Figura 4 (Cintra e Aoki, 2010; Cintra *et al.*, 2013).

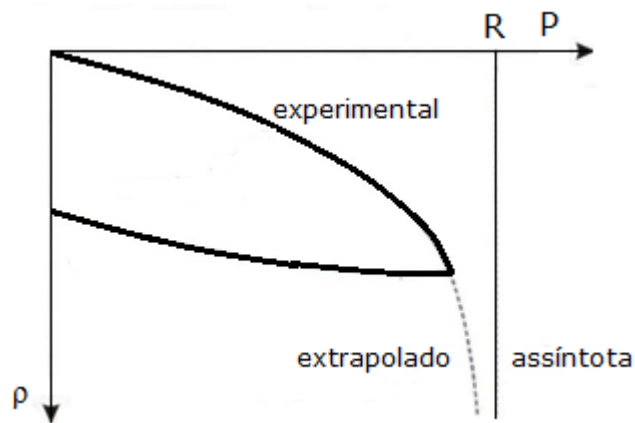
Figura 4 – Curva carga-recalque para ruptura nítida.



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

Quando a prova de carga não atinge a ruptura nítida, faz-se a interpretação da curva carga-recalque podendo-se observar outros dois modos de ruptura. Na Figura 5 tem-se a ruptura física, obtida do ajuste da curva carga-recalque, caracterizando-se pela assíntota vertical e um trecho extrapolado (Cintra *et al.*, 2013).

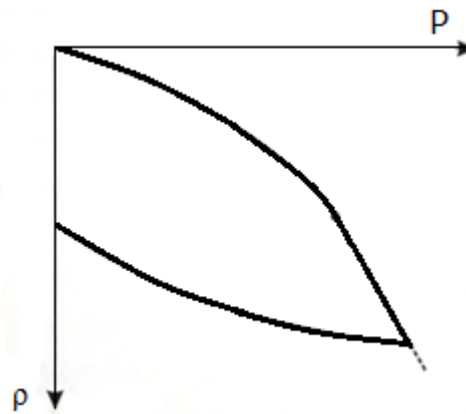
Figura 5 – Curva carga-recalque para ruptura física.



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

Na Figura 6, tem-se a curva para quando a ruptura é do tipo convencional, onde a carga de ruptura é aquela que provoca um determinado deslocamento convencional, por exemplo, segundo Décourt (1996), equivalente a 10% do diâmetro da ponta para estacas de deslocamento ou escavadas em argila e 30% para estacas escavadas em solos granulares.

Figura 6 – Curva carga-recalque para casos em que é necessário convencionar a ruptura.



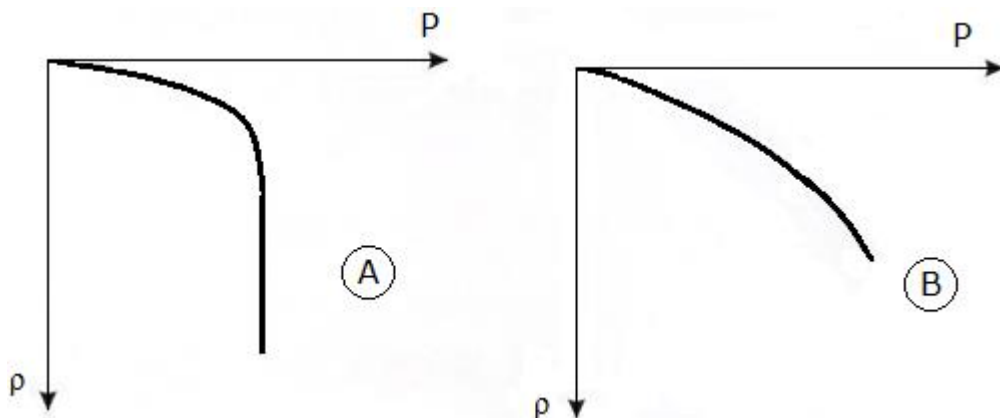
Fonte: Cintra *et al.* (2013).

Há casos em que a resistência do elemento de fundação é dada predominantemente pela parcela de atrito lateral. Portanto, quando a resistência de ponta for desprezível, a estaca é chamada de estaca flutuante, como por exemplo, as estacas escavadas e estacas muito longas, ambas executadas em solo de baixa resistência.

O contrário também ocorre, quando a resistência é dada pela predominância da parcela da resistência de ponta, a estaca é considerada estaca de ponta. Como ocorre, por exemplo, nas estacas cravadas mais robustas e nas estacas Franki e inseridas em um maciço de areia compacta com comportamento rígido (Cintra e Aoki, 2010; Velloso e Lopes, 2010).

Exemplos da curva carga-recalque destas estacas estão representados pela Figura 7, onde a curva A representa a estaca flutuante e B a estaca de ponta.

Figura 7 – Curvas carga-recalque para estaca flutuante (A) e estaca de ponta (B).

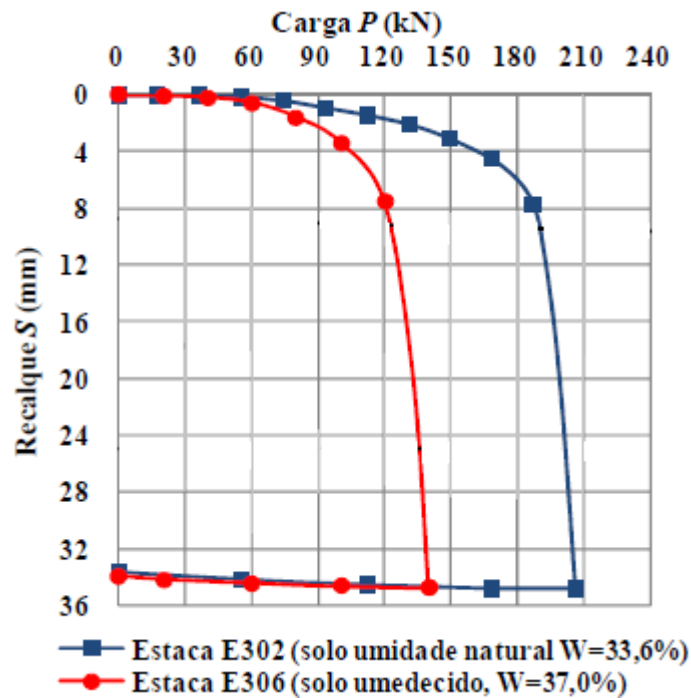


Fonte: Cintra *et al.* (2013).

As Figuras 8 e 9 exemplificam as provas de carga estática realizadas em campo em estacas flutuante e de ponta, respectivamente.

A Figura 8 representa as curvas carga-recalque obtidas por Almada *et al.* (2016) para estacas escavadas com trado mecânico de 6 m de comprimento, executadas em solo argiloso residual da cidade de Maringá. Pelo formato das curvas é possível identificar a predominância da resistência lateral, onde a maior parte da resistência do solo é mobilizada com pequenos deslocamentos de até 10 mm (Cintra *et al.*, 2013).

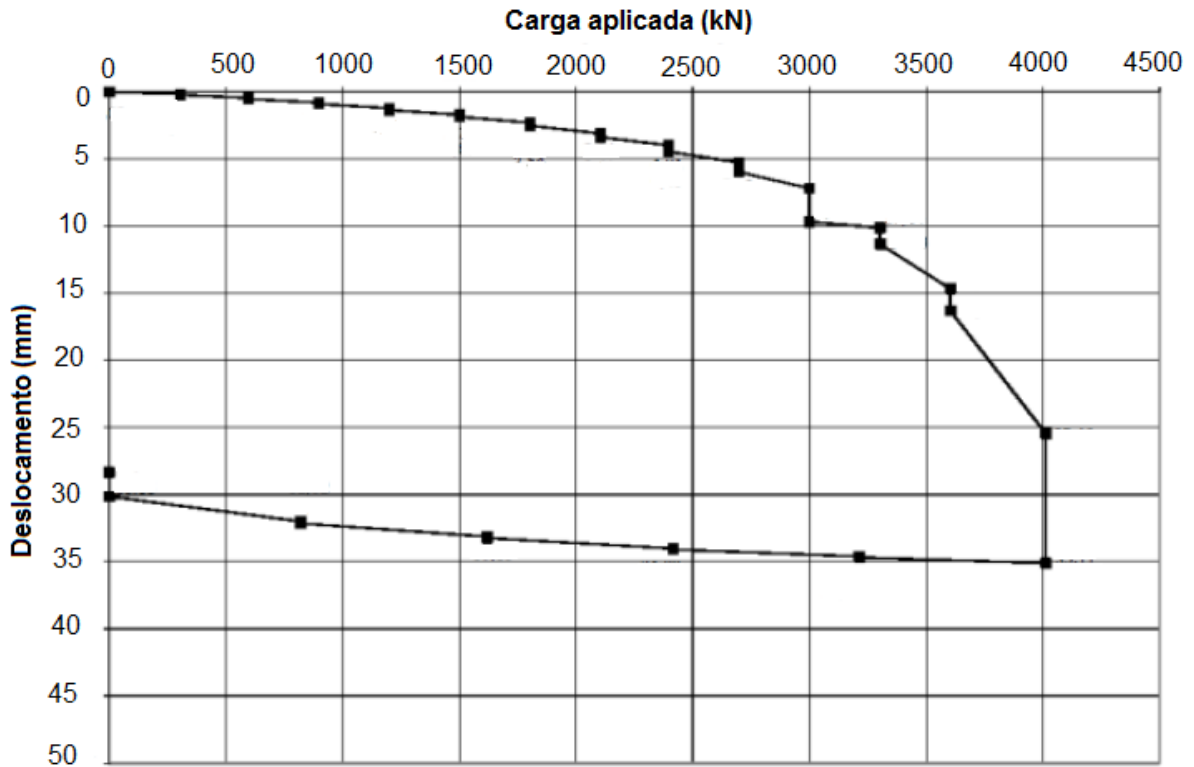
Figura 8 – Exemplo de curva carga-recalque para carga de ruptura com mobilização de resistência lateral.



Fonte: Almada *et al.* (2016).

Já a Figura 9 representa a curva carga-recalque obtida por Corrêa *et al.* (2016) para uma estaca hélice contínua executada em solo silto-arenoso. O formato da curva indica a predominância da resistência de ponta, uma vez que a carga de ruptura é atingida a partir de grandes deslocamentos como cerca de 10% do diâmetro da estaca (Cintra *et al.*, 2013).

Figura 9 – Exemplo de curva carga-recalque para carga de ruptura com mobilização de resistência ponta.

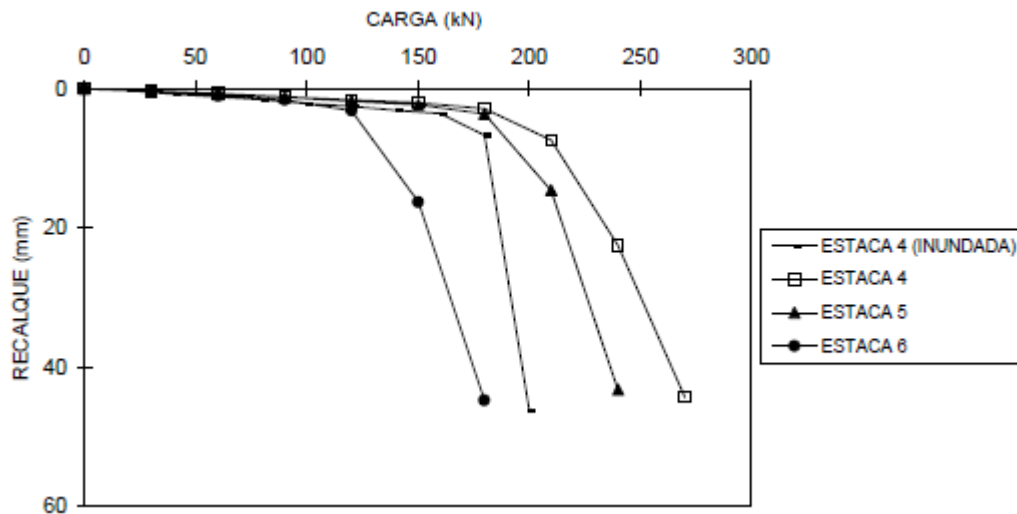


Fonte: modificado de Corrêa *et al.* (2016).

A ruptura do elemento estrutural também deve ser levada em consideração, uma vez que a carga de ruptura pode ser superior à resistência à compressão da estaca. Portanto, para definir o valor da carga de ruptura do elemento de fundação, deve-se adotar o menor valor obtido entre a ruptura geotécnica (nítida, física ou convencional) e a ruptura do elemento estrutural (Velloso e Lopes, 2010; Almada, 2016).

Estudos referentes ao comportamento de estacas e seu mecanismo de ruptura vem sendo feitos ao longo de anos. Menezes *et al.* (2004) realizaram provas de carga estática no solo colapsível do Campo Experimental de Fundações em Ilha Solteira-SP. A Figura 10 representa as curvas carga-recalque nas condições do solo com e sem inundação. Observando somente as curvas da estaca 4, fica evidente que a carga de ruptura diminui quando do reensaio com inundação do solo, comprovando a perda de capacidade de suporte que ocorre pelo efeito do colapso.

Figura 10 – Curva carga-recalque nas condições do solo com e sem inundação em Ilha Solteira-SP.



Fonte: Menezes *et al.* (2004).

Recentemente Minette *et al.* (2016) realizaram um estudo do comportamento da parcela de resistência lateral ao longo do fuste de estacas escavadas com trado mecânico no solo argiloso de Minas Gerais-MG. Foram executadas provas de carga estática instrumentada para monitoramento da distribuição da resistência lateral e as cargas de ruptura obtidas foram comparadas com as calculadas por métodos semi-empíricos. Os autores evidenciaram que o mecanismo de ruptura nas estacas escavadas com trado mecânico predominado pela mobilização da resistência lateral.

Bessa *et al.* (2016) realizaram uma análise dos métodos de ajuste das curvas carga-recalque de provas de carga estáticas executadas em solo dos estados do Ceará e Rio Grande do Norte, no Nordeste Brasileiro. Os autores fizeram uma análise comparativa das cargas de ruptura obtidas pelos diferentes métodos, considerando as curvas de carregamento e concluíram que, para uma curva com ruptura bem caracterizada, o método de Van der Veen (1953) é o mais eficiente.

2.5 CARGA DE RUPTURA GEOTÉCNICA DE ESTACAS

A carga de ruptura é definida pelo valor da carga aplicada ao elemento de fundação que provoca deslocamento, comprometendo a segurança e/ou desempenho da estrutura (NBR 6122/2010). Entende-se por elemento de fundação o sistema formado pelos elementos estruturais (estaca) e geotécnicos (solo), sendo

representada pelo valor da força correspondente à máxima resistência que o sistema pode oferecer na iminência da ruptura (Cintra e Aoki, 2010).

No cálculo para estacas, a carga de ruptura geotécnica é composta pelas parcelas de resistência de ponta e do atrito lateral. Sendo expressa pela Equação 1 e podendo ser compreendida na Figura 11.

$$R = R_P + R_L \text{ (kN)} \quad \text{Equação 1}$$

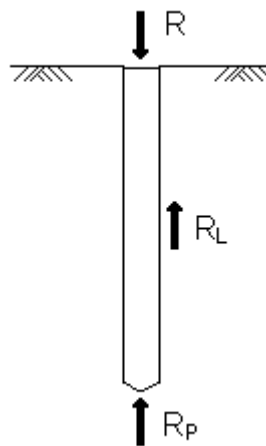
Onde:

R é a carga de ruptura (kN);

R_P é a parcela referente à resistência de ponta (kN);

R_L é a parcela referente à resistência lateral (kN).

Figura 11 – Parcelas de resistência lateral e de ponta ao longo da estaca.



Fonte: o próprio autor (2017).

As resistências R_P e R_L podem ser escritas segundo as Equações 2 e 3.

$$R_P = r_P A_P \text{ (kN)} \quad \text{Equação 2}$$

$$R_L = U \sum (r_L \Delta_L) \text{ (kN)} \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

r_P , r_L são as resistências de ponta e lateral em termos de tensão (kN/m²);

A_P é a área da ponta da estaca (m^2);

U é o perímetro do fuste da estaca (m);

Δ_L é o seguimento ao longo do comprimento L da estaca (m).

Sendo assim, a Equação 1 pode ser reescrita de acordo com a Equação 4.

$$R = R_P + R_L = r_P A_P + U \sum (r_L \Delta_L) \text{ (kN)} \quad \text{Equação 4}$$

Parâmetros de comportamento e condição de umidade do solo, dimensões e método executivo do elemento de fundação, interferem na determinação da carga de ruptura geotécnica. Portanto, para o cálculo para estacas, é necessário conhecer seu diâmetro e sua profundidade bem como as informações das características do solo que podem ser obtidas através das investigações de campo SPT, pela energia necessária à cravação dinâmica, ou também através do CPT pelos parâmetros de resistência de ponta e atrito lateral (Lobo *et al.*, 2009).

A determinação da carga de ruptura é realizada por estimativas obtidas pelos métodos de previsão semi-empíricos ou pela prova de carga. No ramo da engenharia de fundações é comum o uso dos métodos semi-empíricos, pois nem sempre é viável a realização de provas de carga mesmo que este procedimento permita um resultado mais próximo do real (Silva & Ferreira, 2014; Alledi, 2015 e Almada, 2016).

A carga de ruptura prevista na fase de projeto pode ser confrontada então com valores experimentais obtidos em provas de carga estática ou dinâmica realizadas durante ou após a conclusão do estaqueamento na obra (Cintra e Aoki, 2010).

Alonso (2013) ressalva que os métodos de previsão de carga de ruptura não são universais, devendo estes ser aplicados somente aos solos para os quais foram desenvolvidos. Sendo assim, a reavaliação do método original para cada nova região geotécnica deve ser feito por meio de ajustes, que geralmente são obtidos pelas provas de carga, compatíveis ao solo local.

Vários estudos iniciados há décadas foram realizados com base no comparativo entre os valores de carga de ruptura obtidos pelos métodos de previsão e pelas provas de carga com o intuito de verificar qual método melhor se adapta ao

determinado tipo de solo analisado. Os mais recentes foram publicados por Almada (2016), Alledi *et al.* (2015), Silva & Ferreira (2014), Alves *et al.* (2014), Almeida *et al.* (2011), entre outros.

Almada (2016) realizou seu estudo para estacas escavadas com trado mecânico, Alledi (2015) desenvolveu para estaca hélice contínua, Silva & Ferreira (2014) em estaca metálica de perfil H, Alves *et al.* (2014) desenvolveram para estacas pré-moldadas cravadas de concreto e por fim, Almeida *et al.* (2011) em estacas Strauss.

Neste trabalho, a previsão da carga de ruptura das estacas será realizada pelos métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001) e Alonso (1996); pela extrapolação da curva carga-recalque através dos critérios de Van der Veen (1953) e Chin-Kondner (1970) e por fim pelo critério de ruptura convencional da NBR 6122/2010.

2.5.1 Métodos semi-empíricos

Os métodos semi-empíricos foram desenvolvidos com base nos ensaios de campo CPT e SPT, relacionando diretamente os resultados obtidos com a carga de ruptura geotécnica das estacas (Velloso e Lopes, 2010).

2.5.1.1 Aoki-Velloso (1975)

Este método foi originalmente desenvolvido para estimar a carga de ruptura das estacas a partir da aplicação dos parâmetros resistência de ponta (q_c) e atrito lateral (f_s) obtidos do ensaio CPT. Posteriormente foram desenvolvidas correlações para que fosse possível aplicar o método também utilizando o parâmetro N_{SPT} obtido do SPT.

Inicialmente, o método foi desenvolvido para a determinação da carga de ruptura de estacas cravadas, em função da semelhança de comportamento com o cone penetrométrico. Posteriormente foram incorporados outros tipos de estacas ao método através dos fatores F1 e F2 (Velloso e Lopes, 2010).

As resistências de ponta e lateral em termos de tensão com o uso de q_c e f_s são dadas segundo as Equações 5 e 6.

$$r_P = \frac{q_c}{F_1} \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{Equação 5}$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{Equação 6}$$

Os parâmetros F_1 e F_2 são fatores de correção que levam em conta o fator de escala, ou seja, a diferença de comportamento entre a estaca e o cone do CPT, bem como a influência do método executivo de cada estaca (Tabela 1). Para os dados obtidos com o cone elétrico, considera-se $F_2=F_1$ e para o cone mecânico $F_2=2F_1$.

Tabela 1 – Valores de F_1 e F_2 para CPT mecânico.

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,50	2F1
Metálica	1,75	2F1
Pré-moldada	1+D/0,80	2F1
Escavada	3,00	2F1
Raiz, Hélice Contínua e Ômega	2,00	2F1

Fonte: Cintra e Aoki (2010).

A carga de ruptura calculada pelo método Aoki-Velloso (1975) com os parâmetros do CPT é dada pela Equação 7.

$$R = \frac{q_c}{F_1} A_P + U \sum \left(\frac{f_s}{F_2} \Delta_L \right) \text{ (kN)} \quad \text{Equação 7}$$

Aplicando a correlação com o SPT, os parâmetros q_c e f_s ficam expressos segundo as Equações 8 e 9.

$$q_c = K N_{SPT} \quad \text{Equação 8}$$

$$f_s = \alpha K N_{SPT} \quad \text{Equação 9}$$

Onde:

K e a razão de atrito α (%) são coeficientes que dependem do tipo do solo (Tabela 2) (MPa).

Tabela 2 – Coeficientes K e α em função do tipo de solo.

Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno-argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno-siltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila silto-arenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki-Velloso (1975).

Sendo assim, a carga de ruptura pelo método de Aoki-Velloso (1975) a partir dos parâmetros de SPT é dada pela Equação 10.

$$R = \frac{KN_P}{F_1} A_P + U \sum \left(\frac{\alpha KN_L}{F_2} \Delta_L \right) \text{ (kN)} \quad \text{Equação 10}$$

Onde:

N_P é o índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca;

N_L é a média dos índices de resistência à penetração na camada de solo de espessura Δ_L (m).

Estudos recentes foram realizados por Hung *et al.* (2015) na Coréia do Sul verificando a aplicabilidade do método Aoki-Velloso com o uso dos parâmetros do CPT e da prova de carga dinâmica instrumentada em estacas cravadas em um depósito de areia. Os autores verificaram que o método se ajusta às condições observadas em campo.

Aguiar *et al.* (2016) também verificaram a aplicabilidade do método Aoki-Velloso com os parâmetros do SPT e da prova de carga estática de estacas raiz executadas em solo silto-arenoso de Fortaleza-CE. Os autores chegaram a conclusão de que este método não é válido para as condições de contorno do estudo.

Cesar e Cesar (2003) verificaram o desempenho das fundações do tipo tubulão a céu aberto, estaca hélice contínua e estacas escavadas no solo de Londrina-PR. Compararam a aplicabilidade do método Aoki-Velloso com os parâmetros do SPT e da prova estática. O resultado da carga de ruptura obtido pelo método se mostrou conservador em comparação com o da prova de carga.

2.5.1.2 Décourt-Quaresma (1978) com modificação de Décourt (1996)

Este método consiste na determinação da carga de ruptura geotécnica de estacas de deslocamento pré-moldadas de concreto, a partir do parâmetro N_{SPT} da sondagem de simples reconhecimento SPT. Porém, os autores já admitiam, em primeira aproximação, adaptações para que a aplicação do método fosse válida também para as estacas Strauss com a ponta em argila, escavadas e Franki.

As resistências de ponta e lateral em termos de tensão são dadas pelas Equações 11 e 12.

$$r_p = CN_p \text{ (kPa)} \quad \text{Equação 11}$$

$$r_L = 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \text{ (kPa)} \quad \text{Equação 12}$$

Onde:

N_p refere-se ao valor médio do índice de resistência à penetração na ponta da estaca, sendo obtido pela média entre os valores correspondentes ao nível da ponta, o nível imediatamente anterior e o posterior;

N_L corresponde ao valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste da estaca, desconsiderando os valores utilizados no cálculo de N_p ;

C é o coeficiente que relaciona ao tipo do solo, ajustado por meio de 41 provas de carga realizadas em estacas pré-moldadas de concreto (Tabela 3) (kPa).

Tabela 3 – Coeficiente característico do tipo de solo.

Tipo de solo	C (kPa)
Argila	120
Silte argiloso	200
Silte arenoso	250
Areia	400

Fonte: Décourt-Quaresma (1978).

Os parâmetros α e β (Tabela 4) foram incorporados às resistências de ponta e lateral em 1996 pela modificação proposta por Décourt. Tais parâmetros são dependentes do tipo da estaca e tipo do solo. A carga de ruptura fica expressa pela Equação 13.

$$R = \alpha C N_P A_P + \beta 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) UL \text{ (kN)}$$

Equação 13

Tabela 4 – Coeficientes α e β para estacas.

Tipo de solo	Escavada em geral		Escavada com lama		Hélice contínua		Raiz		Pré-moldada	
	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β
Argilas	0,85	0,80	0,85	0,90	0,30	1,00	0,85	1,50	1,00	1,00
Siltes	0,60	0,65	0,60	0,75	0,30	1,00	0,60	1,50	1,00	1,00
Areias	0,50	0,50	0,50	0,60	0,30	1,00	0,50	1,50	1,00	1,00

Fonte: Décourt (1996).

Estudos recentes foram realizados por Falconi *et al.* (2016) verificando a aplicabilidade do método Décourt-Quaresma frente ao uso de prova de carga estática em estacas escavadas de grande diâmetro executadas no litoral paulista, em Praia Grande-SP. O método se aproximou da situação observada em campo.

No solo de Londrina-PR, tal método também foi estudado para a sua validação com a prova de carga. Branco *et al.* (2001) e Miguel *et al.* (2003) analisaram para estacas escavadas com trado manual preenchidas com solo-cimento plástico e concreto, respectivamente. Para as estacas de concreto ensaiadas na condição de não saturação do solo, os valores de carga de ruptura obtidos pelo método Décourt-Quaresma mostraram-se semelhantes aos obtidos pela prova de carga. Já para as estacas de solo-cimento, os valores foram menores.

Também no solo de Londrina-PR, Branco (2006) verificou a aplicabilidade do método comparando com prova de carga dinâmica em estacas escavadas executadas em maiores profundidades. As cargas de ruptura obtidas pelo método mostraram-se mais conservadoras.

2.5.1.3 Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001)

Este método foi desenvolvido para estacas do tipo hélice contínua, porém o autor propôs alterações em que fosse possível ser aplicado para outras estacas. Seu cálculo consiste na utilização do parâmetro torque obtido no ensaio SPT-T, sendo este o ensaio SPT seguido de medição do torque necessário à mobilização da resistência do atrito-adesão entre o solo e o amostrador a cada profundidade.

A resistência de ponta R_P é dada pela Equação 14.

$$R_P = s_P f_P A_P \text{ (kgf)} \quad \text{Equação 14}$$

Onde:

s_P é um coeficiente empírico em função do tipo da estaca;

f_P é calculado como na Equação 15, utilizando a média ponderada dos torques máximos ($T_{m\acute{a}x}$) medidos na ponta da estaca, na cota imediatamente abaixo e acima (kgf/cm^2). Para o torque na cota da ponta atribui-se peso 2 e para as outras cotas atribui-se peso 1;

A_P é área da seção transversal da ponta da estaca (cm^2).

$$f_P = \frac{T_{m\acute{a}x}}{(40,5366h-3,1711)} \text{ (kgf}/\text{cm}^2) \quad \text{Equação 15}$$

Onde:

h é a penetração do amostrador, geralmente equivale a 45 cm.

A resistência lateral R_L por sua vez, é dada pela Equação 16.

$$R_L = s_L f_{L(res)} A_L \text{ (kgf)} \quad \text{Equação 16}$$

Onde:

s_L é um coeficiente empírico (Tabela 5);

$f_{L(res)}$ é calculado pela Equação 17, utilizando a média do torque residual (T_{res}) ao longo do comprimento do fuste (kgf/cm^2);

A_L é a área da superfície lateral do fuste da estaca (cm^2).

$$f_{L(res)} = \frac{T_{res}}{(40,5366h-3,1711)} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \text{Equação 17}$$

A modificação de Peixoto (2001), também publicada em Peixoto e Carvalho (2014), propõe a utilização de um fator de correção F_L relativo ao comportamento do solo e tipo da estaca, no cálculo da resistência lateral. Tal fator leva em consideração a razão entre o torque máximo e o N_{SPT} . Além disso, a autora modifica o cálculo de f_L sendo este agora obtido em função do torque máximo. As modificações seguem de acordo com as Equações 18 e 19. Para o cálculo da resistência de ponta, a autora propõe o uso do método de Décourt-Quaresma (1978) com a modificação de Décourt (1996) através da Equação 11.

$$R_L = F_L s_L f_L A_L \text{ (kgf)} \quad \text{Equação 18}$$

$$f_L = \frac{T_{máx}}{(40,5366h-3,1711)} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \text{Equação 19}$$

Sendo assim, a carga de ruptura dada pela soma das parcelas de resistência de ponta e lateral para este método é obtida segundo a Equação 20.

$$R = \alpha CN_P A_P + F_L s_L f_L A_L \text{ (kN)} \quad \text{Equação 20}$$

A Tabela 5 mostra os valores de s_L e F_L usados no cálculo da resistência lateral do método de Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001).

Tabela 5 – Valores dos coeficientes s_L e F_L .

Tipo de estaca	s_L	F_L	
		$T_{m\acute{a}x}/N \leq 1$	$T_{m\acute{a}x}/N > 1$
Pré-moldada de pequeno diâmetro	0,8	1,0	1,0
Ômega	3,0	1,0	1,0
Metálica	0,3	1,0	1,0
Injetada de pequeno diâmetro	2,0	1,0	1,0
Raiz	1,5	1,0	1,0
Strauss	0,8	1,3	0,7
Franki	0,8	0,7	0,5
Apiloadada	3,5	0,7	0,5
Hélice-Contínua	2,0	1,0	0,3
Escavada e broca	1,4	1,3	0,7
Barrete	0,7	1,0	1,0

Fonte: Peixoto (2001).

Estudos recentes foram realizados utilizando a aplicação do método de Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001). Pérez (2014) desenvolveu sua pesquisa em estacas escavadas em solo da região de Campinas-SP, enquanto Almada (2016) e Marques (2017) desenvolveram para o solo de Maringá-PR.

Os três estudos focaram-se na determinação das cargas de ruptura pelos métodos semi-empíricos e pela prova de carga estática, estabelecendo uma análise entre os valores para verificar uma proximidade entre eles. O método de Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001) resultou em valores de carga de ruptura conservadores em relação aos obtidos das provas de carga.

2.5.1.4 Alonso (1996)

Alonso propõe um método semi-empírico para definição de carga de ruptura das estacas do tipo hélice contínua através do uso das medidas de torque máximo e mínimo obtidas do SPT-T.

Sendo assim, as resistências de ponta e lateral em termos de tensão são dadas segundo as Equações 21 e 22.

$$r_P = \beta \frac{T_{\min 1} + T_{\min 2}}{2} \text{ (kPa)}$$

Equação 21

$$r_L = 0,65f_s \leq 200\text{kPa} \text{ (kPa)}$$

Equação 22

Onde:

β é o coeficiente que equivale a 200 para as areias, 150 para os siltes e 100 para as argilas (kPa/kgf.m);

$T_{\min 1}$ é a média aritmética dos valores de T_{\min} no trecho 8 diâmetros acima da ponta da estaca (kgf.m). É considerado nulo os T_{\min} acima do nível do terreno, quando o comprimento da estaca é menor que 8 diâmetros;

$T_{\min 2}$ é a média aritmética dos valores de T_{\min} no trecho 3 diâmetros abaixo da ponta da estaca, a partir da ponta da estaca (kgf.m);

f_s é calculado pela Equação 23.

$$f_s = \frac{100 T_{\max}}{(0,42h-0,032)} \text{ (kPa)}$$

Equação 23

Onde:

T_{\max} é a média do torque máximo obtido do ensaio (kgf.m);

h é a penetração do amostrador padrão (cm).

O autor recomenda que os valores de T_{\min} adotados sejam de no máximo 40 kgf.m.

Por fim, a carga de ruptura é então calculada pela Equação 4 apresentada anteriormente e o resultado é expresso em kN.

Embora este método tenha sido desenvolvido para estacas hélice contínua, sua aplicação será utilizada neste trabalho para avaliação das estacas com trado manual e mecânico e das estacas apiloadas.

Alledi *et al.* (2015) realizaram estudos comparativos entre as cargas de ruptura obtidas pelos métodos semi-empíricos e as obtidas pela prova de carga instrumentada em estacas do tipo hélice contínua. Um dos métodos analisados foi o de Alonso (1996) e os resultados mostraram que este se aplica na determinação da carga de ruptura.

2.6 PROVA DE CARGA ESTÁTICA

A prova de carga estática visa fornecer elementos necessários para avaliar o comportamento carga-recalque do elemento de fundação. O ensaio é previsto segundo a NBR 12131/2006 e tem como objetivo a determinação da carga de ruptura geotécnica e a obtenção da curva carga-recalque do topo da estaca ensaiada.

A prova de carga consiste na aplicação de estágios de carga, ou seja, obtidos com a aplicação de incrementos de carga sucessivos e iguais no topo da estaca, com a simultânea monitoração dos respectivos recalques da cabeça da estaca. Estes recalques são caracterizados pelo deslocamento vertical para baixo, correspondendo ao encurtamento elástico do fuste e o recalque da ponta da estaca. O carregamento é realizado até a carga máxima especificada no início do ensaio ou até que seja atingida a ruptura do elemento de fundação. A partir de então, prossegue-se com o descarregamento (Cintra *et al.*, 2013).

Segundo Cintra *et al.* (2013) ao atingir a ruptura geotécnica ocorre a máxima resistência de mobilização de atrito lateral e ponta com recalques incessantes. Sendo assim, o valor da resistência mobilizada é equivalente à carga aplicada no topo da estaca, pelo princípio de ação e reação. A carga de ruptura é definida então a partir dos mecanismos de ruptura que podem ser observados na curva carga-recalque.

A aparelhagem do ensaio consiste nos dispositivos de aplicação de carga e nos dispositivos de medições. O primeiro compreende um ou mais macacos hidráulicos atuando contra um sistema de reação estável que pode ser por cargueira, estacas de reação ou tirantes. O segundo consiste em células de carga ou manômetros para as leituras de carga e defletômetros para as medidas de recalque. Tais dispositivos devem ser mantidos sob uma espécie de tenda a fim de minimizar os efeitos da variação de temperatura, além de proteger do vento, chuva e sol (NBR 12131/2006).

Nas provas de carga analisadas neste trabalho, o sistema de reação se deu por estacas de reação armadas à tração e fixadas em uma viga metálica por meio de barras Dywidag ancoradas nestas estacas de reação. A NBR 12131/2006 exige

uma distância mínima entre as estacas de reação e a estaca ensaiada de três vezes o diâmetro desta ou uma distância mínima de 1,5 m.

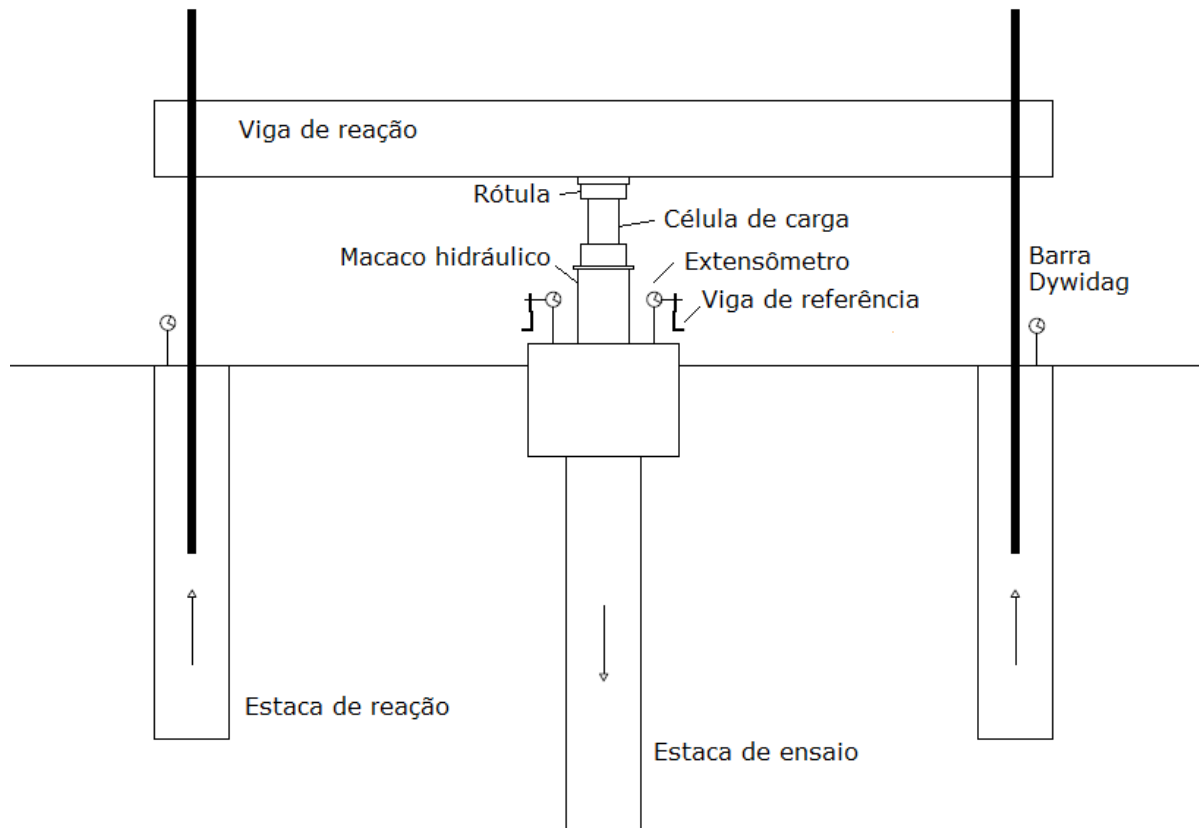
Na aplicação de carga, o macaco hidráulico pode ser acionado por bomba manual ou elétrica. Este acionamento faz mover o êmbolo do macaco hidráulico, aplicando então a carga desejada, que é lida pelo manômetro ou célula de carga. A viga de reação responde comprimindo a estaca ensaiada com uma carga de mesma intensidade, porém sentido contrário, acarretando no recalque do topo da estaca de ensaio. É necessário manter a carga durante o estágio uma vez que o recalque provoca um alívio na carga aplicada pelo macaco hidráulico (Cintra *et al.*, 2013; NBR 12131/2006).

Em cada estágio, é realizada a leitura do recalque do topo da estaca ou bloco de coroamento, por meio da média das leituras de quatro defletômetros instalados em duas vigas de referência, fixados por bases magnéticas (NBR 12131/2006).

Quando do interesse de se analisar o efeito do umedecimento do solo na carga de ruptura geotécnica do elemento de fundação, faz-se necessário a abertura de uma cava no topo da estaca de ensaio, mantendo-a com água para a inundação do solo (Cintra *et al.*, 2013).

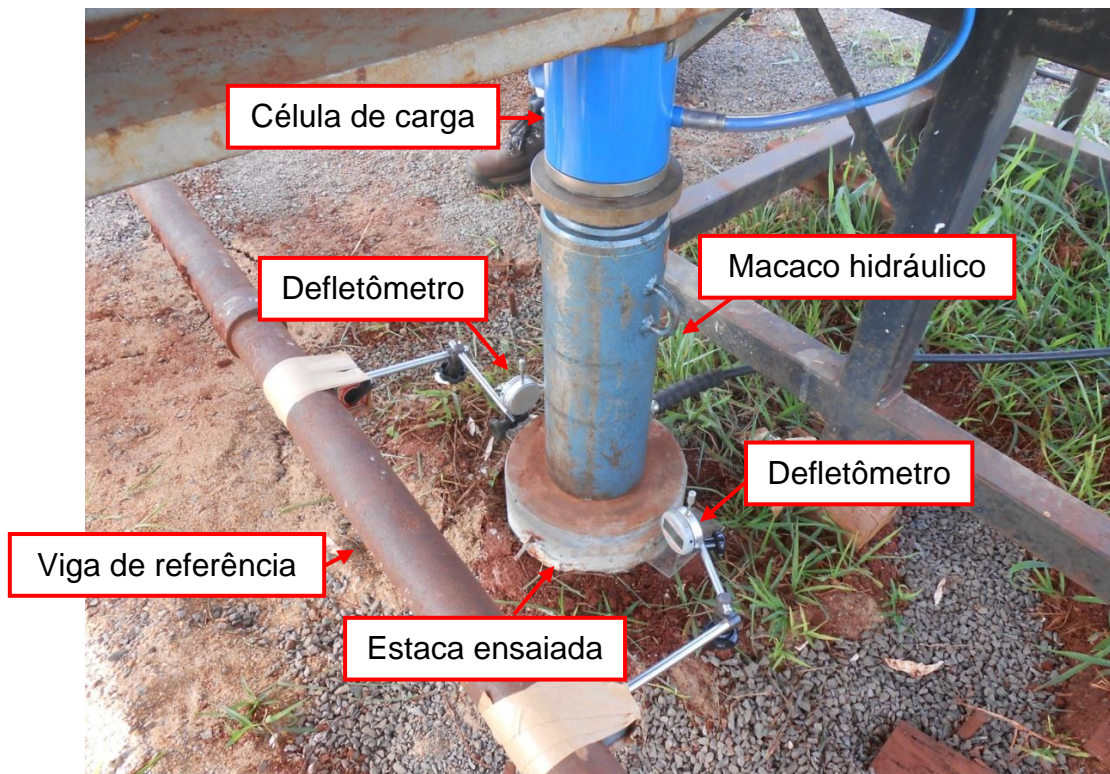
Nas Figuras 12 e 13 estão representadas a esquematização do ensaio e os defletômetros instalados na viga de referência, o macaco hidráulico e a célula de carga, instalados no topo da estaca.

Figura 12 – Esquemática da prova de carga estática.



Fonte: o próprio autor (2017).

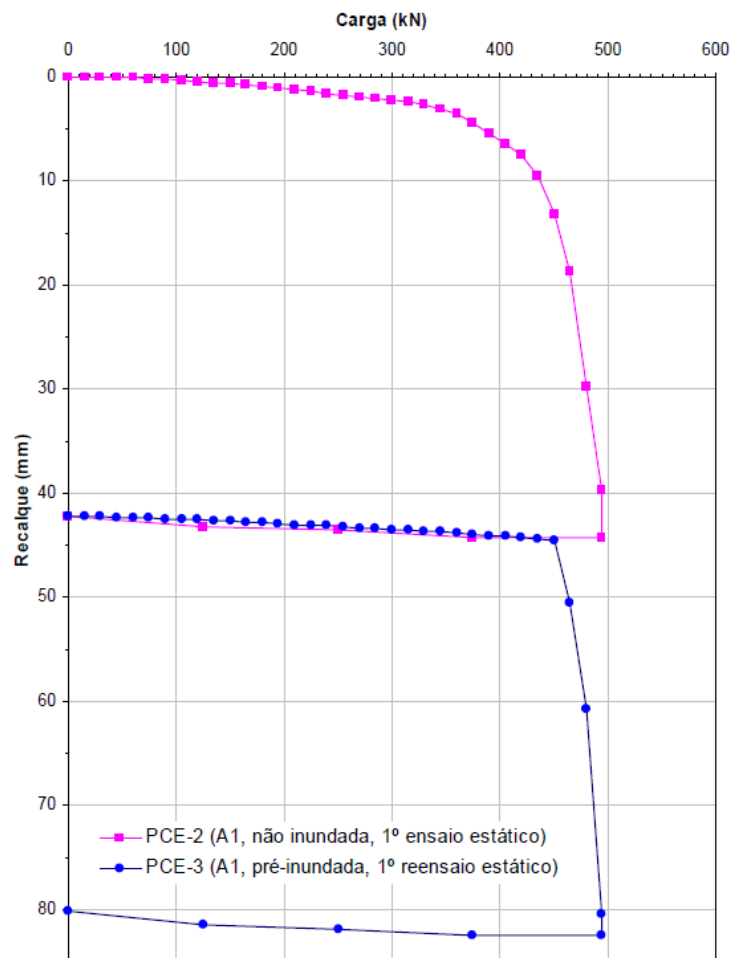
Figura 13 – Viga de referência, defletômetros, macaco hidráulico e célula de carga instalados no topo da estaca de ensaio.



Fonte: o próprio autor (2016).

O resultado da prova de carga é a curva carga-recalque, sendo o eixo das abscissas representado pela carga aplicada no topo da estaca e o eixo das ordenadas pelo recalque correspondente a essa carga. Geralmente são inseridos somente os pontos finais dos estágios de carga, como ilustrado na Figura 14 em que a curva superior representa a situação não inundada e a curva inferior, a situação pré-inundada (NBR 12131/2006).

Figura 14 – Exemplos de curva carga-recalque.



Fonte: Branco (2006).

2.6.1 Tipos de carregamento

O ensaio pode ser realizado a partir da aplicação de três tipos de carregamento não cíclicos no topo da estaca. São eles: carregamento lento, rápido e

misto, que aqui serão apresentados segundo as especificações da NBR 12131/2006.

O carregamento lento se refere à aplicação de incrementos de carga iguais e sucessivos verificando-se a estabilização do recalque ou deslocamento, após a aplicação de cada incremento de carga.

Segundo a NBR 12131/2006, o valor do incremento de carga não deve ser superior a 20% do valor da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada; em cada estágio, a carga deve ser mantida por no mínimo 30 minutos e até ser verificada a estabilização do recalque; os deslocamentos do topo da estaca devem ser lidos imediatamente após a aplicação do incremento de carga e após 2, 4, 8, 15, 30 minutos, 1, 2, 3, 4 horas e assim sucessivamente. Tais deslocamentos são contados no início do estágio até a estabilização dos deslocamentos, que é atendida quando a diferença entre duas leituras consecutivas é de no máximo 5% do deslocamento ocorrido no mesmo estágio de carregamento.

Ainda segundo a norma, se ao terminar a fase do carregamento não for observada a ruptura nítida do elemento de fundação, então a carga máxima deve ser mantida por no mínimo 12 horas entre a estabilização dos recalques e o início do descarregamento. Na fase de descarregamento, deve-se realizar no mínimo quatro estágios, adotando os mesmos critérios de estabilização da fase de carregamento, porém aguardando o tempo de 15 minutos. Após o descarregamento total, a leitura deve ser realizada até a estabilização dos deslocamentos.

O carregamento rápido por sua vez é caracterizado pela espera de um tempo constante de leitura dos deslocamentos a cada aplicação de incrementos de carga sucessivos.

A NBR 12131/2006 indica que o incremento de carga aplicado não deve ser superior a 10% do valor da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada; em cada estágio, a carga deve ser mantida por no mínimo 10 minutos independente da estabilização dos deslocamentos; os deslocamentos do topo da estaca devem ser lidos imediatamente após a aplicação do incremento de carga e no final do tempo de espera.

Atingida a carga máxima do ensaio, devem ser feitas cinco leituras dos deslocamentos nos tempos de 10, 30, 60, 90 e 120 minutos. A partir de então, prossegue-se com o descarregamento, devendo este ser feito em cinco ou mais estágios mantidos por 10 minutos e fazendo-se a leitura dos deslocamentos. Por fim, após 10 minutos do descarregamento total, devem ser feitas duas leituras adicionais nos tempos de 30 e 60 minutos.

O carregamento misto caracteriza-se pela aplicação de carga com carregamento lento até a carga de 1,2 vezes a carga de trabalho prevista para a estaca e acima dessa carga até a máxima prevista para o ensaio prossegue-se com o carregamento rápido. Os tempos de leitura dos deslocamentos, estabilização dos recalques e valores dos incrementos de carga são determinados segundo os critérios estabelecidos para os tipos de carregamento lento e rápido citados anteriormente.

Estudos realizados por Sakr (2013) analisaram o comportamento de estacas hélice contínua e estacas metálicas executadas em um perfil de silte argiloso no Canadá, através de provas de carga estática com carregamento rápido. Os incrementos foram iguais a 5% da carga de ruptura prevista e mantidos constantes durante 10 minutos.

Já Gao *et al.* (2007) realizaram seus estudos em estacas escavadas com bulbos executadas em solo colapsível na China. O tipo de carregamento realizado nas provas de carga estática foi lento, com cada incremento de carga sendo mantido durante um intervalo de tempo superior a 15 minutos até que todos os deslocamentos fossem cessados.

As estacas escavadas com trado mecânico estudadas neste trabalho foram ensaiadas com carregamento rápido, seguindo os critérios da MB-3472/1991, com incrementos de carga aplicados de 15 kN, mantidos por 5 minutos, independente da estabilização dos recalques. Já as estacas apiloadas e escavadas com trado manual foram ensaiadas com carregamento misto segundo a sugestão de Alonso (1997), ou seja, a prova de carga foi iniciada com o carregamento lento, com estabilização das deformações, até as cargas estimadas admissíveis determinadas por Décourt-Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996) e posteriormente prosseguiu-se o ensaio com o carregamento rápido.

2.6.2 Critérios de ajuste dos pontos da curva carga-recalque

O sistema de reação é dimensionado com segurança para a aplicação da carga máxima programada para o ensaio, equivalente ao dobro da carga admissível de projeto. Porém em certos ensaios há interrupção do carregamento na carga limite do sistema de reação quando de curvas carga-recalque abertas com ou sem evidência de ruptura física ou ainda quando da existência de curvaturas não definidas. Sendo assim, faz-se necessário do uso de critérios de interpretação que ajudam a definir o valor da carga de ruptura do ensaio (Cintra *et al.*, 2013; NBR 6122/2010).

Tais critérios são utilizados na estimativa da carga de ruptura física e também convencional. Neste trabalho, serão utilizados os critérios de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976) e Chin-Kondner (1970) para a extrapolação das curvas com ruptura física e do critério da NBR 6122/2010 na determinação da carga de ruptura convencional.

2.6.2.1 Ruptura física – Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976)

O critério proposto por Van der Veen (1953) associa à curva carga-recalque à função exponencial dada pela Equação 24.

$$P = R (1 - e^{-ap}) \quad \text{Equação 24}$$

Onde:

P = carga aplicada (kN);

R = carga de ruptura física que se deseja determinar (kN);

e = base dos logaritmos naturais;

a = coeficiente que define a forma da curva (mm^{-1});

ρ = recalque medido (mm).

A Equação 24 pode ser reescrita na forma da Equação 25 para se obter então a equação de uma reta.

$$a \rho + \ln\left(1 - \frac{P}{R}\right) = 0 \quad \text{Equação 25}$$

O valor da carga de ruptura, nos casos reais de curva carga-recalque, é determinado por um processo iterativo, arbitrando valores para R e desenhando os respectivos gráficos no eixo $-\ln(1-P/R)$ versus recalque ρ . Para o gráfico que melhor se aproximar de uma reta, tem-se o valor da carga de ruptura do elemento de fundação, bem como o valor do coeficiente angular desta reta dado pelo coeficiente a.

Em 1976, Aoki propôs uma alteração no método retirando a imposição de que a curva ajustada passe pela origem do sistema de coordenadas. Sendo assim, é introduzido um novo coeficiente na Equação 24, representado agora pela Equação 26. Essa modificação proporciona um melhor ajuste da curva carga-recalque com os pontos do carregamento.

$$P = R \left(1 - e^{-(a\rho + b)}\right) \quad \text{Equação 26}$$

Onde:

b = é o intercepto no eixo de $-\ln(1 - P/R)$.

Estudos recentes foram realizados por Marques *et al.* (2017) utilizando a aplicação do critério de Van der Veen modificado por Aoki na determinação da carga de ruptura de estacas escavadas com trado mecânico localizadas no Campo Experimental da Universidade Estadual de Maringá. Dentre todos os critérios analisados, o de Van der Veen modificado por Aoki mostrou melhor ajuste aos pontos da curva carga-recalque apresentando valores dentro do esperado.

2.6.2.2 Ruptura física – Chin-Kondner (1970)

No desenvolvimento deste critério, Chin (1970) tomou como base o trabalho de Kondner (1963), relacionando a carga com o recalque correspondente segundo a Equação 27.

$$\frac{S}{P} = C_1 \cdot S + C_2 \quad \text{Equação 27}$$

Onde:

P = carga aplicada na estaca (kN);

S = recalque correspondente à carga P (m);

C_1 e C_2 = coeficientes de ajuste.

Reescrevendo a Equação 27 com a curva de ajuste passando pela origem tem-se a Equação 28. Ao se impor a condição de ruptura, ou seja, o recalque infinito, é obtida a Equação 29 que permite determinar a carga de ruptura em função do coeficiente C_1 .

$$P = \frac{1}{C_1 + \frac{C_2}{S}} \quad \text{Equação 28}$$

$$P_R = \frac{1}{C_1} \quad \text{Equação 29}$$

Onde:

P_R = carga de ruptura (kN).

Para obter os coeficientes C_1 e C_2 pode-se aplicar o processo gráfico proposto por Chin-Kondner (1970). A proposta é aproximar a curva carga-recalque a uma hipérbole, onde a carga de ruptura é dada pela sua assíntota, expressa pelo inverso do coeficiente angular da reta do trecho linear da curva S/P em função de S .

Este critério pode não ser adequado na determinação de cargas de ruptura das estacas submetidas à prova de carga com carregamento lento, como a prescrita pela NBR 12131/2006, pois foi desenvolvido para provas de carga executadas com tempo constante na aplicação dos incrementos de carga.

Estudos vêm sendo realizados para a interpretação da curva carga-recalque através de critérios como o de Chin-Kondner. Em 2010, Amann desenvolveu um estudo sobre a metodologia semi-empírica unificada para a estimativa de carga de ruptura e analisou dentro deste contexto a aplicação do critério de Chin-Kondner (1970) na estaca tipo tubo metálico preenchida com concreto, de 46 cm de diâmetro e 45 m de comprimento, localizada em Santos-SP. A estaca foi submetida à prova de carga com carregamento lento, e a carga de ruptura geotécnica obtida por Chin-Kondner foi a mais alta dentre todos os critérios analisados.

Amann (2010) relatou que a curva mostrou melhor ajuste aos pontos da prova de carga, mas que é necessário ter atenção visto que a carga de ruptura geotécnica por este método é atingida para recalques muitíssimo elevados, o que corrobora com os dados obtidos por Almada (2016) e Marques (2017) para as estacas escavadas com trado manual executadas no Campo Experimental Geotécnico da Universidade Estadual de Maringá.

2.6.2.3 Ruptura convencional – NBR 6122/2010

Segundo a NBR 6122/2010 quando não for observada a ruptura nítida na prova de carga, é possível determinar a carga de ruptura convencional, com o recalque correspondente à interseção da curva carga-recalque medida ou extrapolada com a reta dada pela Equação 30 e Figura 15.

$$\rho = \frac{D}{30} + \frac{P.L}{A.E} \quad \text{Equação 30}$$

Onde:

ρ = recalque (mm);

D = diâmetro do fuste da estaca (m);

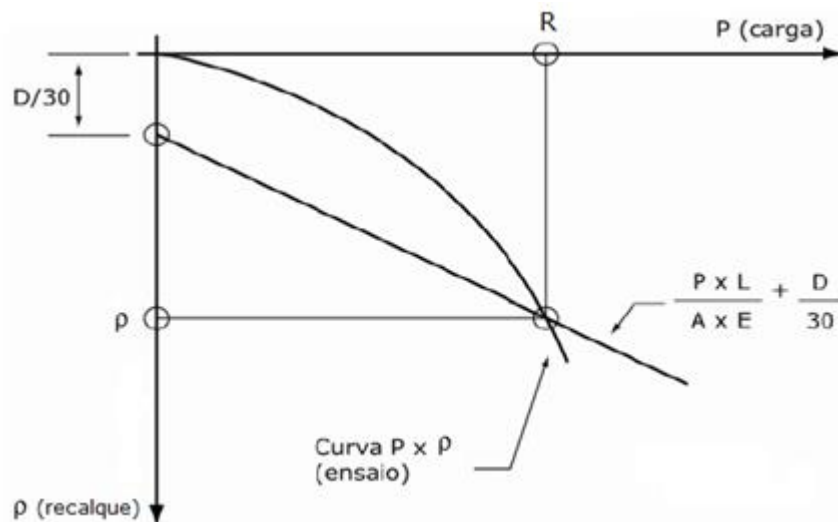
P = carga (kN);

L = comprimento da estaca (m);

A = área da seção transversal do fuste da estaca (m²);

E = módulo de elasticidade do material da estaca (MPa).

Figura 15 – Critério de ruptura convencional da NBR 6122/2010.



Fonte: modificado da NBR 6122/2010.

Segundo Cintra *et al.* (2013), a carga de ruptura obtida pelo critério de ruptura convencional é sempre menor do que a obtida pelo critério de ruptura física uma vez que o primeiro corresponde a um recalque finito e o último a um recalque infinito.

Estudos recentes na área de fundações vêm realizando um comparativo entre as cargas de ruptura obtidas pelo critério convencional e pela ruptura física. Almeco (2015) verificou a carga de ruptura obtida através dos critérios de Van der Veen e NBR 6122/2010 para provas de carga realizadas em estaca raiz, fazendo um comparativo destes resultados com os métodos de estimativa de capacidade de carga, mostrando que o critério da NBR é conservador em relação ao e Van der Veen.

Bessa *et al.* (2016) analisaram cinco métodos, entre eles o de Van der Veen (1953) e da NBR 6122/2010, obtendo a conclusão de que o primeiro se mostrou mais eficiente para o seu estudo, sendo o critério da NBR o mais conservador .

2.7 LOCAL DE ESTUDO

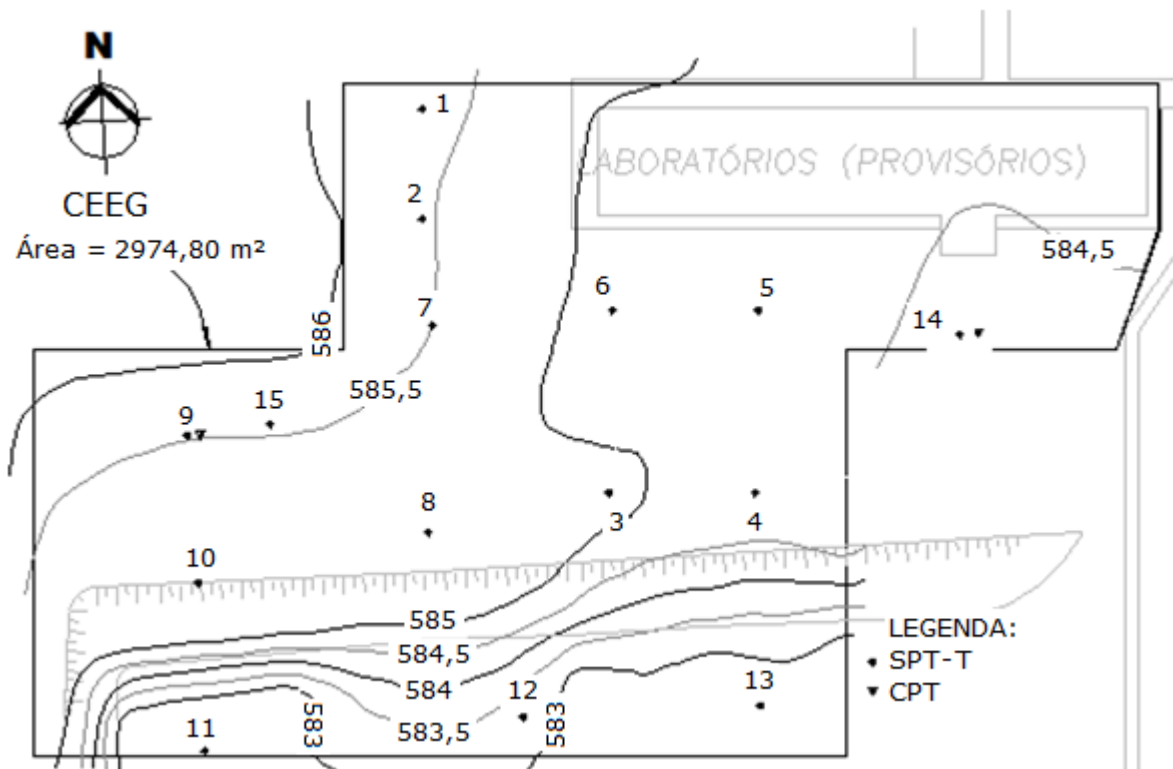
2.7.1 Campo Experimental de Engenharia Geotécnica (CEEG)

O local de estudo deste trabalho é o Campo Experimental de Engenharia Geotécnica (CEEG) da Universidade Estadual de Londrina. O CEEG foi criado em 1998 motivado pela busca de conhecimento científico dos solos de Londrina,

visando compreender o comportamento específico e promover suporte técnico para fundações de novas obras de edifícios e, deste então, tem gerado diversas pesquisas nas linhas de caracterização geológico-geotécnica, solo não saturado, fundações e aterros (Branco *et al.*, 2000).

A campanha abrange quinze ensaios SPT-T e dois CPT (Figura 16), com o objetivo de caracterizar o perfil de solo representativo da cidade de Londrina-PR e estimar parâmetros geotécnicos. Entre os resultados obtidos do SPT-T e CPT foi observada uma discrepância em termos do número de estratos e da classificação textural, uma vez que o primeiro classifica o solo de acordo com a sua granulometria e o último, de acordo com o seu comportamento (Teixeira *et al.*, 2006 e Teixeira *et al.*, 2008). As sondagens SPT-T e CPT foram realizadas de acordo com as indicações das respectivas NBR-6484/1980 e 2001 e MB-3406/1991.

Figura 16 – Croqui do CEEG com a locação dos furos e ensaios SPT-T e CPT.



Fonte: Teixeira *et al.* (2006).

Além disso, foram executadas no CEEG estacas hélice contínua, apiloadas e escavadas com trado manual (concreto e solo-cimento) e trado mecânico. Tais estacas foram ensaiadas a partir de provas de carga a fim de prever seu comportamento carga-recalque diante da solicitação. Suas cargas de ruptura

também foram estimadas pelos métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996). O comprimento das estacas são de 3, 6 e 12 m de comprimento de fuste e o diâmetro de 20, 25, 30 e 40 cm (Cavalcante *et al.*, 2007).

As provas de carga realizadas nas estacas executadas no CEEG foram do tipo estática e dinâmica, com carregamento vertical de compressão e também horizontal de flexão. As cargas de ruptura obtidas das curvas carga-recalque se mostraram superiores às previstas pelos métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma. Além disso, as estacas foram ensaiadas na condição de umidade natural e reensaiadas com pré-umedecimento do solo, mostrando que a carga de ruptura na condição de umedecimento do solo é menor quando comparada com o resultado obtido para a condição não saturada (Fernal *et al.*, 2003; Branco *et al.*, 2001; Gonçalves *et al.*, 2003; Branco, 2006).

Também foi realizado um estudo de laboratório permitindo a caracterização química, mineralógica e dos índices físicos das amostras de solo coletadas no CEEG. Os comportamentos mecânico e hidráulico também foram analisados a partir dos ensaios de adensamento, resistência ao cisalhamento direto e permeabilidade (Cavalcante *et al.*, 2007).

2.7.2 Perfil de solo típico de Londrina-PR

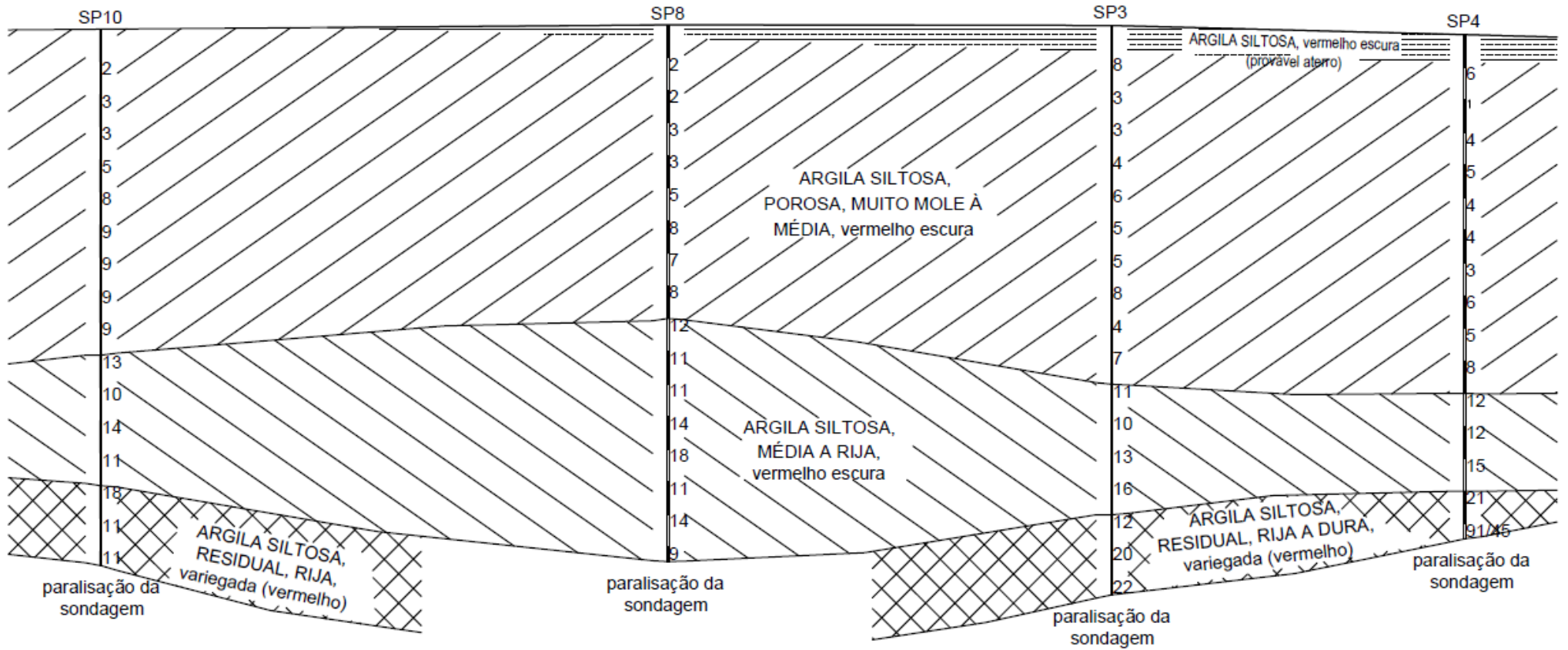
A cidade de Londrina-PR encontra-se entre a longitude 50°05' Oeste e a latitude 23°30' Sul, ao sul do Brasil. Esta cidade está sob a influência do clima subtropical úmido, com temperatura média anual de 22,5°C. Os verões são quentes e úmidos enquanto os invernos são frios e secos. Londrina está sobre a Bacia Sedimentar do Paraná, onde a litologia principal é a rocha vulcânica básica, ou seja, o basalto (Teixeira *et al.*, 2006 e Teixeira *et al.*, 2008).

De maneira geral, o solo típico da cidade de Londrina-PR apresenta um perfil do tipo argilo-siltoso, de alta porosidade, elevado índice de vazios, elevada permeabilidade, elevado peso específico dos sólidos, baixo peso específico aparente, baixo teor de umidade e caráter colapsível até 7 m. Tais características foram obtidas por meio das sondagens de campo realizadas no CEEG (Teixeira *et al.*, 2006; Branco *et al.*, 1998 e Teixeira *et al.*, 2004).

O perfil do CEEG obtido a partir dos SP10, SP8, SP3 e SP4 e representado pela Figura 17 é composto por três estratos divididos em solo maduro, seguido de solo residual jovem e saprolito se estendendo até a rocha sã ou alterada. O solo maduro apresenta intensa intemperização, enquanto o solo jovem ainda mantém as características herdadas da rocha de origem (Teixeira *et al.*, 2016).

No que se refere à textura, a mesma varia de argila siltosa a silte argiloso (Teixeira *et al.*, 2016), com o perfil composto por argila siltosa de consistência mole à rija e cor marrom avermelhada no primeiro estrato, argila siltosa rija de cor marrom e silte argiloso rijo a duro marrom a róseo nos estratos subsequentes (Branco *et al.*, 2016).

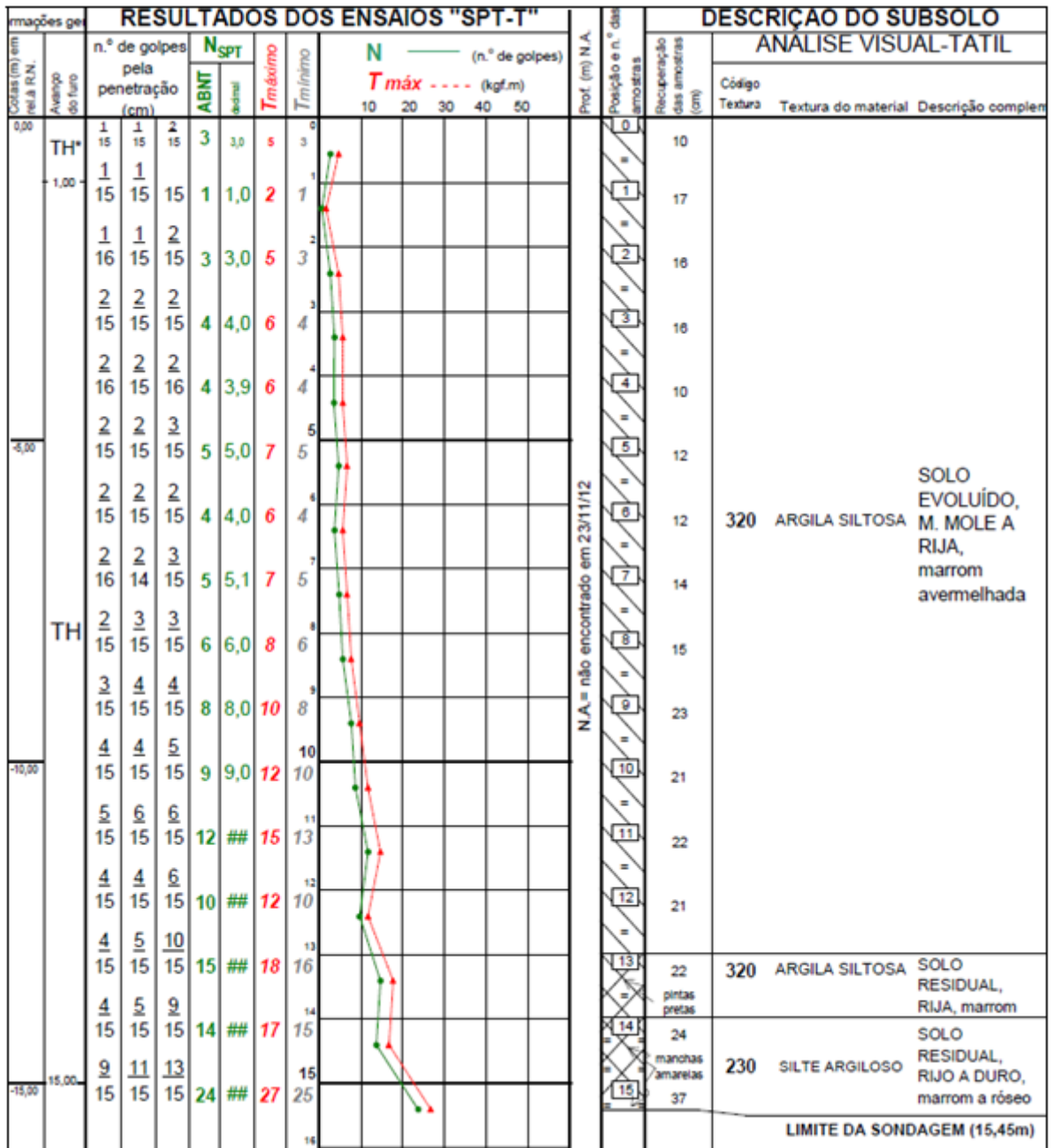
Figura 17 – Perfil do CEEG obtido pelas sondagens SP10, SP8, SP3 e SP4.



Fonte: Cavalcante *et al.* (2007).

Para exemplificar, a Figura 18 representa o perfil de sondagem obtido para o SP15 realizado em 2012 no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica. As sondagens SP1 a SP14 foram realizadas anteriormente no período de 1997 a 1999. O nível d'água foi encontrado somente nas sondagens SP5, SP9, SP11, SP12 e SP13, a uma profundidade média de 20,37 m.

Figura 18 – Perfil de sondagem SP15 do CEEG.



Fonte: o próprio autor (2012).

Além disso, o solo de Londrina possui alta compressibilidade e média plasticidade. Os limites de consistência também aumentam com a profundidade do solo (Branco *et al.*, 2016 e Christoni e Teixeira, 2014). A Tabela 6 indica o peso específico dos sólidos, os limites de consistência e a classificação granulométrica referente às amostras de solo coletadas pelo SPT 15 realizado no CEEG.

Tabela 6 – Índices físicos do perfil de solo obtido pelo SPT15 realizado no CEEG.

Profundidade (m)	γ_s (kN/m ³)	Limites (%)			Classificação granulométrica
		LL	LP	IP	
0,45	30,20	57,51	42,91	14,60	Argila Siltosa
2,45	30,50	56,55	42,22	14,33	Argila Siltosa
6,45	30,10	54,93	43,86	11,07	Argila Siltosa
10,45	31,40	57,02	46,48	10,54	Argila Siltosa
13,45	31,60	72,75	51,80	20,95	Argila Siltosa
14,45	30,40	63,28	50,55	12,78	Argila Siltosa
15,45	30,20	63,28	51,31	11,97	Silte Argiloso

Fonte: Christoni e Teixeira (2014).

Com relação ao comportamento de deformação (Tabela 7), para a profundidade de 2m, este solo é considerado como pré-adensado, com tensões de pré-adensamento (σ'_a) e coeficientes de adensamento (C_v) menores na condição de saturação quando comparado com a condição não saturada (Komori *et al.*, 2014). O mesmo procede com os parâmetros coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ) referentes à resistência ao cisalhamento direto (Réus *et al.*, 2012).

Tabela 7 – Parâmetros de comportamento mecânico do solo do CEEG a 2 m de profundidade.

Condição do solo	Adensamento		Cisalhamento direto	
	σ'_a (kPa)	C_v (cm ² /s)	c (kPa)	ϕ (°)
Saturado	46,9	$1,67 \cdot 10^{-2}$	6	33,3
Não saturado	53,3	$1,90 \cdot 10^{-2}$	36,3	25,3

Fonte: Komori (2014) e Réus *et al.* (2012).

Sobre o comportamento hidráulico, também para a profundidade de 2 m este solo apresenta alta permeabilidade. A Tabela 8 contém os valores dos coeficientes de permeabilidade (k) obtidos em campo e em laboratório com o solo do CEEG.

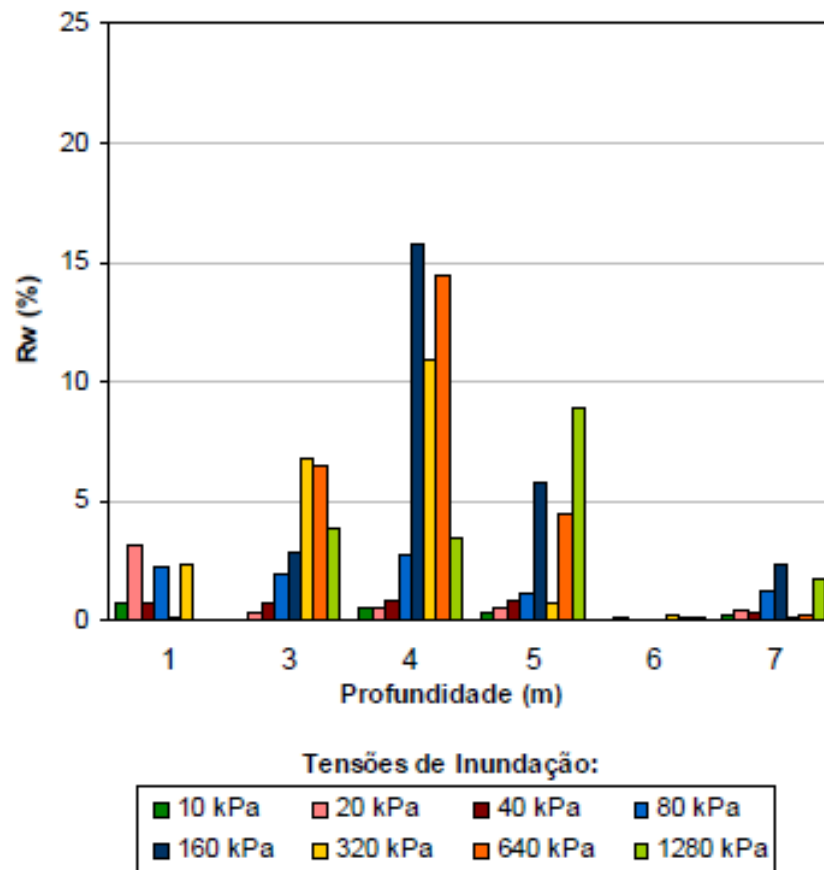
Tabela 8 – Coeficientes de permeabilidade do solo do CEEG a 2 m de profundidade.

Ensaio	Tipo permeâmetro	k (m/s)
Laboratório	Carga constante	$6,59 \cdot 10^{-6}$
	Carga variável	$3,52 \cdot 10^{-5}$
Campo	Infiltrômetro	$5,83 \cdot 10^{-5}$
	Guelph	$1,36 \cdot 10^{-5}$

Fonte: Rodriguez (2015).

O solo de Londrina teve o seu caráter colapsível confirmado por Teixeira *et al.* (2004) através da realização de ensaios edométricos executados em laboratório. O perfil de solo foi estudado até 7 m de profundidade com amostras coletadas no CEEG, e para todos os metros o efeito do colapso foi comprovado. Na Figura 21 está representado o índice de subsidência (R_w) com as tensões do estágio de carregamento obtido para o estudo realizado por Teixeira *et al.* (2004) e Miguel *et al.* (2004). Observa-se que o solo é caracterizado como colapsível onde se apresenta com R_w maiores que 2% ao nível de várias tensões de inundação.

Figura 19 – Variação do índice de subsidência do solo de Londrina-PR.



Fonte: Branco (2006).

Suas características químicas lhe conferem baixo pH, baixa capacidade de troca catiônica e altos teores de óxido de ferro e alumínio (Fe_2O_3 e Al_2O_3) no solo. Também apresenta baixos valores de k_i e altos valores para k_r (Christoni e Teixeira, 2014 e Teixeira *et al.*, 2016) característicos de solo laterítico. A Tabela 9 representa a caracterização química referente às amostras de solo coletadas pelo SPT 15 realizado no CEEG.

Tabela 9 – Caracterização química do perfil de solo obtido pelo SPT15 realizado no CEEG.

Prof. (m)	pH H_2O	MO (g.kg^{-1})	CTC ($\text{cmol}_c/\text{dm}^3$)	k_i (%)	k_r (%)	Fluorescência raio-X (%)		
						Fe_2O_3	Al_2O_3	SiO_2
0,45	5,6	22,91	9,66	1,47	1,36	44,19	29,33	20,53
2,45	5,1	6,48	6,83	1,32	1,12	52,00	24,31	17,29
6,45	5,4	3,22	5,33	0,60	0,46	44,70	29,14	20,48
10,45	5,2	1,81	6,01	1,33	1,03	56,79	18,28	18,15
13,45	5,2	4,21	7,47	0,96	0,75	44,04	27,91	22,08
14,45	5,0	5,02	8,16	1,04	0,83	57,15	18,63	16,89
15,45	5,3	2,00	6,1	1,00	0,82	43,90	29,13	22,60

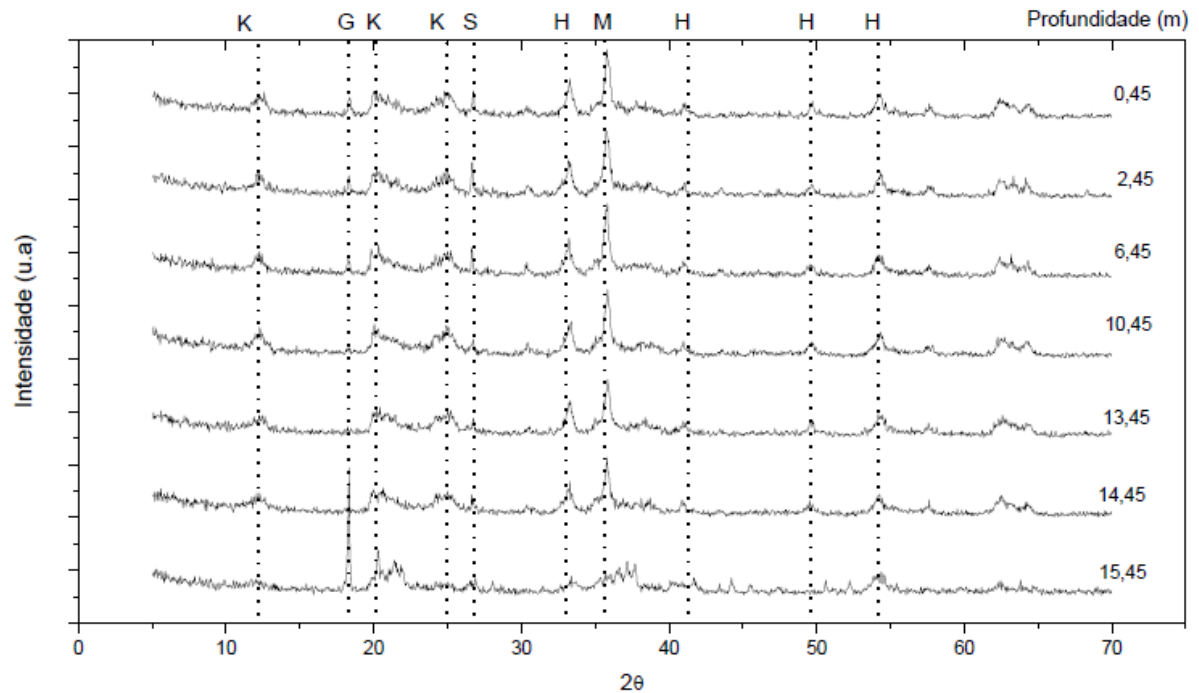
Fonte: Christoni e Teixeira (2014).

Sendo assim, o solo de Londrina-PR é considerado como um solo ácido, com maior quantidade de matéria orgânica presente nas primeiras profundidades em função da existência de vegetação. A capacidade de troca catiônica se mostrou baixa devido aos altos teores de óxido de ferro e alumínio. Os índices k_i e k_r indicam alto grau de intemperismo também em função das porcentagens de ferro, alumínio e silício, indicando que o solo apresenta alto intemperismo na camada superior.

Por fim, a fluorescência de raio-X indicou altas porcentagens de ferro e baixos teores de silício nas primeiras profundidades, demonstrando comportamento característico de solo residual laterítico que sofrem intensa intemperização causando a lixiviação dos elementos.

A sua composição mineralógica é homogênea com a profundidade, apresentando altos teores de quartzo, magnetita, caolinita, gibbsita e hematita (Christoni e Teixeira, 2014 e Teixeira *et al.*, 2016). A Figura 20 representa o gráfico obtido pela difração de raio-X realizada nas amostras de solo do perfil obtido pelo SPT 15 do CEEG.

Figura 20 – Difratoograma de raio-X do perfil de solo obtido pelo SPT 15 realizado no CEEG.



Fonte: Teixeira *et al.* (2016).

Tais características e parâmetros indicam a evolução do solo típico de Londrina comprovando a intensa intemperização que este sofreu ao longo do perfil. Também comprovam o caráter colapsível nas suas primeiras profundidades, visto que quando na condição de saturação, o solo apresenta uma maior deformabilidade e menor resistência por conta da sua elevada porosidade e baixo grau de saturação (Komori *et al.*, 2014; Réus *et al.*, 2012; Teixeira *et al.*, 2004; Teixeira *et al.*, 2016).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 LEVANTAMENTO DAS INFORMAÇÕES DE ATIVIDADES REALIZADAS EM OUTROS TRABALHOS

3.1.1 Sondagens SPT-T e CPT

No Campo Experimental de Engenharia Geotécnica (CEEG) da Universidade Estadual de Londrina foram realizadas anteriormente a este trabalho quinze sondagens à percussão com medida de torque (SPT-T) e dois ensaios de penetração com cone (CPT).

A localização da execução das investigações de campo no CEEG pode ser vista na Figura 16 já apresentada no capítulo 2.7 da Revisão bibliográfica. Para a execução do SPT e CPT foram seguidas as especificações das respectivas NBR-6484/1980 e 2001 Solos – Sondagens de simples reconhecimento com SPT e MB-3406/1991 Solo – Ensaio de penetração de cone in situ (CPT). A aferição do torque foi realizada conforme Ranzini (1988).

Em algumas sondagens SPT-T o ensaio foi interrompido quando a perfuração resultou impenetrável ao amostrador. Em outros casos, foi estabelecido o limite da sondagem; e em apenas uma das sondagens (SP 12) houve avanço da perfuração por circulação de água durante 30 minutos, seguindo os critérios estabelecidos pela NBR 6484. Já as sondagens CPT foram interrompidas pelo impenetrável do equipamento, segundo o método MB 3406/1991.

As Figuras 21 e 22 mostram a execução destas sondagens, enquanto as Figuras 23 e 24 mostram o amostrador padrão bipartido e o cone penetrométrico, utilizados no SPT e CPT, respectivamente.

Figura 21 – Execução do SPT-T no CEEG.



Fonte: o próprio autor (2012).

Figura 22 – Execução do ensaio de CPT no Campo Experimental da UEM.



Fonte: o próprio autor (2015).

Figura 23 – Amostrador padrão bipartido.



Fonte: o próprio autor (2012).

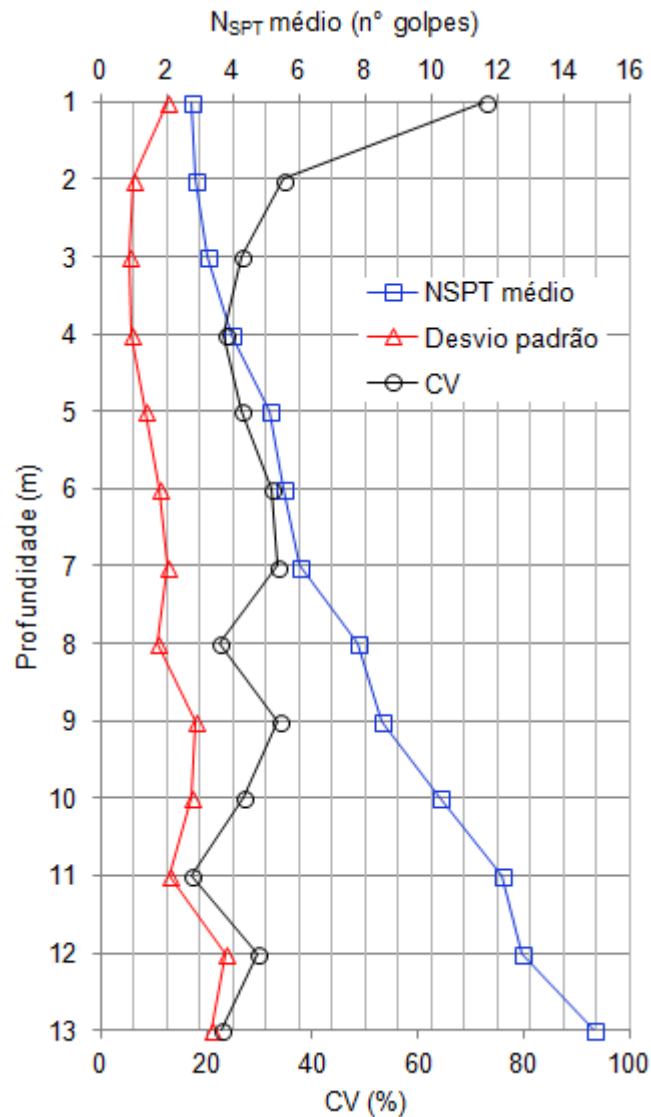
Figura 24 – Cone penetrométrico.



Fonte: o próprio autor (2015).

A Figura 25 representa a variação ao longo da profundidade dos parâmetros de N_{SPT} e Torques máximo e mínimo até a profundidade de 13 m do perfil de solo do CEEG. A média dos valores, desvio padrão e coeficiente de variação (CV) foram realizados com informações dos quinze SPT-T realizados no Campo Experimental. O nível d'água não foi encontrado até 13 m de profundidade em nenhuma das sondagens executadas.

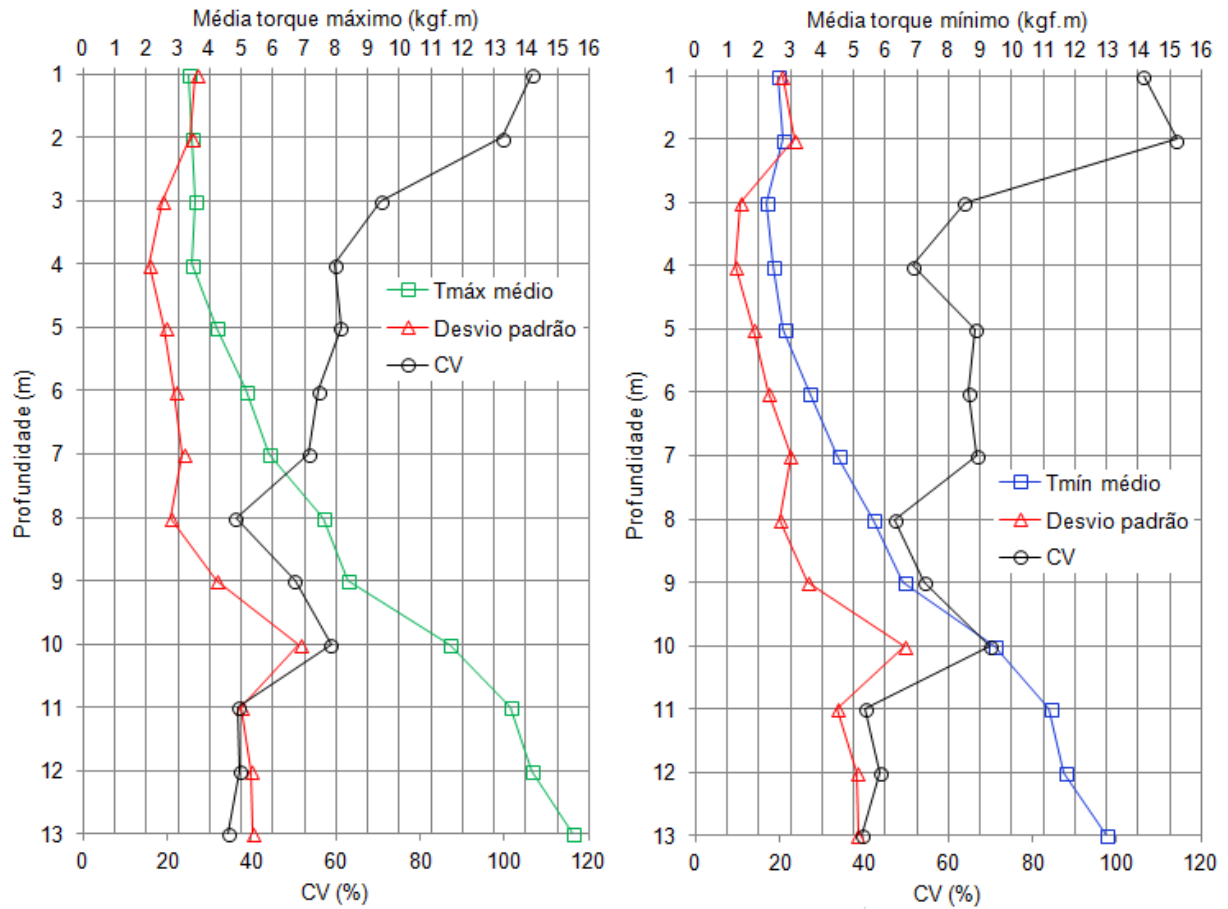
Figura 25 – Variação dos parâmetros médios de N_{SPT} ao longo da profundidade do perfil de solo do CEEG.



Fonte: o próprio autor (2017).

A Figura 26 representa a variação ao longo da profundidade dos parâmetros de Torques máximo e mínimo até a profundidade de 13 m do perfil de solo do CEEG.

Figura 26 – Variação dos parâmetros médios de torque máximo e mínimo ao longo da profundidade do perfil de solo do CEEG.



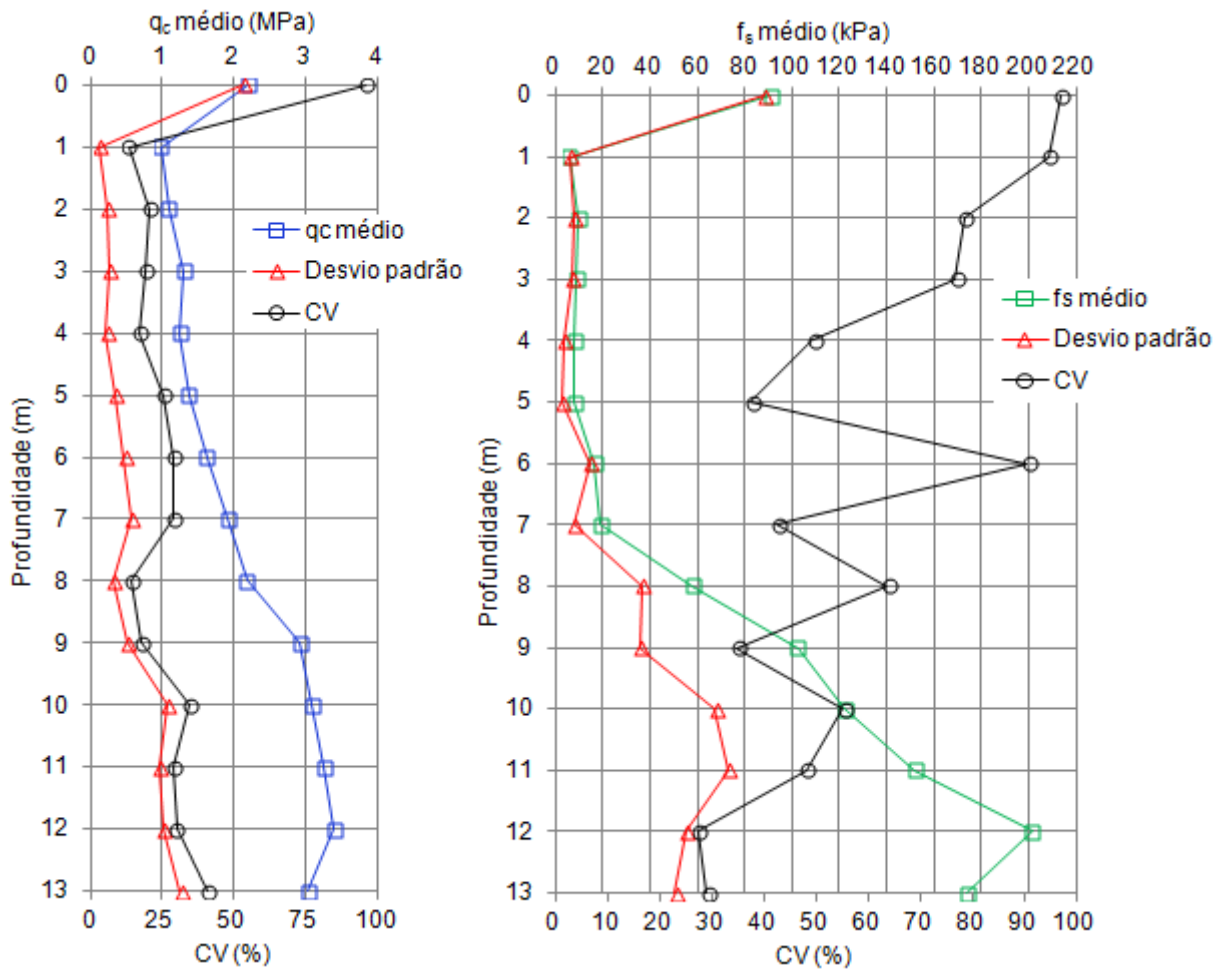
Fonte: o próprio autor (2017).

O CV é um indicativo que classifica as amostras como representativas. De acordo com Medri (2007), valores de CV menores de 15% são considerados amostras de baixa dispersão, entre 15% e 30% de média dispersão e acima de 30% de alta dispersão.

Para os dados de N_{SPT} médio, os coeficientes de variação indicam que os dados apresentam variabilidade alta a muito alta e variabilidade muito alta para os dados de torque. Nos primeiros metros, a variabilidade apresentou-se maior em razão da perturbação natural do solo. Já o desvio padrão apresentou-se maior nas maiores profundidades em razão do aumento dos parâmetros analisados, que, neste perfil de solo, são crescentes com a profundidade.

Na Figura 27 está apresentada a variação ao longo da profundidade dos parâmetros de q_c e f_s do perfil de CEEG até a profundidade de 13 m do perfil do CEEG. A média dos valores, desvio padrão e coeficiente de variação foram realizados com informações dos dois CPT realizados no Campo Experimental.

Figura 27 – Variação dos parâmetros médios de q_c e f_s ao longo da profundidade do perfil de solo do CEEG.



Fonte: o próprio autor (2017).

Os coeficientes de variação indicaram uma variabilidade de média a muito alta nos dados de q_c e muita alta nos dados de f_s . O desvio padrão apresentou-se maior nas últimas profundidades em razão dos parâmetros analisados serem crescentes ao longo deste perfil de solo. O pico do CV observado no primeiro metro ocorreu em função da perturbação natural do solo.

3.1.2 Especificações das estacas

As estacas deste estudo foram executadas no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Estadual de Londrina para realização de trabalhos anteriores, tais como de iniciação científica, trabalhos de conclusão de curso e dissertações de mestrado.

Para este estudo foi feito um levantamento das estacas executadas e a partir de então foram escolhidas estacas escavadas com trado manual, escavadas com trado mecânico e apiloadas. Ao todo foram selecionadas 32 estacas, sendo 18 delas escavadas com trado manual, 2 escavadas com trado mecânico e 12 apiloadas.

Os diâmetros das estacas são de 20 e 25 cm e as profundidades são de 3, 6 e 12 m. Na Tabela 10 está apresentado o resumo com as características referentes a cada estaca.

Tabela 10 – Resumo das características das estacas.

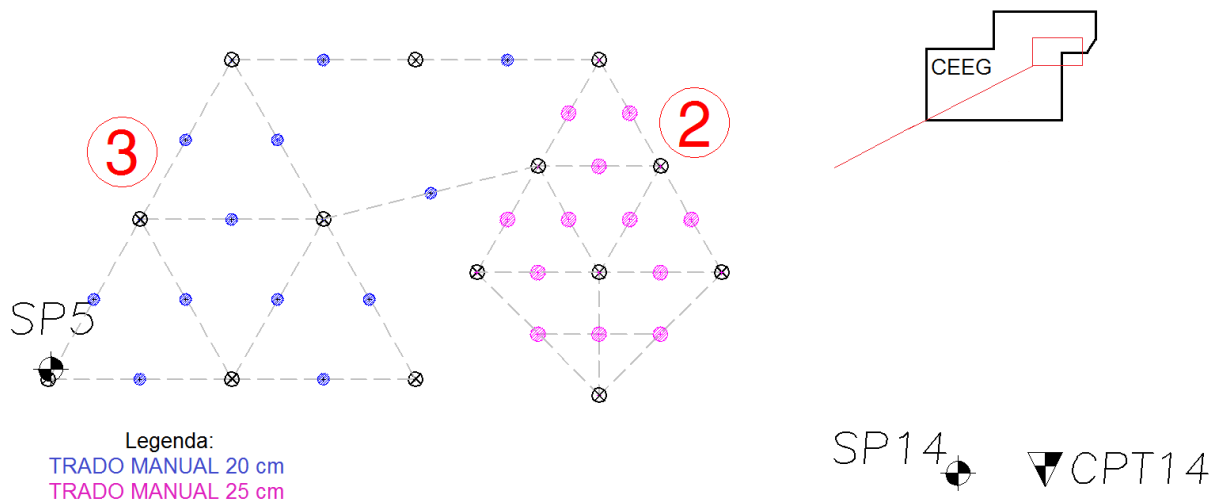
Estacas		Quantidade	Diâmetro (cm)	Profundidade (m)
Escavadas	Trado manual	6	20	3
		6	25	3
		3	20	6
		3	25	6
	Trado mecânico	2	25	12
	Apiloadas	6	20	3
6		20	6	
TOTAL		32	-	-

Fonte: o próprio autor (2017).

3.1.2.1 Estacas escavadas com trado manual

As nove estacas escavadas com trado manual de 20 cm de diâmetro foram executadas na área 3 do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da UEL. As outras nove estacas de 25 cm de diâmetro foram executadas na área 2, como mostra a Figura 28.

Figura 28 – Áreas 2 e 3 do CEEG, referentes à localização das estacas escavadas com trado manual.



As estacas da área 3 referem-se às de 20 cm de diâmetro, enquanto as estacas da área 2 referem-se às de 25 cm de diâmetro. Ao todo foram executadas 12 estacas em cada área, sendo 9 estacas de concreto e 3 preenchidas com solo-cimento. As estacas em preto, representadas na figura, correspondem às estacas de reação.

As estacas de 20 cm foram preenchidas com concreto moldado *in loco*, de resistência média à compressão de 13 MPa. Após a concretagem foram dispostas 3 barras de 8 mm de diâmetro e 1 m de comprimento. Sobre a cabeça das estacas foram executados os blocos de coroamento de 30x30x30 cm³ de dimensões e armados com 8 estribos verticais em duas direções de 6,3 mm e 4 estribos horizontais. O espaçamento entre os estribos foi de 10 cm e recobrimento de 1,5 cm (Fernal *et al.*, 2003).

O sistema de reação das estacas de 20 cm de diâmetro foi composto por estacas escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro e profundidade de 8 m preenchidas com concreto de resistência característica à compressão de 15 MPa, armadas em toda a sua extensão com 3 barras de aço CA-50 de diâmetro 8 mm, estribo helicoidal de 6,3 mm de diâmetro e uma barra Dywidag aço ST85/105 e diâmetro 32 mm (Fernal *et al.*, 2003).

As estacas de 25 cm de diâmetro foram preenchidas com concreto moldado *in loco*, de resistência média à compressão de 13 MPa. Após a concretagem foram dispostas 3 barras de 8 mm de diâmetro e 1 m de comprimento. Sobre a cabeça das

estacas foram executados os blocos de coroamento, de 35x35x35 cm³ de dimensões e armados com 8 estribos verticais em duas direções de 6,3 mm e 4 estribos horizontais. O espaçamento foi de 10 cm e recobrimento de 1,5 cm (Branco *et al.*, 2001).

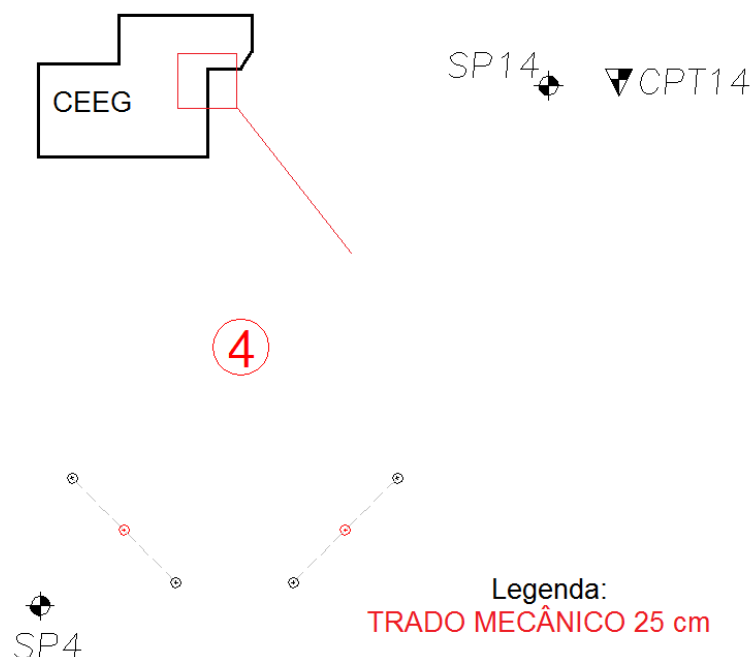
O sistema de reação das estacas de 25 cm de diâmetro foi composto por estacas escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro e profundidade de 8 m, preenchidas com concreto de resistência característica à compressão de 10 MPa, armadas em toda a sua extensão com 3 barras de aço CA-50 de diâmetro 8 mm, estribo helicoidal de 6,3 mm de diâmetro e uma barra Dywidag aço ST85/105 e diâmetro 32 mm (Branco *et al.*, 2001).

Para o cálculo da carga de ruptura das estacas escavadas com trado manual, foram considerados os parâmetros de SPT-T e CPT localizados próximos às áreas 2 e 3. Sendo assim, foi utilizado a média dos valores dos SP 5 e 14, bem como os valores do CPT 14.

3.1.2.2 Estacas escavadas com trado mecânico

As duas estacas escavadas com trado mecânico foram executadas na área 4 do CEEG, como mostra a Figura 29.

Figura 29 – Área 4 referente à localização das estacas escavadas com trado mecânico.



Fonte: o próprio autor (2017).

As estacas A1 e A4 escavadas com trado mecânico de 25 cm de diâmetro e 12 m de comprimento, foram preenchidas com concreto de usinado com cimento de alta resistência inicial, resistência característica à compressão de 15 MPa e slump de 8 ± 1 cm. A armadura consistiu de 4 barras longitudinais, com diâmetro de 8 mm e estribos quadrados, com barras de aço com diâmetro de 4,2 mm, espaçados de 15 cm (Branco, 2006).

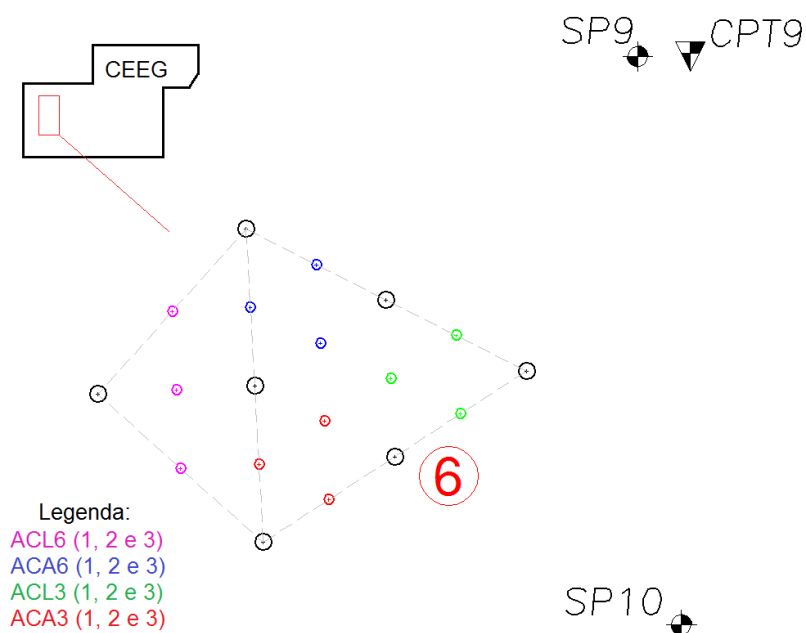
As outras estacas do desenho fazem parte do sistema de reação, composto por quatro estacas escavadas com trado mecânico de 25 cm de diâmetro e 12 m de profundidade, armadas longitudinalmente por três barras de 16 mm, soldadas a uma barra Dywidag ST85/105 de 32 mm de diâmetro e 1 m de comprimento. O concreto utilizado foi feito com cimento de alta resistência inicial, resistência característica à compressão de 15 MPa e slump de 8 ± 1 cm (Branco, 2006).

Para o cálculo das suas cargas de ruptura das estacas, foram considerados os parâmetros de SPT-T e CPT localizados próximos à área 4. Sendo assim, foi utilizado os valores do SP 4 e 14, bem como os valores do CPT 14.

3.1.2.3 Estacas apiloadas

As doze estacas apiloadas foram executadas na área 6 do CEEG, como mostra as Figura 30.

Figura 30 – Área 6 do CEEG, referente à localização das estacas apiloadas.



As estacas ACL3 e ACA3 representam as estacas apiloadas de 3 m de profundidade, executadas com concreto lançado e apiloado, respectivamente e as estacas ACL6 e ACA6 representam as de 6 m de profundidade executadas com concreto lançado e apiloado, respectivamente. As outras estacas em preto fazem parte do sistema de reação.

As estacas apiloadas, com concreto lançado (ACL3 e ACL6), foram executadas a partir da abertura do furo com a queda livre de um pilão de 400 kg e diâmetro nominal de 20 cm. Após a abertura do furo, foram jogados 50 litros de brita nº1 que em seguida foram apiloadas. Posteriormente, o concreto auto-adensável foi lançado pela altura de queda e peso livre. O concreto foi confeccionado *in loco* com resistência média à compressão de 21,6 MPa e slump 17 cm. A armadura de espera, colocada após a concretagem, foi composta por 3 barras de aço CA-50 com diâmetro 8 mm e 1,15 m de comprimento (Campos *et al.*, 2008).

As estacas apiloadas com apiloamento de concreto (ACA3 e ACA6) foram executadas a partir da abertura do furo com a queda livre de um pilão de 400 kg e diâmetro nominal de 20 cm e outro de diâmetro nominal de 18 cm. Após a abertura do furo, foi iniciada a concretagem com o lançamento do volume e concreto correspondente à duas carriolas, com posterior apiloamento com o pilão de 18 cm de diâmetro até o preenchimento total da estaca. O concreto foi confeccionado *in loco* com resistência média à compressão de 24,6 MPa e slump zero. A armadura de espera, colocada após a concretagem, foi composta por 3 barras de aço CA-50 com diâmetro 8 mm e 1,15 m de comprimento (Campos *et al.*, 2008).

Sobre a cabeça das estacas foram executados os blocos de coroamento, de 30x30x30 cm³ de dimensões e armados com 8 estribos verticais em duas direções de 6,3 mm e 4 estribos horizontais. O espaçamento foi de 10 cm e recobrimento de 1,5 cm (Campos *et al.*, 2008). O sistema de reação foi composto por estacas Strauss de 32 cm de diâmetro e 12 m de comprimento, concreto com resistência média à compressão de 23,1 MPa e slump de 12 cm. A armadura foi composta por barras de aço CA-50 e CA-60 de bitolas 8 mm e 4,2 mm, respectivamente e por uma barra Dywidag de diâmetro 32 mm (Campos *et al.*, 2008).

Para o cálculo das cargas de ruptura destas estacas localizadas na área 6, foram considerados os parâmetros dos SPT-T e CPT próximos, ou seja, a média dos valores dos SP 9 e 10, bem como os valores do CPT 9.

3.1.3 Provas de carga estática

Todas as estacas selecionadas para o estudo foram ensaiadas com carregamento estático. Tais provas de carga foram realizadas anteriormente a este trabalho, a fim de se verificar o desempenho das fundações, seja pela determinação da carga de ruptura ou pela verificação do recalque. Os resultados obtidos foram publicados em trabalhos de iniciação científica, conclusão de curso e dissertações de mestrado.

Como dito anteriormente, as provas de carga realizadas foram estática à compressão, com carregamento do tipo rápido nas estacas escavadas com trado mecânico e carregamento misto nas estacas escavadas com trado manual e apiloadas. O carregamento misto ocorreu segundo Alonso (1997) com aplicação de carga com carregamento lento até a carga de trabalho prevista para a estaca pelo método de Décourt-Quaresma (1978) modificado por Décout (1996) e acima disso até a máxima prevista para o ensaio, prosseguiu-se com o carregamento rápido.

Além disso, 24 estacas foram ensaiadas na condição de umidade natural (UN) e posteriormente reensaiadas com pré-umedecimento do solo (PU), com o objetivo de verificar o efeito do colapso na carga de ruptura, uma vez que até 7 m de profundidade o perfil de solo de Londrina-PR apresenta comportamento colapsível segundo Teixeira *et al.*, 2004. Ocorreu o inverso em 6 estacas escavadas com trado manual, onde foram primeiro ensaiadas com inundação e depois reensaiadas sem inundação.

Não houve reensaio com inundação em 2 estacas, uma apiloadas por ter apresentado problemas em uma das estacas do seu sistema de reação; e uma estaca escavada com trado manual por ter apresentado torção na viga. Por fim, uma das curvas das estacas escavadas com trado manual foi descartada pelo comportamento atípico com relação às outras estacas do estudo. Portanto, este trabalho resulta na análise de 61 provas de carga realizadas em 32 estacas. O resumo das características das estacas bem como da prova de carga na qual cada uma foi submetida encontra-se na Tabela 11.

Tabela 11 – Resumo das características e prova de carga das estacas.

Estacas	Quantidade de Estacas	Diâmetro (cm)	Área no CEEG	Comprimento fuste (m)	Carregamento	Quantidade de Ensaios (E) e Reensaios (R)					
						E		R		Ensaios	Reensaios
						UN	PU	UN	PU		
Escavadas	Trado Manual	3	20	3	3	Misto	3		3	18	16
		3	20	3	3	Misto		3	3		
		3	25	2	3	Misto	3		3		
		3	25	2	3	Misto		3	2		
		3	20	3	6	Misto	3		2		
	3	25	2	6	Misto	3		3			
	Trado Mecânico	2	25	4	12	Rápido	2		2	2	2
Apiloadas	6	20	6	3	Misto	6		6	12	11	
	6	20	6	6	Misto	6		5			
TOTAL	32	-	-	-	-	-	-	-		61	

Fonte: o próprio autor (2017).

Na Tabela 12, 13, 14 e 15 estão representadas as estacas de acordo com a sua localidade nas áreas do CEEG, suas dimensões, a condição de umidade para o ensaio e reensaio das provas de carga (UN – umidade natural do solo e PU – pré-umedecimento), as suas respectivas nomenclaturas, bem como as datas de realização das provas de carga.

Tabela 12 – Especificidades das estacas executadas na área 3 do CEEG.

		Dimensões	Sigla	Ensaio	Data	Reensaio	Data
Área 3 – CEEG Estacas Escavadas com Trado Manual	3 m	20 cm diâmetro	C1	UN	Jul/01	PU	Nov/02
			C2	UN	Jul/01	PU	Nov/02
			C3	UN	Jul/01	PU	Nov/02
	prof.		A1	PU	Ago/01	UN	Jan/03
			A2	PU	Ago/01	UN	Jan/03
			A3	PU	Ago/01	UN	Jan/03
	6 m		B1	UN	Jul/01	PU	Nov/02
			B2	UN	Jul/01	PU	Nov/02
			B3	UN	Jul/01	-	-

Fonte: o próprio autor (2017).

Tabela 13 – Especificidades das estacas executadas na área 2 do CEEG.

		Dimensões	Sigla	Ensaio	Data	Reensaio	Data
Área 2 – CEEG Estacas Escavadas com Trado Manual	3 m	25 cm diâmetro	D1	UN	Ago/99	PU	Jul/00
			D2	UN	Ago/99	PU	Jul/00
			D3	UN	Ago/99	PU	Ago/00
	prof.		E1	PU	Ago/01	UN	Jan/03
			E2	PU	Ago/01	-	Jan/03
			E3	PU	Ago/01	UN	Jan/03
	6 m		F1	UN	Ago/99	PU	Ago/00
			F2	UN	Ago/99	PU	Ago/00
			F3	UN	Ago/99	PU	Ago/00

Fonte: o próprio autor (2017).

Tabela 14 – Especificidades das estacas executadas na área 4 do CEEG.

Dimensões			Sigla	Ensaio	Data	Reensaio	Data
Área 4 – CEEG			A1	UN	Jun/03	PU	Jun/03
Estacas	25 cm	12 m					
Escavadas com Trado Mecânico	diâmetro	prof.	A4	UN	Mai/03	PU	Jun/03

Fonte: o próprio autor (2017).

Tabela 15 – Especificidades das estacas executadas na área 6 do CEEG.

Dimensões			Sigla	Ensaio	Data	Reensaio	Data
Área 6 – CEEG Estacas Apiloadas				UN	Jan/04	PU	Fev/04
				UN	Jan/04	PU	Fev/04
			3 m	UN	Jan/04	PU	Fev/04
			prof.	UN	Fev/04	PU	Mar/04
				UN	Fev/04	PU	Mar/04
			20 cm	UN	Fev/04	PU	Mar/04
			diâmetro	UN	Fev/04	PU	Mar/04
				UN	Jan/04	PU	Abr/04
				UN	Fev/04	-	-
			6 m	UN	Mar/04	PU	Abr/04
			prof.	UN	Mar/04	PU	Abr/04
				UN	Mar/04	PU	Abr/04
	UN	Mar/04	PU	Abr/04			

Fonte: o próprio autor (2017).

3.1.3.1 Estacas escavadas com trado manual

As provas de carga estática das estacas de 20 cm de diâmetro foram realizadas por Fernal *et al.* (2003). Na execução foi utilizado o arranjo de uma viga de perfil duplo I, ancorada em duas estacas de reação. A aplicação das cargas foi através de um macaco hidráulico, monitorado por uma célula de carga ligada a um indicador de deformações.

Já as provas de carga das estacas de 25 cm de diâmetro foram realizadas por Branco *et al.* (2001). Na execução foi utilizado o arranjo de uma viga de perfil duplo I, ancorada em duas estacas de reação. A aplicação das cargas foi através de um

macaco hidráulico, monitorado por uma célula de carga ligada a um indicador de deformações.

Em todas as provas de carga, os equipamentos utilizados possuíam as seguintes especificações: macaco hidráulico acionado por uma bomba manual de capacidade de 200 kN e curso 200 mm, célula de carga com capacidade de 200 kN, indicador de deformações portátil e seis relógios comparadores mecânicos, sendo dois com curso de 50 mm e dois com curso de 30 mm para as estacas de ensaio e dois com curso de 30 mm para as estacas de reação; todos com resolução de 0,01 mm.

As provas de carga foram realizadas com carregamento misto, ou seja, carregamento lento até a carga de 1,2 vezes a carga de trabalho prevista para a estaca e carregamento rápido acima dessa carga até a máxima prevista para o ensaio. Os descarregamentos foram feitos em dois estágios rápidos.

Para a realização da prova de carga com pré-umedecimento do solo, foram escavadas cavas ao redor das estacas, que foram mantidas sob inundação por 48 h antes e durante os ensaios. Nas estacas de 20 cm de diâmetro, o tempo entre o ensaio na umidade natural e o reensaio com pré-umedecimento foi de quatro meses; o tempo entre o ensaio com pré-umedecimento e o reensaio na umidade natural foi de cinco meses. Já para as estacas de 25 cm de diâmetro, o tempo entre o ensaio na umidade natural e o reensaio com pré-umedecimento foi de cerca de um ano.

3.1.3.2 Estacas escavadas com trado mecânico

As provas de carga estática das estacas A1 e A4 foram realizadas por Branco (2006); estas estacas haviam sido ensaiadas previamente de maneira dinâmica pelo mesmo autor. Na execução foi utilizado o arranjo de uma viga com 4 m de comprimento, ancorada em duas estacas de reação. A aplicação das cargas foi feita através de um macaco hidráulico, monitorado por uma célula de carga ligada a um indicador de deformações.

Os equipamentos utilizados possuíam as seguintes especificações: viga de reação de aço com capacidade para 500 kN, macaco hidráulico com capacidade para 2000 kN, célula de carga com capacidade para 500 kN, indicador de deformações analógico e relógios comparadores com curso de 50 mm para as

estacas de ensaio e curso de 30 mm e resolução para as estacas de reação; todos com resolução de 0,01 mm.

As provas de carga foram realizadas conforme o MB-3472 (1991), com carregamento rápido e incrementos de carga aplicados de 15 kN, mantidos por 5 minutos independente da estabilização dos recalques.

Para o reensaio com pré-umedecimento, foram escavadas cavas de dimensões 40x40x20 cm ao redor das estacas A1 e A4, que foram mantidas sob inundação por 48 h antes e durante os ensaios. O tempo entre o ensaio na umidade natural e o reensaio com pré-umedecimento foi de um mês.

3.1.3.3 Estacas apiloadas

As provas de carga das estacas apiloadas foram realizadas por Campos *et al.* (2008). Na execução foi utilizado o arranjo de uma viga de perfil duplo I, ancorada em duas estacas de reação. A aplicação das cargas foi através de um macaco hidráulico, monitorado por uma célula de carga ligada a um indicador de deformações.

Os equipamentos utilizados possuíam as seguintes especificações: viga de reação de aço com capacidade para 500 kN, macaco hidráulico acionado por uma bomba manual, célula de carga com capacidade de 200 kN e 500 kN, indicador de deformações portátil e seis relógios comparadores mecânicos, sendo dois com curso de 50 mm e dois com curso de 30 mm para as estacas de ensaio e dois com curso de 10 mm para as estacas de reação; todos com resolução de 0,01 mm.

As provas de carga foram realizadas com carregamento misto, ou seja, carregamento lento até a carga de 1,2 vezes a carga de trabalho prevista para a estaca e carregamento rápido acima dessa carga até a máxima prevista para o ensaio. O descarregamento foi feito retirando o carregamento do último estágio rápido em duas etapas: metade da carga final do ensaio rápido fazendo leitura nos tempos 0, 1, 2 e 5 minutos, e posteriormente foi retirada toda a carga, repetindo a leitura nos mesmos tempos.

Para o reensaio com pré-umedecimento, foram abertas cavas ao redor das estacas, de modo que todo o bloco e cerca de 10 cm da estaca ficassem livres

durante a realização do ensaio e as estacas foram mantidas sob inundação por 48 h. O tempo entre o ensaio na umidade natural e o reensaio com pré-umedecimento foi de um mês.

3.2 ATIVIDADES REALIZADAS NESTE TRABALHO

3.2.1 Previsão da carga de ruptura geotécnica pelos métodos semi-empíricos

Para a determinação da carga de ruptura foram utilizados os métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001) e Alonso (1996). Na utilização destes métodos foram considerados os valores dos parâmetros N_{SPT} , $T_{mín}$, $T_{máx}$, q_c e f_s obtidos das sondagens localizadas próximas às estacas.

3.2.2 Determinação das curvas carga-recalque a partir das PCEs

A partir dos dados dos pontos estabilizados das provas de carga realizadas por outros autores, determinaram-se as curvas carga-recalque das estacas selecionadas para o estudo.

3.2.3 Interpretação dos resultados de carga de ruptura geotécnica obtidos pelas curvas carga-recalque

A partir das curvas carga-recalque obtidas para cada estaca, foi realizado o ajuste dos pontos pelos critérios de ruptura física de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976) e Chin-Kondner (1970); e para a ruptura convencional, foi utilizado o critério proposto pela NBR 6122/2010.

3.2.4 Avaliação dos métodos e dos fatores que influenciam na determinação da carga de ruptura geotécnica

Os valores de carga de ruptura geotécnica obtidos pelos métodos semi-empíricos foram analisados em conjunto com os valores da carga de ruptura obtidos nas curvas carga-recalque das provas de carga estática, com ajuste de curvas do

tipo Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976), Chin-Kondner (1970) e ruptura convencional da NBR 6122/2010.

Foi feita também a verificação dos fatores que influenciam na determinação da carga de ruptura geotécnica, ou seja, o processo executivo das estacas, suas dimensões (diâmetro e comprimento) e a condição de umidade do solo na execução das provas de carga.

Para isso foram realizadas análises entre os diferentes tipos de estaca e as diferentes provas de carga, obtendo então a porcentagem do acréscimo ou da perda de resistência do elemento de fundação em função de algum desses fatores.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 PARÂMETROS OBTIDOS DAS SONDAGENS DE CAMPO SPT-T E CPT

A campanha investigativa realizada com SPT-T e CPT permitiu obter parâmetros que definissem o solo típico do CEEG. Na Tabela 16 estão representados os valores mínimo, máximo, médio, desvio padrão e coeficiente de variação dos valores de teor de umidade medido em campo com amostras das quinze sondagens SPT realizadas. Os valores aqui expostos são de 0 a 13 m, em razão da estaca de maior comprimento (fuste de 12 m).

Tabela 16 – Valores mínimo, máximo, médio, desvio padrão e CV de teor de umidade de campo do CEEG.

Profundidade (m)	Mínimo w (%)	Máximo w (%)	Média w (%)	Desvio padrão (%)	CV (%)
0	30,57	38,50	34,36	-	-
1	27,21	37,96	33,72	2,46	7
2	26,14	38,38	33,81	3,02	9
3	29,54	35,80	33,48	3,05	9
4	28,32	36,39	32,48	1,86	6
5	29,38	36,24	32,57	2,47	6
6	29,75	37,55	32,52	2,12	7
7	29,29	35,56	33,07	1,88	6
8	28,20	36,07	33,41	1,94	6
9	31,99	36,77	33,31	2,20	7
10	27,04	36,79	34,53	1,56	5
11	26,45	37,39	33,92	2,66	8
12	31,62	45,84	33,45	2,91	9
13	30,97	51,98	36,05	3,75	10

Fonte: o próprio autor (2017).

Como dito anteriormente, o CV é um indicativo que classifica as amostras como representativas. De acordo com Medri (2007), valores de CV menores de 15% são considerados amostras de baixa dispersão, entre 15% e 30% de média dispersão e acima de 30% de alta dispersão.

Para estes valores de teor de umidade, os coeficientes de variação foram em média da ordem de 7%, com o maior valor apresentado em 10% para a profundidade de 13 m. Tal resultado indica que os dados apresentam baixa dispersão e que a amostra é homogênea.

4.1.1 Estacas escavadas com trado manual – Áreas 2 e 3

Como dito anteriormente, para a área 2 e 3 do CEEG onde as estacas escavadas com trado manual foram executadas, foram utilizados os parâmetros obtidos nas sondagens SPT-T 5 e 14 e os obtidos do CPT 14.

Na Tabela 17 estão expostos os valores médios de N_{SPT} , bem como o desvio padrão e coeficiente de variação obtidos entre eles, e os valores médios dos torques mínimo e máximo, desvio padrão e coeficiente de variação obtidos entre eles.

Tais valores referem-se somente até a profundidade de 7 m, pois serão estas as profundidades consideradas no cálculo das cargas de rupturas das estacas de 3 m e 6 de comprimento executadas nestas áreas.

Tabela 17 – Valores médios de N_{SPT} , desvio padrão e CV e valores médios de torques mínimo e máximo das sondagens SP 5 e 14.

Prof. (m)	Média N_{SPT} (golpes)	Desvio padrão (golpes)	CV (%)	Média T mín (kgf.m)	Desvio padrão (kgf.m)	CV (%)	Média T máx (kgf.m)	Desvio padrão (kgf.m)	CV (%)
1	2,0	0,0	0	1,0	1,4	141	1,5	2,1	141
2	2,0	0,0	0	1,0	1,4	141	1,0	1,4	141
3	4,0	1,4	40	1,5	2,1	141	2,5	3,5	141
4	4,5	0,7	20	2,5	2,1	85	3,5	3,5	101
5	5,0	1,4	30	1,5	0,7	47	3,5	3,5	101
6	6,0	1,4	20	3,5	3,5	101	5,0	4,2	85
7	6,0	0,0	0	3,0	1,4	47	5,5	2,1	39

Fonte: o próprio autor (2017).

Os coeficientes de variação dos valores de N_{SPT} apresentaram média dispersão nas profundidades de 4 a 6 m e alta dispersão na profundidade de 3 m. Nos metros 1, 2 e 7 o coeficiente de variação foi nulo. Já os valores de CV de

torques mínimo e máximo apresentaram alta variabilidade. Tais resultados indicam a heterogeneidade da amostra.

Na Tabela 18 encontram-se os valores médios de q_c e f_s do CPT 14, obtidos entre todas as leituras realizadas na profundidade especificada.

Tabela 18 – Valores médios de q_c e f_s do CPT 14.

Profundidade (m)	Média q_c (MPa)	Média f_s (kPa)
0 - 1	3,00	126,03
1 - 2	1,10	11,30
2 - 3	0,97	7,45
3 - 4	1,14	13,10
4 - 5	1,12	11,00
5 - 6	1,18	9,83
6 - 7	1,23	11,30
7 - 8	1,89	22,73

Fonte: o próprio autor (2017).

4.1.2 Estacas escavadas com trado mecânico – Área 4

Como dito anteriormente, para a área 4 do CEEG onde as estacas escavadas com trado mecânico foram executadas, foram utilizados os parâmetros referentes às sondagens SPT-T 4 e 14 e os referentes ao CPT 14.

Na Tabela 19 estão expostos os valores médios de N_{SPT} , bem como o desvio padrão e coeficiente de variação obtidos entre eles, e os valores médios dos torques mínimo e máximo, desvio padrão e coeficiente de variação obtidos entre eles.

Tais valores referem-se somente até a profundidade de 13 m, pois serão estas as profundidades consideradas no cálculo das cargas de rupturas das estacas de 12 m comprimento executadas nesta área.

Tabela 19 – Valores médios de NSPT, torques mínimo, máximo, desvio padrão e CV das sondagens SP 4 e 14.

Prof. (m)	Média N _{SPT} (golpes)	Desvio padrão (golpes)	CV (%)	Média T mín (kgf.m)	Desvio padrão (kgf.m)	CV (%)	Média T máx (kgf.m)	Desvio padrão (kgfm)	CV (%)
1	3,6	2,2	60	3,5	2,1	61	3,5	2,1	61
2	2,0	0,0	0	7,0	7,1	101	7,5	7,8	104
3	4,3	1,0	20	3,5	2,1	61	4,5	3,5	79
4	4,7	0,5	10	3,0	1,4	47	4,0	2,8	71
5	5,3	1,0	20	2,5	2,1	85	2,5	2,1	85
6	5,4	2,3	40	3,0	1,4	47	3,0	1,4	47
7	4,5	2,1	50	4,0	2,8	71	4,0	2,8	71
8	6,7	0,4	10	4,5	2,1	47	6,5	2,1	33
9	7,2	2,6	40	4,0	2,8	71	5,5	3,5	64
10	8,3	1,1	10	4,0	2,8	71	5,5	3,5	64
11	12,4	0,9	10	6,5	0,7	11	8,5	2,1	25
12	10,6	0,8	10	11,5	6,4	55	13,0	4,2	33
13	12,3	1,8	10	8,5	0,7	8	10,5	2,1	20

Fonte: o próprio autor (2017).

Novamente os resultados indicam a heterogeneidade da amostra, uma vez que a variabilidade dos valores médios de N_{SPT} apresentados indicou alta dispersão em algumas profundidades e baixa dispersão em outras profundidades. Já a variabilidade do torque mínimo resultou em alta dispersão ao longo do perfil e baixa dispersão nas profundidades 11 m e 13 m. Por fim, os valores de torque máximo, a variabilidade dos dados indicou média a alta dispersão.

Na Tabela 20 encontram-se novamente os valores médios de q_c e f_s do CPT 14, obtidos entre todas as leituras realizadas na profundidade especificada.

Tabela 20 – Valores médios de q_c e f_s do CPT 14.

Profundidade (m)	Média q_c (MPa)	Média f_s (kPa)
0 - 1	3,00	126,03
1 - 2	1,10	11,30
2 - 3	0,97	7,45
3 - 4	1,14	13,10
4 - 5	1,12	11,00
5 - 6	1,18	9,83
6 - 7	1,23	11,30
7 - 8	1,89	22,73
8 - 9	1,98	90,05
9 - 10	2,67	127,55
10 - 11	2,14	181,36
11 - 12	2,41	208,68
12 - 13	2,59	219,73
13 - 14	2,23	179,77

Fonte: o próprio autor (2017).

4.1.3 Estacas apiloadas – Área 6

Para a área 6 do CEEG, onde as estacas apiloadas foram executadas, foram utilizados os parâmetros referentes às sondagens SPT-T 9 e 10 e os referentes ao CPT 9.

Na Tabela 21 estão expostos os valores médios de N_{SPT} , bem como o desvio padrão e coeficiente de variação, obtidos entre eles, e os valores médios dos torques mínimo e máximo, desvio padrão e coeficiente de variação obtidos entre eles.

Tais valores referem-se somente até a profundidade de 7 m, pois serão estas as profundidades consideradas no cálculo das cargas de rupturas das estacas de 3 m e 6 m de comprimento executadas nesta área.

Tabela 21 – Valores médios de N_{SPT} , torques mínimo, máximo, desvio padrão e CV das sondagens SP 9 e 10.

Prof. (m)	Média N_{SPT} (golpes)	Desvio padrão (golpes)	CV (%)	Média T mín (kgf.m)	Desvio padrão (kgf.m)	CV (%)	Média T máx (kgf.m)	Desvio padrão (kgf.m)	CV (%)
1	2,5	0,7	30	2,0	0,0	0	2,0	0,0	0
2	3,0	0,0	0	2,0	0,0	0	2,0	0,0	0
3	2,5	0,7	30	2,0	0,0	0	2,0	0,0	0
4	4,5	0,7	20	2,0	0,0	0	3,0	1,4	47
5	6,5	2,1	30	3,0	1,4	47	4,5	0,7	16
6	7,5	2,1	30	4,0	0,0	0	5,0	1,4	28
7	10,0	1,4	10	8,0	2,8	35	9,0	4,2	47

Fonte: o próprio autor (2017).

O coeficiente de variação indicou média dispersão para os valores de N_{SPT} , resultando em até 30%. Os valores de torque mínimo indicaram alta dispersão e os valores de torque máximo variaram de média a alta dispersão. Os resultados de CV dos torques dos primeiros metros não apresentaram dispersão.

Na Tabela 22 encontram-se os valores médios de q_c e f_s do CPT 9, obtidos entre todas as leituras realizadas na profundidade especificada.

Tabela 22 – Valores médios de q_c , f_s do CPT 9.

Profundidade (m)	Média q_c (MPa)	Média f_s (kPa)
0 - 1	1,40	56,33
1 - 2	0,86	1,18
2 - 3	1,22	12,08
3 - 4	1,45	4,65
4 - 5	1,37	5,00
5 - 5	1,57	6,85
6 - 7	2,01	21,75
7 - 8	1,95	15,38

Fonte: o próprio autor (2017).

4.2 CARGAS DE RUPTURA GEOTÉCNICA ESTIMADAS PELOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

As cargas de ruptura foram calculadas pelos métodos semi-empíricos descritos anteriormente no capítulo Revisão bibliográfica.

Na Tabela 23 encontram-se os valores obtidos para área da seção transversal, área do fuste e perímetro das estacas de 20 e 25 cm de diâmetro. Tais valores foram considerados para os cálculos de carga de ruptura pelos métodos semi-empíricos.

Tabela 23 – Valores da área a seção transversal, área do fuste e perímetro das estacas.

Diâmetro (m)	Profundidade (m)	Área seção transversal (m²)	Área fuste (m²)	Perímetro (m)
0,20	3	0,0314	1,885	0,628
	6		3,770	
0,25	3	0,0491	2,356	0,785
	6		4,712	
	12		9,425	

Fonte: o próprio autor (2017).

Na Tabela 24 estão apresentados os valores dos parâmetros e coeficientes que foram considerados no cálculo das cargas de ruptura pelos métodos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996), Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001) e Alonso (1996) das estacas escavadas com trado manual e apiloadas apoiadas a 3 e 6 m de profundidade e para as estacas escavadas com trado mecânico apoiadas a 12 m de profundidade. Para os três comprimentos de estaca considerados, o perfil é composto por argila siltosa.

Na determinação dos parâmetros F_1 , F_2 , α e β das estacas apiloadas, considerou-se para F_1 e F_2 o valor das estacas pré-moldadas de concreto e para α e β o valor das estacas de deslocamento. Os parâmetros médios de N_{SPT} , T máx, T mín, q_c e f_s do CEEG considerados no cálculo foram apresentados nas Tabelas 17 a 22 referentes à cada área em que as estacas foram executadas.

Tabela 24 – Parâmetros e coeficientes necessários para o cálculo da carga de ruptura pelos métodos semi-empíricos.

Estacas	Aoki-Velloso (1975)	Décourt- Quaresma (1978)	Ranzini (2000) e Peixoto (2001)	Alonso (1996)
Escavada trado manual	$\alpha = 4\%$ $K = 0,22 \text{ MPa}$ $F1 = 3$ $F2 = 6$	$C = 120 \text{ kPa}$ $\alpha = 0,85$ $\beta = 0,80$	$\alpha = 0,85$ $C = 120 \text{ kPa}$ $h = 45 \text{ cm}$ $s_L = 1,4$	$h = 45 \text{ cm}$ $\beta = 100 \text{ kPa/kgf.m}$
Escavada trado mecânico	$\alpha = 4\%$ $K = 0,22 \text{ MPa}$ $F1 = 3$ $F2 = 6$	$C = 120 \text{ kPa}$ $\alpha = 0,85$ $\beta = 0,80$	$\alpha = 0,85$ $C = 120 \text{ kPa}$ $h = 45 \text{ cm}$ $s_L = 1,4$	$h = 45 \text{ cm}$ $\beta = 100 \text{ kPa/kgf.m}$
Apiloadas	$\alpha = 4\%$ $K = 0,22 \text{ MPa}$ $F1 = 1,25$ $F2 = 2,50$	$C = 120 \text{ kPa}$ $\alpha = 1,00$ $\beta = 1,00$	$\alpha = 1,00$ $C = 120 \text{ kPa}$ $h = 45 \text{ cm}$ $s_L = 3,5$	$h = 45 \text{ cm}$ $\beta = 100 \text{ kPa/kgf.m}$

Fonte: o próprio autor (2017).

Foi realizado o cálculo de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma utilizando os parâmetros de N_{SPT} , q_c e f_s de cada profundidade do Campo Experimental. O cálculo pelo método de Aoki-Velloso (1975) foi realizado de duas maneiras, considerando os parâmetros do CPT e também os do SPT.

Embora seja comum desconsiderar a resistência de ponta das estacas escavadas, para análise dos resultados deste trabalho a carga de ruptura geotécnica será determinada pelas duas parcelas, resistência de ponta e lateral. Os valores calculados referem-se à condição de umidade natural do solo, uma vez que os ensaios SPT-T e CPT foram realizados nesta condição. Por fim, foram calculados também os valores de resistência lateral média por metro de fuste para cada método considerado.

4.2.1 Estacas escavadas com trado manual

A Tabela 25 apresenta os valores de carga de ruptura estimados pelos métodos semi-empíricos para as estacas escavadas com trado manual de 20 cm de diâmetro, para ambos os comprimentos de fuste 3m e 6 m.

Tabela 25 – Valores de carga de ruptura geotécnica estimados pelos métodos semi-empíricos para as estacas escavadas com trado manual de 20 cm de diâmetro.

Métodos	Carga de ruptura (kN)							
	φ 20 cm - 3 m prof				φ 20 cm - 6 m prof			
	R _P	R _L	R	R _L (kN/m)	R _P	R _L	R	R _L (kN/m)
Aoki-Veloso - CPT	11,9	15,2	27,1	5,1	12,9	18,7	31,6	3,1
Aoki-Veloso - SPT	9,2	5,5	14,7	1,8	13,8	19,4	33,2	3,2
Décourt-Quaresma	11,2	25,1	36,3	8,4	18,1	61,6	79,7	10,3
Ranzini e Peixoto	11,2	27,3	38,5	9,1	18,1	77,3	95,4	12,9
Alonso	4,7	8,1	12,8	2,7	8,3	31,2	39,5	5,2

Fonte: o próprio autor (2017).

A Tabela 26 apresenta os valores de carga de ruptura estimados pelos métodos semi-empíricos para as estacas escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro, para ambos os comprimentos de fuste 3m e 6 m.

Tabela 26 – Valores de carga de ruptura geotécnica estimados pelos métodos semi-empíricos para as estacas escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro.

Métodos	Carga de ruptura (kN)							
	φ 25 cm - 3 m prof				φ 25 cm - 6 m prof			
	R _P	R _L	R	R _L (kN/m)	R _P	R _L	R	R _L (kN/m)
Aoki-Veloso - CPT	18,7	18,9	37,6	6,3	20,1	23,4	43,5	3,9
Aoki-Veloso - SPT	14,4	6,9	21,3	2,3	21,6	24,2	45,8	4,0
Décourt-Quaresma	17,5	31,4	48,9	10,5	28,4	76,9	105,3	12,8
Ranzini e Peixoto	17,5	34,1	51,6	11,4	28,4	96,6	125,0	16,1
Alonso	7,4	10,1	17,5	3,4	12,9	38,9	51,8	6,5

Fonte: o próprio autor (2017).

4.2.2 Estacas escavadas com trado mecânico

A Tabela 27 apresenta os valores de carga de ruptura estimados pelos métodos semi-empíricos para as estacas escavadas com trado mecânico de 25 cm de diâmetro e 12 m de comprimento.

Tabela 27 – Valores de carga de ruptura geotécnica estimados pelos métodos semi-empíricos para as estacas escavadas com trado mecânico.

Métodos	Carga de ruptura (kN)			
	φ 25 cm - 12 m prof			
	R _P	R _L	R	R _L (kN/m)
Aoki-Velloso - CPT	42,4	107,4	149,8	9,0
Aoki-Velloso - SPT	38,2	81,0	119,2	6,8
Décourt-Quaresma	58,9	206,1	265,0	17,2
Ranzini e Peixoto	58,9	422,4	481,3	35,2
Alonso	37,4	162,3	199,7	13,5

Fonte: o próprio autor (2017).

4.2.3 Estacas apiloadas

A Tabela 28 apresenta os valores de carga de ruptura estimados pelos métodos semi-empíricos para as estacas apiloadas de 20 cm de diâmetro, para ambos os comprimentos de fuste 3m e 6 m.

Tabela 28 – Valores de carga de ruptura geotécnica estimados pelos métodos semi-empíricos para as estacas apiloadas.

Métodos	Carga de ruptura (kN)							
	φ 20 cm - 3 m prof				φ 20 cm - 6 m prof			
	R _P	R _L	R	R _L (kN/m)	R _P	R _L	R	R _L (kN/m)
Aoki-Velloso - CPT	36,4	43,7	80,1	14,6	50,5	129,8	180,3	21,6
Aoki-Velloso - SPT	13,8	18,3	32,1	6,1	41,5	50,4	91,9	8,4
Décourt-Quaresma	12,5	34,6	47,1	11,5	30,1	77,0	107,1	12,8
Ranzini e Peixoto	12,5	49,0	61,5	16,3	30,1	110,2	140,3	18,4
Alonso	6,3	13,0	19,3	4,3	13,4	35,0	48,4	5,8

Fonte: o próprio autor (2017).

4.2.4 Comentários sobre os resultados de carga de ruptura geotécnica estimados pelos métodos semi-empíricos

Foi verificado que há variação entre os valores de carga de ruptura obtidos por Aoki-Velloso quando calculado com os parâmetros obtidos pelo CPT e SPT. Nas estacas escavadas com trado manual de 6 m de profundidade e ambos os diâmetros (20 cm e 25 cm) a carga de ruptura foi menor quando considerado o parâmetro f_s relativo à resistência lateral do ensaio CPT. Em todas as outras estacas, o cálculo com o N_{SPT} apresentou resultados maiores. Lembrando que o perfil de solo no qual as estacas foram executadas é composto por argila siltosa.

Ao analisar os valores obtidos entre os métodos de Aoki-Velloso – SPT e o de Décourt-Quaresma, foi observado que o primeiro método é conservador em relação ao segundo apresentando menores valores de carga de ruptura para todas as estacas deste estudo.

O mesmo acontece ao confrontar os resultados de Aoki-Velloso – CPT com o método de Décourt-Quaresma. Houve exceção nas estacas apiloadas, onde entre estes dois métodos, a maior carga de ruptura foi dada por Aoki-Velloso – CPT. Este fato ocorreu em função que os coeficientes F1 e F2 utilizados no cálculo da carga de ruptura foram os das estacas pré-moldadas de concreto, em semelhança ao ensaio de CPT que simula a cravação de uma mini-estaca.

A disparidade entre os resultados pode ser justificada pela diferença entre o processo executivo dos ensaios CPT e SPT e também pelas diferentes considerações e coeficientes de ambos os métodos. O SPT é um ensaio dinâmico que resulta em um índice de resistência à penetração do solo referente à profundidade em que está sendo ensaiado. Já o CPT é um ensaio estático e analisa a cravação do cone, medindo a resistência de ponta e o atrito na adesão lateral entre este e o solo, representando a média dos valores obtidos na profundidade analisada.

Além disso, o método Aoki-Velloso – CPT calcula a carga de ruptura considerando o comportamento do solo (em razão de q_c e f_s) enquanto o Aoki-Velloso – SPT e o Décourt-Quaresma consideram a textura do solo (em razão de N_{SPT}). É válido ressaltar que o método de Aoki-Velloso foi desenvolvido inicialmente para parâmetros obtidos por meio do CPT e que o seu uso com o índice de

resistência à penetração N obtida do SPT foi elaborado posteriormente a partir de correlações.

Dentre os métodos que utilizam o torque na estimativa de carga de ruptura, o método de Alonso apresentou valores reduzidos para todas as estacas com relação aos valores de Ranzini modificado por Peixoto, sendo, portanto, conservador. Isso pode ser justificado pela redução de 65% no valor de f_s imposta no cálculo da resistência lateral em termos de tensão no método de Alonso. Além disso, o método de Ranzini modificado por Peixoto majora os resultados com a aplicação dos coeficientes F_L e s_L no cálculo da parcela de resistência lateral.

Confrontando os quatro métodos semi-empíricos analisados, o de Ranzini modificado por Peixoto apresentou os maiores valores de carga de ruptura para as estacas escavadas e o de Aoki-Velloso – CPT apresentou maiores valores para as estacas apiloadas. Já os menores valores, ou seja, os valores conservadores foram obtidos pelo método de Aoki-Velloso nas estacas escavadas com trado manual de 6 m de comprimento e nas escavadas com trado mecânico e os obtidos pelo método de Alonso nas estacas apiloadas e escavadas com trado manual de 3 m de comprimento.

Analisando a diferença entre as dimensões das estacas, aquelas com maior comprimento de fuste apresentaram maior carga de ruptura, como pode ser observado na carga de ruptura por metro linear representadas nas tabelas. Isso é justificado em função da maior área lateral da estaca que mobiliza maior atrito e também pelo fato dos parâmetros do solo, f_s , N_{SPT} e torque, serem crescentes ao longo do perfil de solo típico de Londrina/PR (Teixeira *et al.* 2006) contribuindo então para a melhoria da resistência do solo.

Analisando agora a diferença entre o processo executivo e comparando os resultados obtidos entre as estacas escavadas com trado manual e as apiloadas, todas com 20 cm de diâmetro, fica evidente que estas últimas apresentaram maiores valores de carga de ruptura. O processo executivo das estacas escavadas (tanto com trado manual quanto mecânico) provoca um desconfinamento do solo e a utilização do trado para a escavação faz com que o solo fique solto no fundo do furo, sendo necessários grandes deslocamentos para atingir a mobilização da resistência de ponta na carga de ruptura destas estacas. A execução das estacas apiloadas, por sua vez, provoca o deslocamento do solo com a queda do pilão, melhorando

assim as condições do solo permitindo que a carga de ruptura contemple mobilização das parcelas de resistência de ponta e lateral. Portanto no cálculo da carga de ruptura geotécnica, a parcela de resistência de ponta das estacas apiloadas é mais significativa do que das estacas escavadas. Por essa razão, a resistência de ponta costuma ser desconsiderada no cálculo da carga de ruptura das estacas escavadas.

Sendo assim, tendo em vista as condições de estudo deste trabalho, conclui-se que a escolha do método semi-empírico, as dimensões e o processo executivo das estacas influenciam no resultado das cargas de ruptura geotécnica estimadas pelos métodos semi-empíricos.

4.3 CURVAS CARGA-RECALQUE

Serão apresentadas as curvas carga-recalque obtidas nas provas de carga estática realizadas nas estacas escavadas com trado manual, mecânico e nas estacas apiloadas.

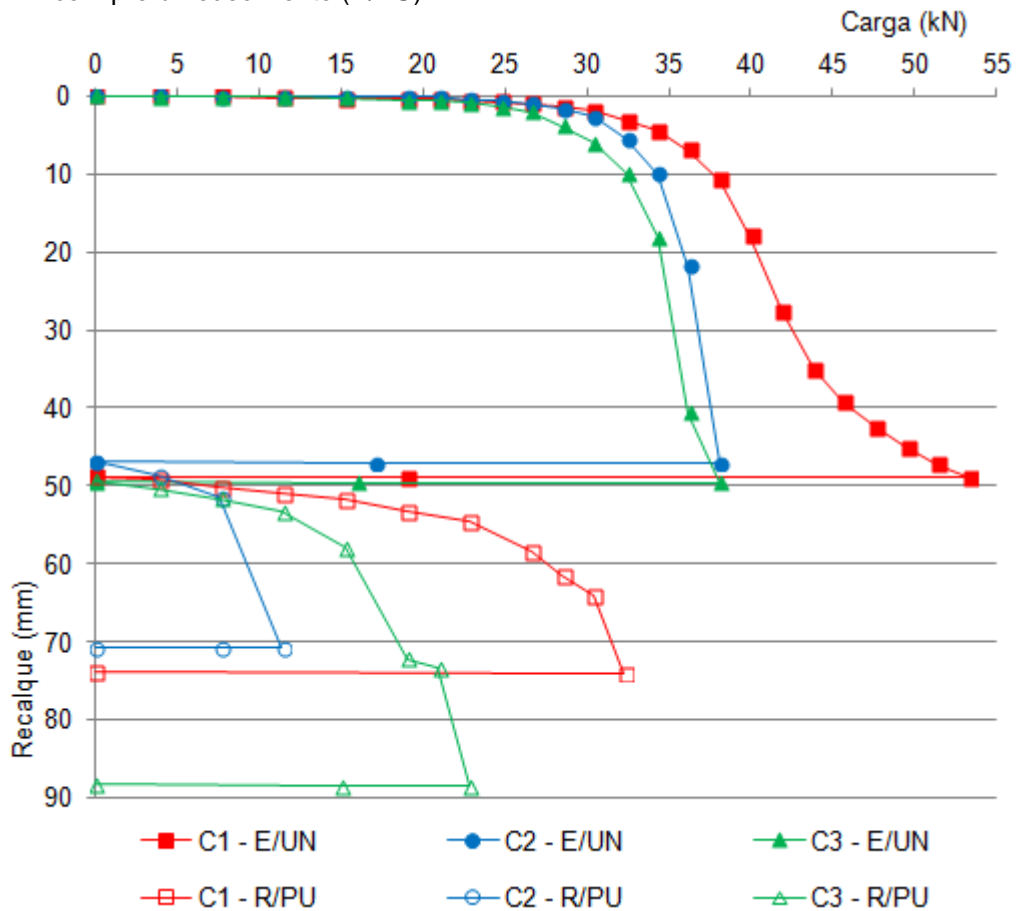
4.3.1 Estacas escavadas com trado manual

4.3.1.1 Diâmetro 20 cm e profundidade 3 m

A Figura 31 representa as curvas carga-recalque obtidas para as estacas escavadas com trado manual de diâmetro 20 cm e profundidade 3 m, denominadas C1, C2 e C3.

Nestas estacas os ensaios foram realizados na condição de umidade natural (E/UN) e os reensaaios com o pré-umedecimento do solo (R/PU).

Figura 31 – Curvas carga-recalque das estacas C (1, 2 e 3) escavadas com trado manual de 20 cm de diâmetro e 3 m de profundidade, ensaiadas na umidade natural (E/UN) e reensaiadas com pré-umedecimento (R/PU).



Fonte: o próprio autor (2017).

As curvas relativas aos ensaios se comportaram de maneira esperada, onde as estacas C1, C2 e C3 resistiram a uma maior carga aplicada na condição de umidade natural do solo do que na condição com pré-umedecimento.

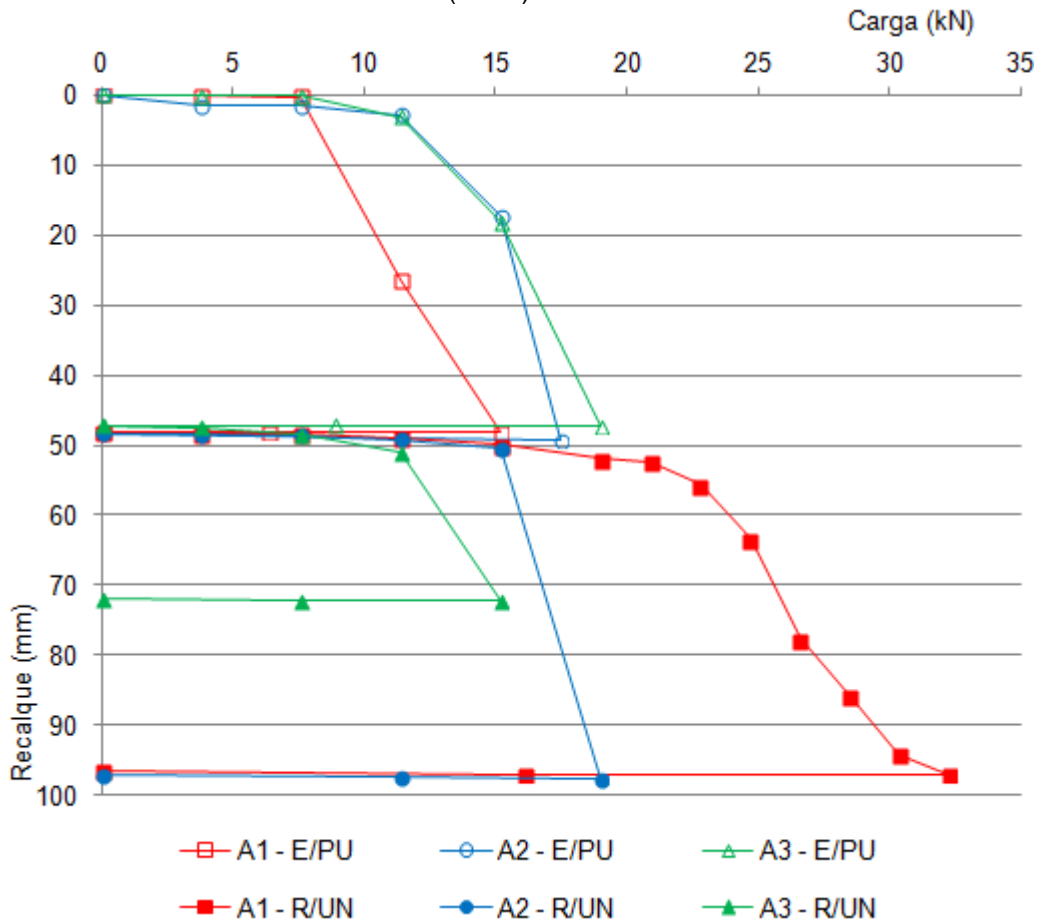
No reensaio, espera-se que ocorra um ganho da carga de ruptura, porém nas estacas C1, C2 e C3 foi observado o inverso. Essa perda da carga de ruptura ocorreu pelo pré-umedecimento do solo visto que as estacas foram executadas em solo colapsível. Além disso, a mobilização do atrito no reensaio reduziu a tensão efetiva do solo, contribuindo então para a redução da carga de ruptura, visto que a estaca já havia sido solicitada anteriormente.

A estaca C1 ensaiada na umidade natural do solo apresentou um comportamento diferenciado no final do carregamento, com a curva evidenciando que pode ter havido a mobilização de ponta. Este comportamento poderia vir a ser mais bem detalhado, se a prova de carga viesse a ser realizada com instrumentação.

A Figura 32 representa as curvas carga-recalque obtidas para as estacas escavadas com trado manual também de diâmetro 20 cm e profundidade 3 m, denominadas A1, A2 e A3.

Porém, estas estacas foram ensaiadas na condição com pré-umedecimento e cerca de quatro meses depois foram reensaiadas na condição de umidade natural do solo.

Figura 32 – Curvas carga-recalque das estacas A (1, 2 e 3) escavadas com trado manual de 20 cm de diâmetro e 3 m de profundidade, ensaiadas com pré-umedecimento (E/PU) e reensaiadas na umidade natural (R/UN).



Fonte: o próprio autor (2017).

As curvas indicam que as cargas máximas que os ensaios atingiram em cada uma das estacas A1, A2 e A3 ainda foram menores na condição com pré-umedecimento. Isso indica que a presença de água contribuiu para a perda de resistência do solo à solicitação.

A exceção observada nas estacas A2 e A3, onde as curvas do ensaio na umidade natural do solo mostraram-se com valores de carga menores do que as curvas com pré-umedecimento se dá em razão das chuvas ocorridas no dia anterior à prova de carga da estaca A2 e também de chuvas que ocorreram no dia anterior à

prova de carga da estaca A3. Foi ocasionado então o aumento do grau de saturação do solo de maneira brusca, fazendo com que o mesmo perdesse sua capacidade de suporte, situação característica de colapso.

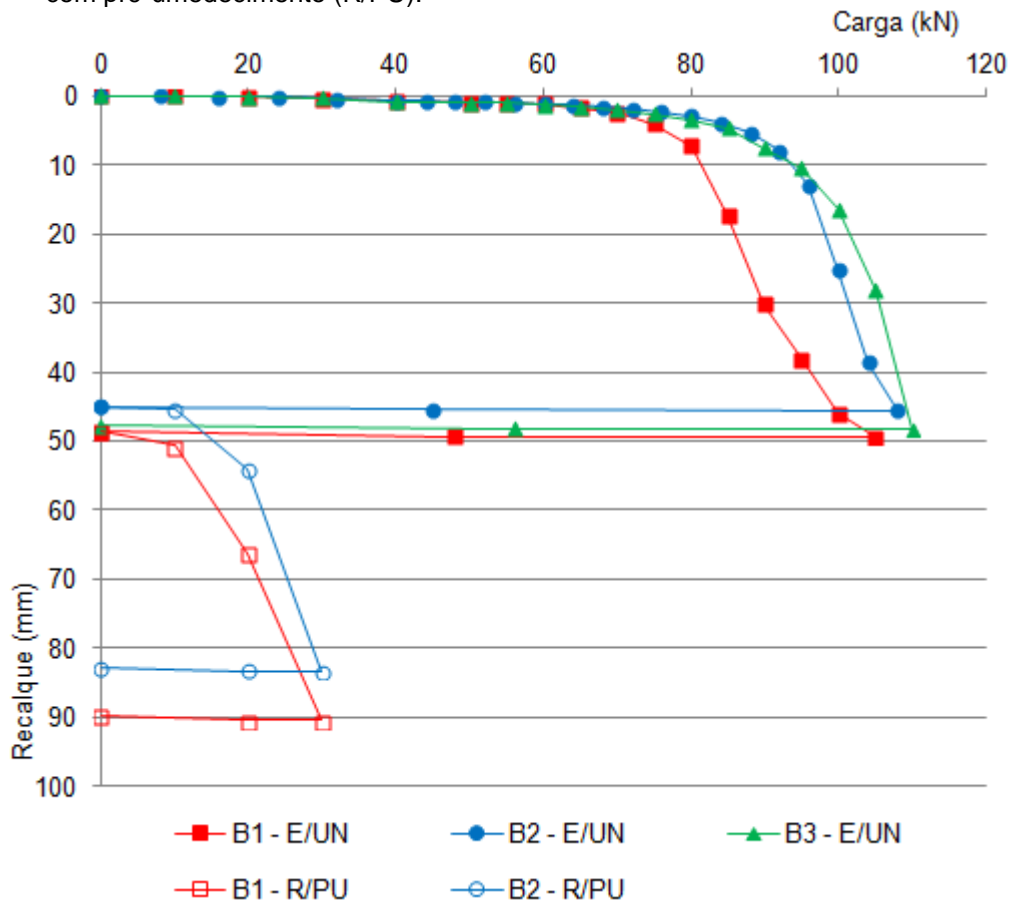
Sobre a prova de carga realizada na umidade natural do solo, analisando as curvas das estacas A (1, 2 e 3) da Figura 32 com as curvas das estacas C (1, 2 e 3) da Figura 31, verificou-se que as cargas máximas atingidas foram menores quando a condição não inundada foi realizada no reensaio. Ou seja, o pré-umedecimento do solo no ensaio interferiu no reensaio, diminuindo a carga que a estaca poderia suportar na prova de carga realizada nas condições inversas.

4.3.1.2 Diâmetro 20 cm e profundidade 6 m

A Figura 33 representa as curvas carga-recalque obtidas para as estacas escavadas com trado manual de diâmetro 20 cm e profundidade 6 m, denominadas B1, B2 e B3.

As curvas indicam os ensaios na condição de umidade natural e os reensaios com o pré-umedecimento do solo. A estaca B3 não foi reensaiada em razão da presença e esforço de torção na viga de reação, proveniente do não alinhamento das cargas.

Figura 33 – Curvas carga-recalque das estacas B (1, 2 e 3) escavadas com trado manual de 20 cm de diâmetro e 6 m de profundidade, ensaiadas na umidade natural (E/UN) e reensaiadas com pré-umedecimento (R/PU).



Fonte: o próprio autor (2017).

As estacas reensaiadas resistiram à cargas bem menores, apresentando curvas mais fechadas do que as curvas do ensaio. Como o reensaio ocorreu cerca de quatro meses após o ensaio, provavelmente o solo estava em uma condição muito seca e isso contribuiu para que as estacas perdessem a resistência logo no primeiro incremento de carga.

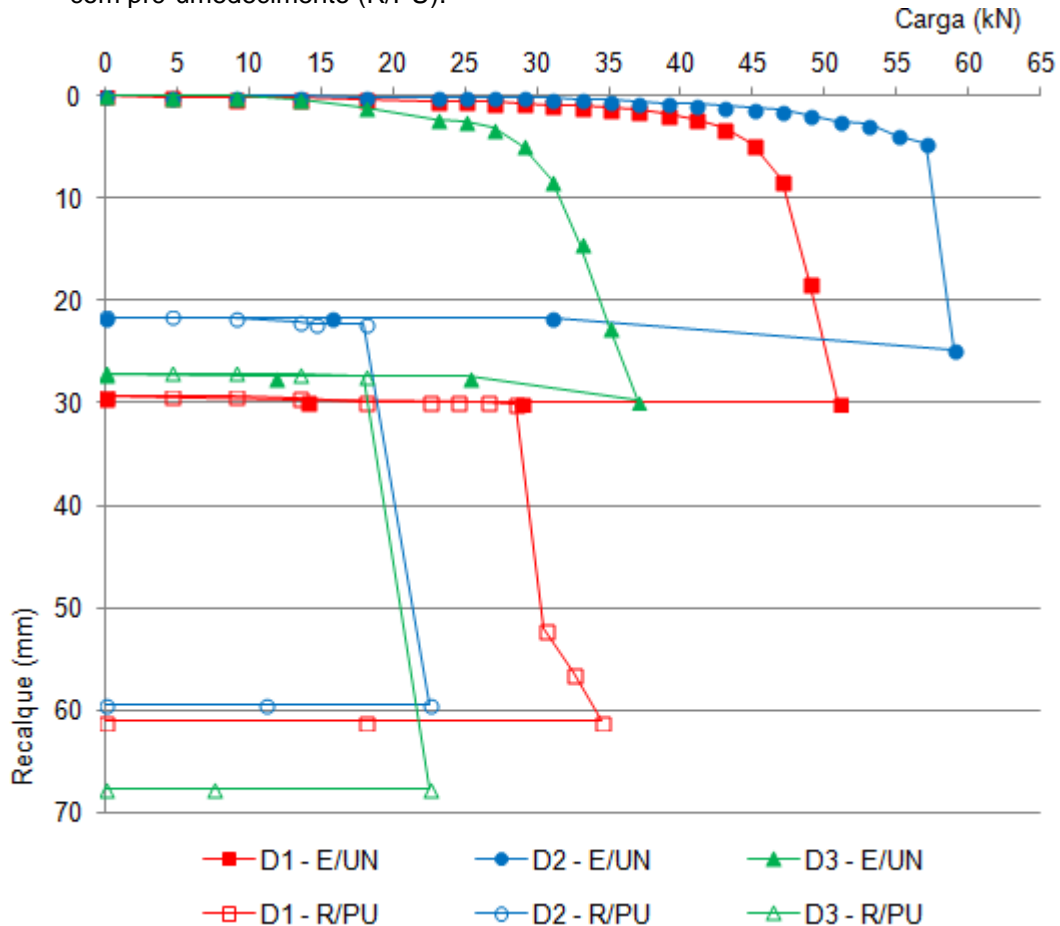
Quando em análise com as estacas apresentadas anteriormente, as estacas B (1, 2 e 3) de 6 m de comprimento resistiram à cargas maiores do que as estacas C (1, 2 e 3) e A (1, 2 e 3), de 3 m de comprimento.

4.3.1.3 Diâmetro 25 cm e profundidade 3 m

A Figura 34 representa as curvas carga-recalque obtidas para as estacas escavadas com trado manual de diâmetro 25 cm e profundidade 3 m, denominadas D1, D2 e D3.

Nestas estacas os ensaios foram realizados na condição de umidade natural e os reensaio com o pré-umedecimento do solo.

Figura 34 – Curvas carga-recalque das estacas D (1, 2 e 3) escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro e 3 m de profundidade, ensaiadas na umidade natural (E/UN) e reensaiadas com pré-umedecimento (R/PU).



Fonte: o próprio autor (2017).

Estas curvas apresentaram comportamento semelhante com as curvas apresentadas anteriormente, onde o ensaio pôde ser executado com cargas maiores do que no reensaio.

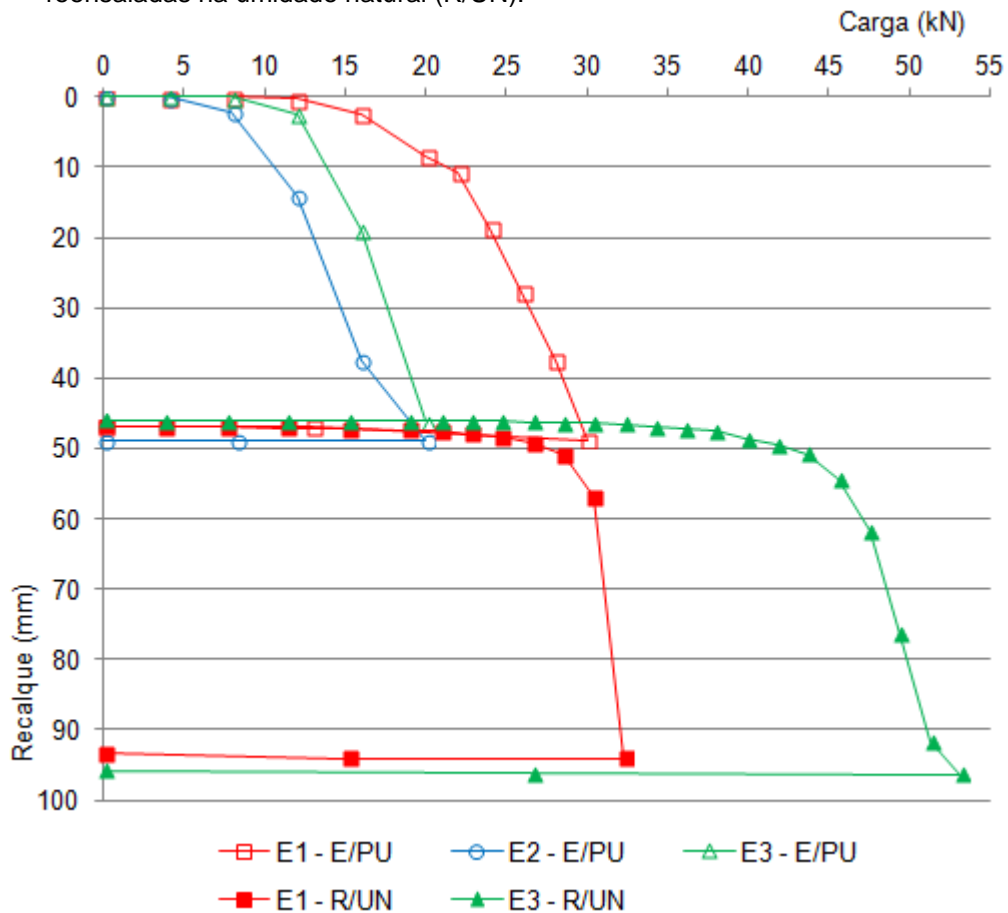
A diferença entre as cargas máximas das provas de carga executadas na condição de umidade natural do solo pode ser um resultado da influência da sucção. A estaca D3, por exemplo, provavelmente apresentava sucção menor do que as estacas D2 e D1, conseqüentemente resistindo menos à solicitação.

As curvas dos reensaio apresentaram comportamento de ruptura nítida, perdendo a resistência de maneira brusca ao atingir uma determinada carga.

A Figura 35 representa as curvas carga-recalque obtidas para as estacas escavadas com trado manual também de diâmetro 25 cm e profundidade 3 m,

denominadas E1, E2 e E3. Porém, estas estacas foram primeiro ensaiadas na condição com pré-umedecimento do solo e posteriormente reensaiadas na condição de umidade natural. A curva carga-recalque do ensaio da estaca E2 com pré-umedecimento foi descartada por apresentar formato atípico, perdendo resistência na primeira aplicação de carga e não sendo, portanto, uma curva representativa para o estudo.

Figura 35 – Curvas carga-recalque das estacas E (1, 2 e 3) escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro e 3 m de profundidade, ensaiadas com pré-umedecimento (E/PU) e reensaiadas na umidade natural (R/UN).



Fonte: o próprio autor (2017).

Embora o ensaio tenha sido realizado com pré-umedecimento do solo, as curvas dos reensaos na umidade natural mostraram que as estacas resistiram mais às solicitações.

A estaca E3 apresentou maior resistência no reensaio do que a estaca E1. Pode ser que tal solicitação tenha contribuído para a melhoria da rigidez da estaca E3, fazendo com que suportasse maiores cargas e ocorresse o início da mobilização da ponta, como pode ser observado no final do carregamento.

Sobre a prova de carga realizada na umidade natural do solo, analisando as curvas das estacas D (1, 2 e 3) da Figura 34 com as curvas das estacas E (1, 2 e 3) da Figura 35, verificou-se que as cargas máximas atingidas foram menores quando a condição de umidade natural foi realizada no reensaio. Ou seja, o pré-umedecimento do solo no ensaio interferiu no reensaio, diminuindo a carga que a estaca poderia suportar na prova de carga realizada primeiro com pré-umedecimento e depois na umidade natural.

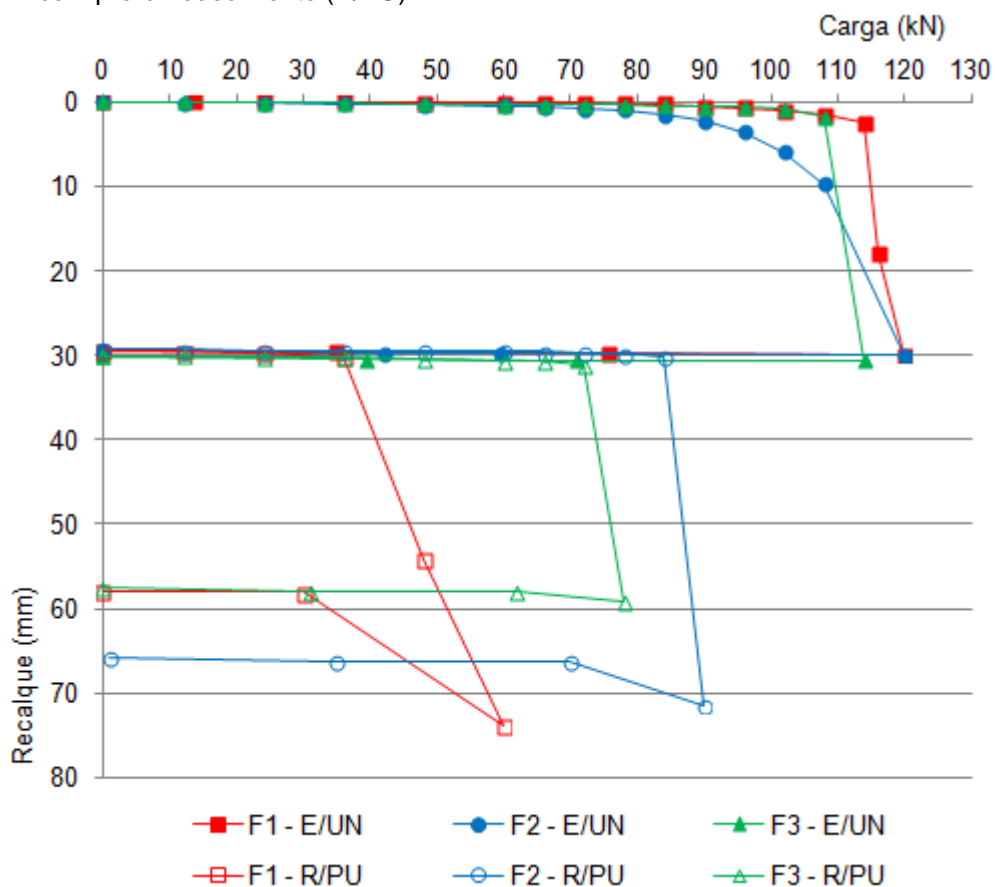
As estacas de 25 cm de diâmetro (D (1, 2 e 3) e E (1, 2 e 3)) comparadas com as estacas de 20 cm de diâmetro (C (1, 2 e 3) e A (1, 2 e 3)), todas elas com a mesma profundidade de 3 m, apresentaram cargas de ruptura maiores, ou seja, suportaram cargas elevadas na realização das provas de carga. Este comportamento justifica a influência do diâmetro na resistência da estaca ao ensaio e conseqüentemente na carga de ruptura geotécnica do elemento de fundação.

4.3.1.4 Diâmetro 25 cm e profundidade 6 m

A Figura 36 representa as curvas carga-recalque obtidas para as estacas escavadas com trado manual de diâmetro 25 cm e profundidade 6 m, denominadas F1, F2 e F3.

As curvas indicam os ensaios na condição de umidade natural e os reensaos com o pré-umedecimento do solo.

Figura 36 – Curvas carga-recalque das estacas F (1, 2 e 3) escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro e 6 m de profundidade, ensaiadas na umidade natural (E/UN) e reensaiadas com pré-umedecimento (R/PU).



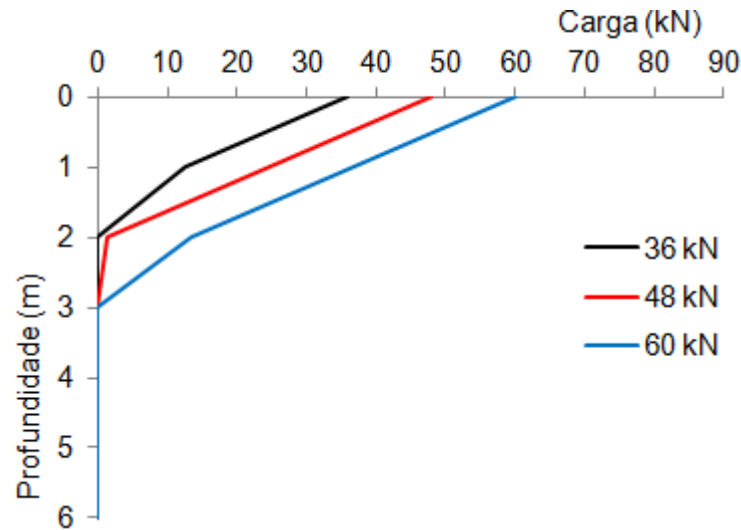
Fonte: o próprio autor (2017).

Novamente, as curvas dos ensaios apresentam maior resistência à solicitação do que as curvas dos reensaios. As curvas das estacas F (1, 2 e 3) apresentaram comportamento de ruptura nítida, para o qual não é possível manter a carga do ensaio em função dos recalques incessantes.

O descarregamento das provas de carga com pré-umedecimento apresentou uma tendência de comportamento diferente. Para melhor análise, foi feita a distribuição de resistência lateral ao longo do fuste das estacas F1 e F2, considerando as cargas aplicadas no carregamento realizado na prova de carga com pré-umedecimento, de acordo com as Figuras 37 e 38, respectivamente.

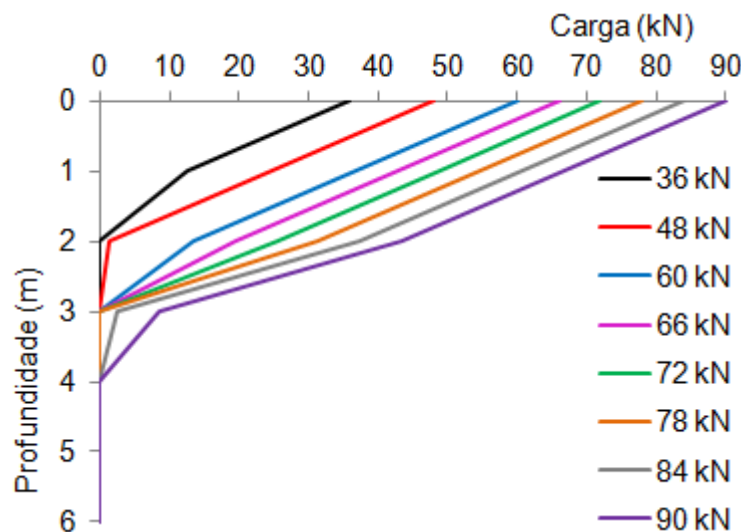
Para o cálculo da resistência lateral, optou-se por utilizar o método de Ranzini modificado por Peixoto em função da relação que este apresentou com a carga de ruptura nítida (a relação será apresentada no item 4.5). Como este método preconiza a utilização do torque máximo obtido através do SPT-T realizado na condição de umidade natural do solo, optou-se pela aplicação dos valores de torque mínimo para melhor representar a perda de resistência lateral do solo no pré-umedecimento.

Figura 37 – Distribuição da resistência lateral ao longo do fuste da estaca F1, na condição com pré-umedecimento do solo.



Fonte: o próprio autor (2017).

Figura 38 – Distribuição da resistência lateral ao longo do fuste da estaca F2, na condição com pré-umedecimento do solo.

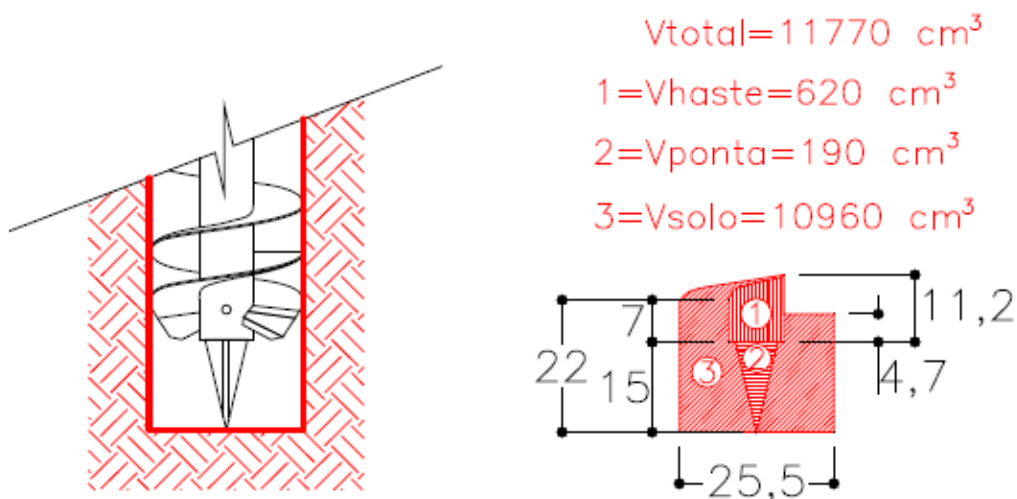


Fonte: o próprio autor (2017).

A máxima carga aplicada no reensaio da estaca F1 foi 60 kN, sendo resistida pelo atrito lateral até a profundidade de 3 m. Já na estaca F2, a carga máxima aplicada foi de 90 kN na qual foi resistida pelo atrito lateral até a profundidade de 4 m. Como nenhuma das cargas se distribuiu até a ponta da estaca, assume-se que não houve mobilização da resistência de ponta que pudesse justificar o comportamento observado nas curvas das estacas.

Branco (2006) obteve o volume de solo solto de 10960 cm³, depositado no fundo da escavação das estacas escavadas com trado mecânico de 25 cm de diâmetro. Tal volume foi compatível com o volume não retentivo do trado utilizado na escavação, de acordo com a Figura 39.

Figura 39 – Detalhe da ponta do trado de 25 cm de diâmetro e volumes não retentivos.



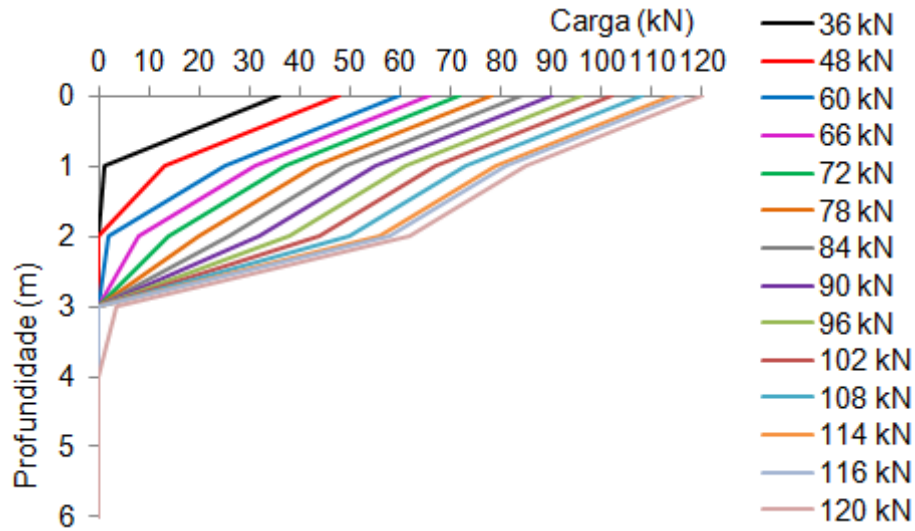
Fonte: Branco (2006).

Ao verificar os recalques devidos ao encurtamento elástico do fuste dados pelas áreas dos diagramas das Figuras 37 e 38, foram obtidos os valores de 0,09 mm para a carga de 60 kN e 0,18 mm para a carga de 90 kN. Calculando o recalque do solo pela Teoria da Elasticidade Linear, obtiveram-se os valores de 1,54 mm e 2,32 mm para as mesmas cargas, respectivamente.

O recalque total, referente à soma do recalque devido ao encurtamento elástico do fuste e devido ao recalque do solo, resultou em 1,63 mm para a carga de 60 kN e 2,50 mm para a carga de 90 kN. Tais resultados indicam que os recalques não ultrapassaram a altura de solo solto abaixo do trado, que corresponde a 22 cm segundo a Figura 39.

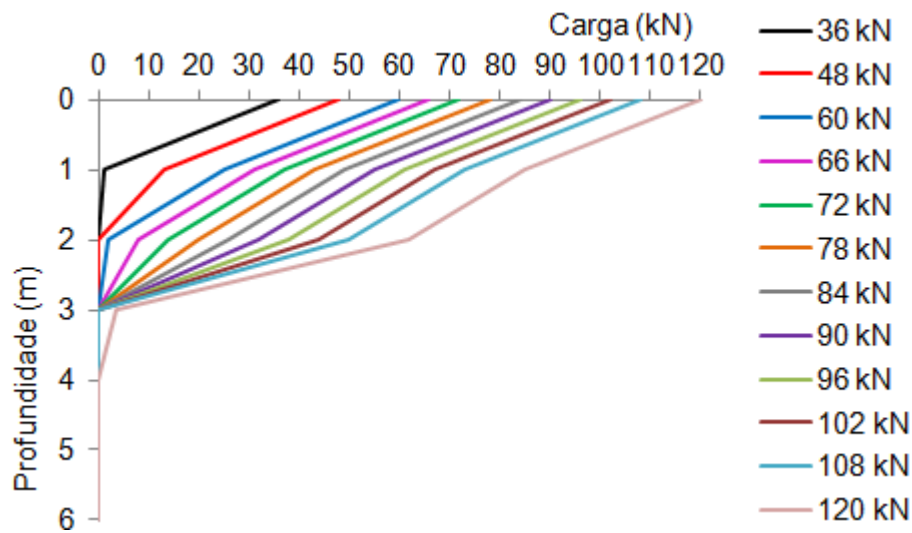
Para efeito comparativo, nas Figuras 40 e 41 são apresentadas as distribuições de resistência lateral ao longo do fuste das estacas F1 e F2, considerando as cargas aplicadas no carregamento realizado na prova de carga na condição de umidade natural. A resistência lateral foi calculada pelo método semi-empírico de Ranzini modificado por Peixoto com a aplicação dos valores de torque máximo, como determina o método. É possível verificar que o atrito lateral é mobilizado até o quarto metro de profundidade somente a partir da aplicação da carga de 120 kN. O recalque total esta carga resultou em 3,23 mm.

Figura 40 – Distribuição da resistência lateral ao longo do fuste da estaca F1, na condição de umidade natural do solo.



Fonte: o próprio autor (2017).

Figura 41 – Distribuição da resistência lateral ao longo do fuste da estaca F2, na condição de umidade natural do solo.



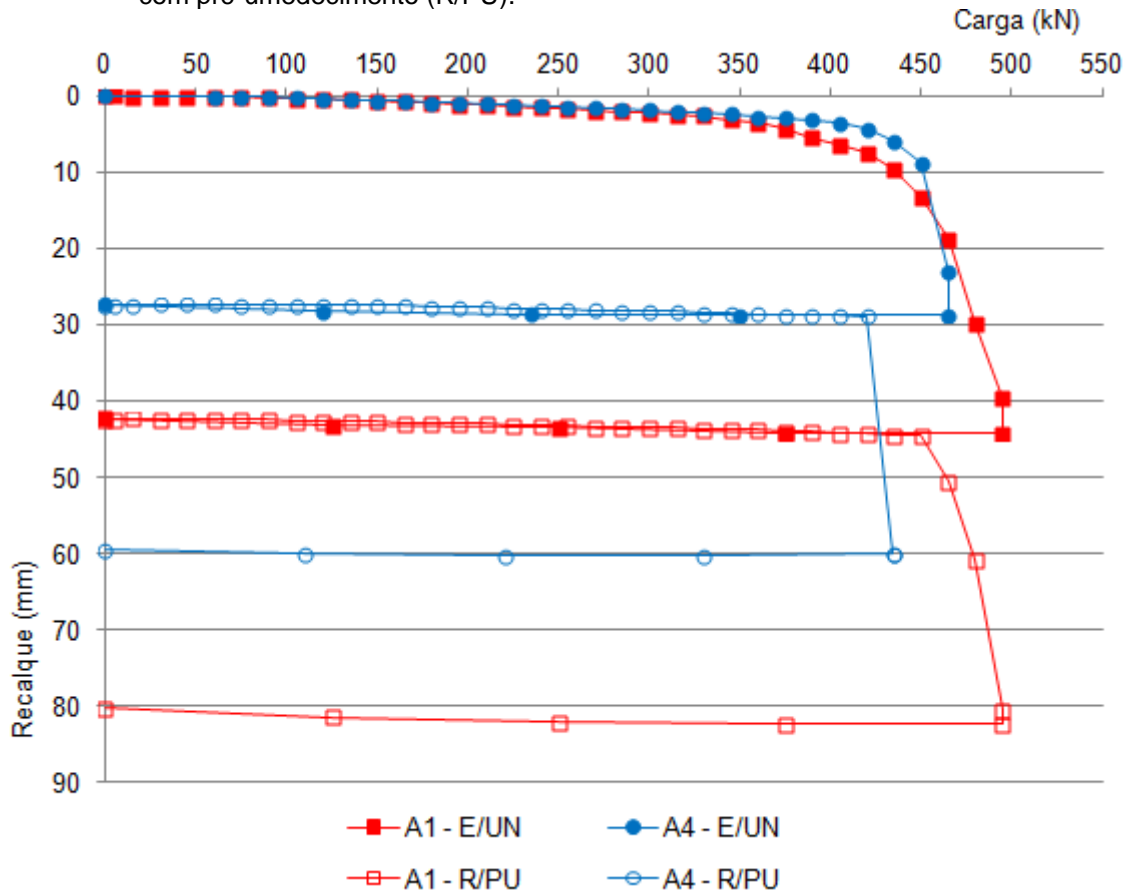
Fonte: o próprio autor (2017).

4.3.2 Estacas escavadas com trado mecânico

A Figura 42 representa as curvas carga-recalque obtidas para as estacas escavadas com trado mecânico de diâmetro 25 cm e profundidade 12 m, denominadas A1 e A4.

As curvas indicam os ensaios na condição de umidade natural e os reensaaios com o pré-umedecimento do solo.

Figura 42 – Curva carga-recalque das estacas A1 e A4 escavadas com trado mecânico de 25 cm de diâmetro e 12 m de profundidade, ensaiadas na umidade natural (E/UN) e reensaiadas com pré-umedecimento (R/PU).



Fonte: o próprio autor (2017).

Nestas provas de carga a situação observada com as curvas carga-recalque da estaca A1 foi diferente. O reensaio com pré-umedecimento não resultou na perda da carga de ruptura como aconteceu nas estacas apresentadas anteriormente. A estaca havia sido solicitada anteriormente por provas de carga dinâmica e esta condição contribuiu então para a mobilização da resistência de ponta e conseqüentemente para a maior resistência da estaca à solicitação.

Já para estaca A4, o efeito da inundação foi suficiente para reduzir a carga de ruptura embora esta também tenha sido ensaiada de maneira dinâmica previamente. A contribuição dos ensaios dinâmicos realizados previamente foi na redução dos recalques nos estágios iniciais das provas de carga estática.

A fase de descarregamento das provas de carga estática realizadas nestas estacas mostrou que quase todo o recalque no topo da estaca é permanente. E o reensaio com a inundação contribuiu para que o comportamento das estacas se mostrasse mais frágil, diminuindo os recalques e conduzindo a uma ruptura brusca.

Estas estacas resistiram a cargas mais elevadas quando comparadas com as estacas escavadas de 3 m e 6 m de profundidade, comprovando que o comprimento influencia na resistência e conseqüentemente na carga de ruptura das estacas.

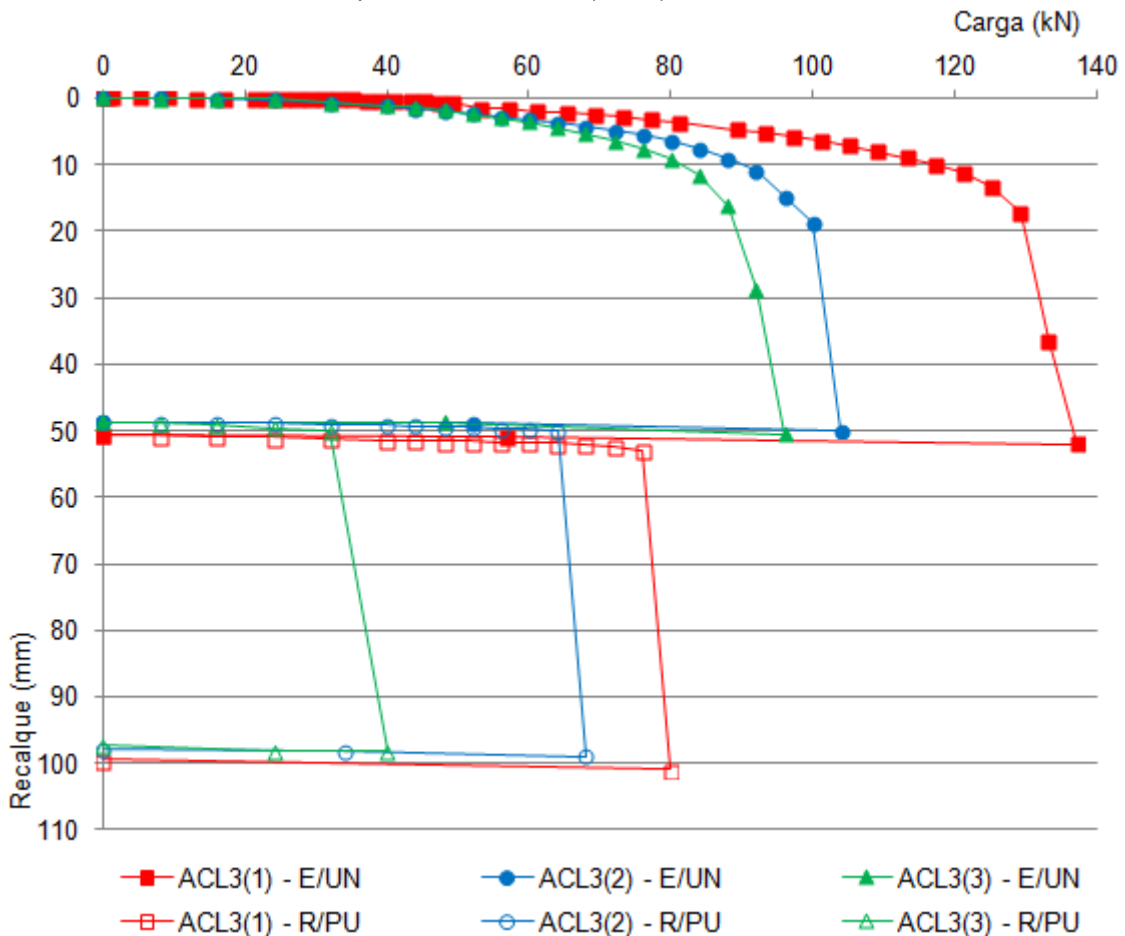
4.3.3 Estacas apiloadas

4.3.3.1 Diâmetro 20 cm e profundidade 3 m

A Figura 43 representa as curvas carga-recalque obtidas para as estacas apiloadas, com concreto lançado, de diâmetro 20 cm e profundidade 3 m, denominadas ACL3(1), ACL3(2) e ACL3(3).

As curvas indicam os ensaios na condição de umidade natural e os reensaiois com o pré-umedecimento do solo.

Figura 43 – Curvas carga-recalque das estacas ACL3 (1, 2 e 3) apiloadas, com concreto lançado, de 20 cm de diâmetro e 3 m de profundidade, ensaiadas na umidade natural (E/UN) e reensaioisadas com pré-umedecimento (R/PU).



Fonte: o próprio autor (2017).

O processo executivo das estacas apiloadas faz com que haja mobilização da resistência de ponta quando a estaca é solicitada pela prova de carga. Tal comportamento pode ser observado nas curvas carga-recalque mais abertas.

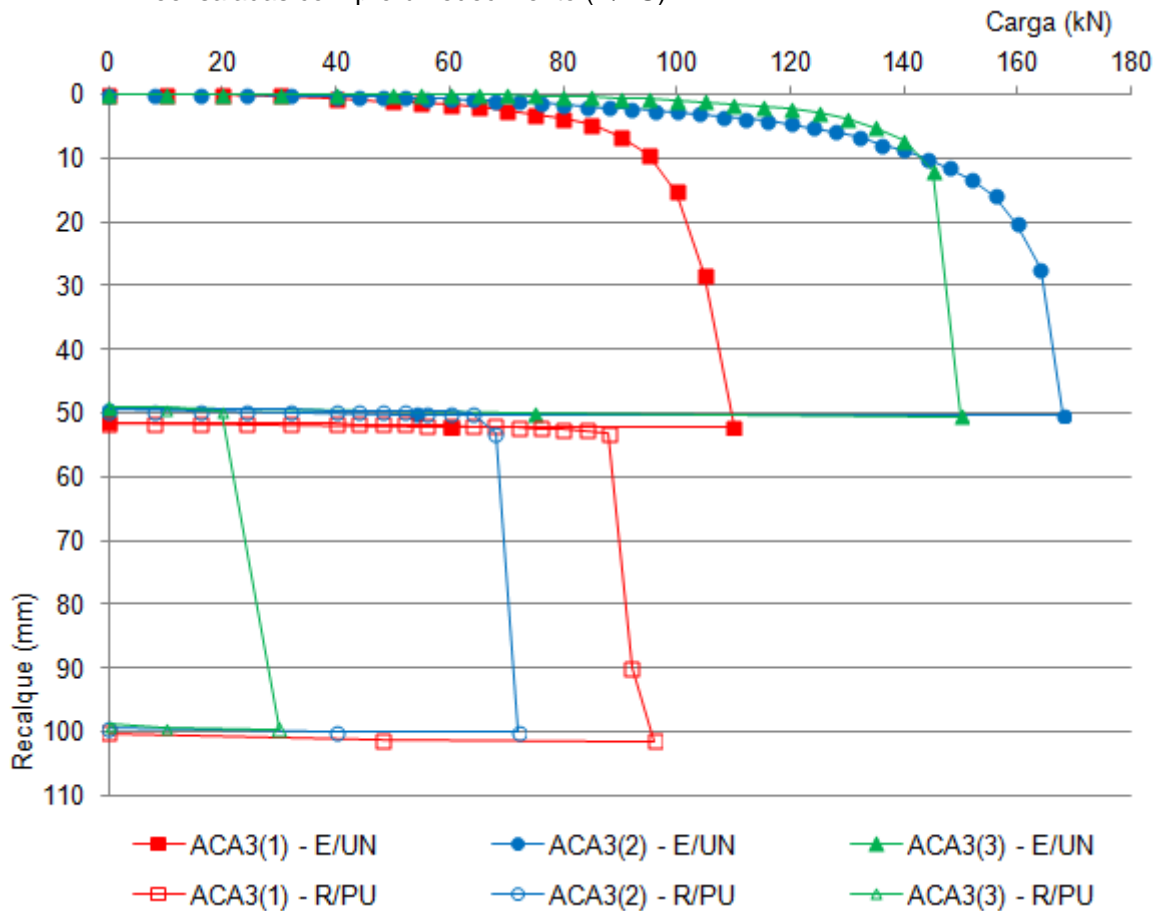
Novamente, houve redução de carga de ruptura na condição com pré-umedecimento do solo visto que em 3 m de profundidade. O aumento de grau de saturação contribuiu então para a perda da resistência do elemento de fundação, e as curvas apresentaram comportamento de ruptura nítida nos reensaiois.

A diferença entre as cargas máximas que cada estaca suportou no ensaio é justificado pela condição de umidade do solo, onde provavelmente o solo da estaca ACL3(3) encontrava-se mais seco e com uma sucção mais alta do que o solo da estaca ACL3(1) por exemplo.

A Figura 44 representa as curvas carga-recalque obtidas para as estacas apiloadas com concreto apiloado também de diâmetro 20 cm e profundidade 3 m, denominadas ACA3(1), ACA3(2) e ACA3(3).

As curvas indicam os ensaios na condição de umidade natural e os reensaiois com o pré-umedecimento do solo.

Figura 44 – Curvas carga-recalque das estacas ACA3 (1, 2 e 3) apiloadas com concreto apiloado, de 20 cm de diâmetro e 3 m de profundidade, ensaiadas na umidade natural (E/UN) e reensaiadas com pré-umedecimento (R/PU).



Fonte: o próprio autor (2017).

Da mesma maneira, as curvas das estacas apiloadas com apiloamento de concreto, de dimensões 20 cm de diâmetro e 3 m de profundidade também apresentaram menor resistência à solicitação da prova de carga na condição inundada.

Ao serem reensaiadas, as estacas resistiram a cargas diferentes, por exemplo, enquanto a estaca ACA3(3) resistiu na faixa de 20 kN, a estaca ACA3(1) resistiu quase 90 kN. Essa diferença pode ser resultado da condição de umidade do solo em que cada estaca estava na realização do reensaio. Um solo em uma condição mais seca perde mais resistência à solicitação ao ser pré-umedecido e conseqüentemente atinge uma menor carga de ruptura na prova de carga.

Analisando as curvas das estacas ACA3 (1, 2 e 3) da Figura 39 com as curvas das estacas ACL3 (1, 2 e 3) da Figura 38, verifica-se que o apiloamento do concreto contribuiu no ganho de resistência, permitindo a aplicação de cargas mais elevadas nas respectivas provas de carga. Conseqüentemente as estacas ACA3 (1,

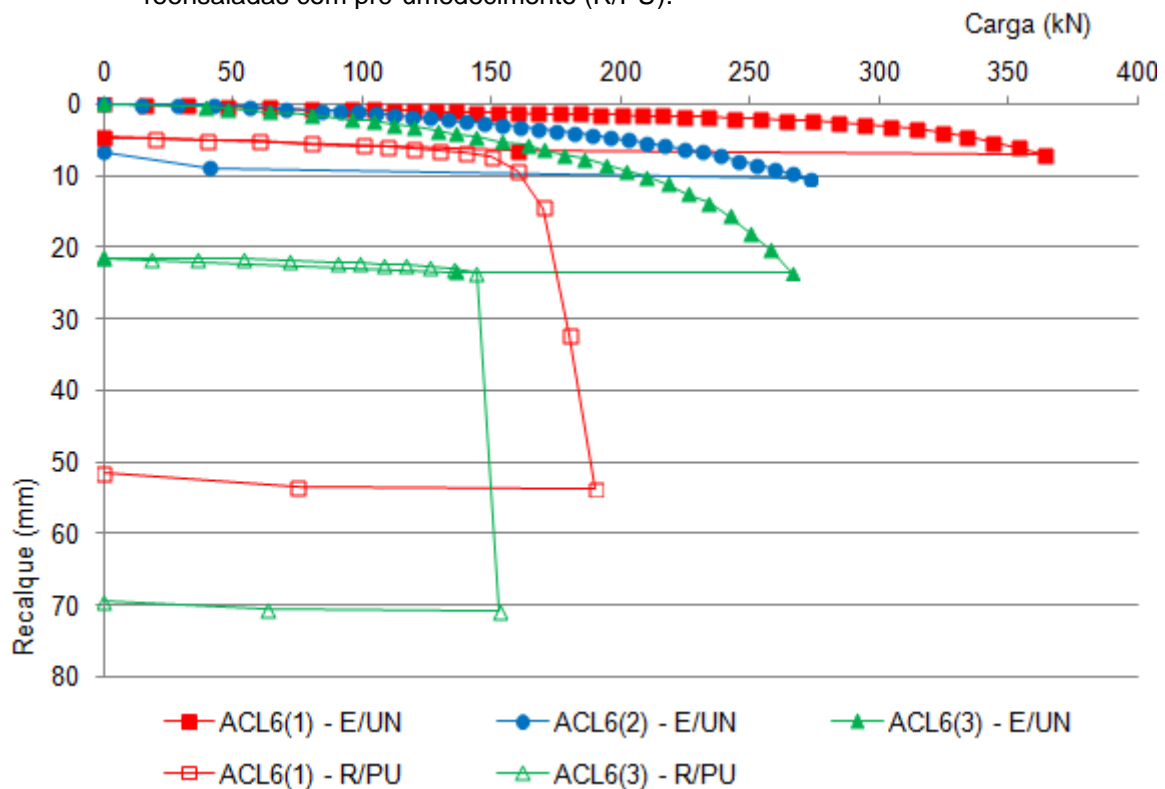
2 e 3) obtiveram cargas de ruptura mais altas que as estacas ACL3 (1, 2 e 3) executadas com concreto lançado.

4.3.3.2 Diâmetro 20 cm e profundidade 6 m

A Figura 45 representa as curvas carga-recalque obtidas para as estacas apiloadas, com concreto lançado, de diâmetro 20 cm e profundidade 6 m, denominadas ACL6(1), ACL6(2) e ACL6(3).

As curvas indicam os ensaios na condição de umidade natural e os reensaio com o pré-umedecimento do solo para as estacas ACL6(1) e ACL6(3).

Figura 45 – Curvas carga-recalque das estacas ACL6 (1, 2 e 3) apiloadas com concreto lançado de 20 cm de diâmetro e 6 m de profundidade, ensaiadas na umidade natural (E/UN) e reensaiadas com pré-umedecimento (R/PU).



Fonte: o próprio autor (2017).

As estacas ao serem submetidas no ensaio na umidade natural do solo suportaram grandes cargas, da ordem de 250 kN a 350 kN, e apresentaram pequena variação de recalque e por conta disso o ensaio foi interrompido.

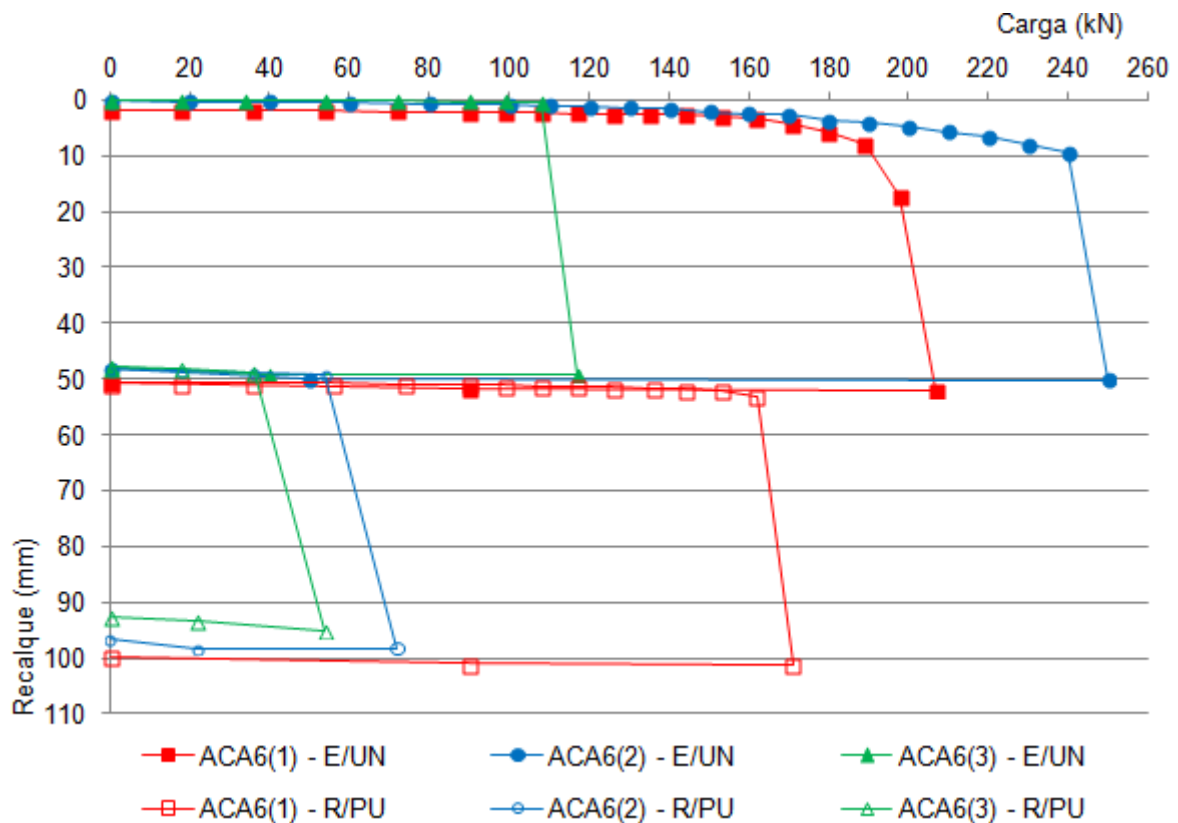
Quando reensaiadas com pré-umedecimento, os recalques foram mais significativos. As curvas apresentaram, portanto comportamento de ruptura nítida

tendo em vista que houve perda da carga de ruptura em função do aumento do grau de saturação.

A Figura 46 representa as curvas carga-recalque obtidas para as estacas apiloadas com concreto apilado também de diâmetro 20 cm e profundidade 6 m, denominadas ACA6(1), ACA6(2) e ACA6(3).

As curvas indicam os ensaios na condição de umidade natural e os reensaio com o pré-umedecimento do solo.

Figura 46 – Curvas carga-recalque das estacas ACA6 (1, 2 e 3) apiloadas com concreto apilado de 20 cm de diâmetro e 6 m de profundidade, ensaiadas na umidade natural (E/UN) e reensaioadas com pré-umedecimento (R/PU).



Fonte: o próprio autor (2017).

As curvas das três estacas mostraram comportamentos semelhantes no ensaio realizado na umidade natural e também no reensaio com pré-umedecimento do solo. Como esperado, o solo sofreu colapso com o aumento do grau de saturação e devido a isso as estacas resistiram à cargas menores e as curvas apresentaram ruptura nítida com recalques incessantes.

Analisando as curvas provenientes da condição de não inundação do solo entre as estacas ACL6 (1, 2 e 3) e ACA6 (1, 2 e 3), as primeiras apresentaram comportamento diferente, suportando maiores cargas, com recalques reduzidos.

Além disso, o formato das curvas foi mais aberto, dificultando a interpretação dos resultados. As curvas das estacas executadas com apiloamento de concreto apresentaram um formato mais semelhante ao da ruptura física, com recalques mais expressivos.

4.3.4 Comentários sobre o comportamento das curvas carga-recalque

As curvas carga-recalque apresentadas mostraram tendência de comportamento condizente com o esperado. Nas estacas escavadas com trado manual e mecânico, as curvas apresentaram formato típico de estacas flutuantes, ou seja, aquelas com predominância de resistência lateral e os deslocamentos na fase do carregamento até a carga próxima à da ruptura foram pequenos.

Entre as estacas escavadas, as que possuem menores dimensões (diâmetro e comprimento) resistiram a cargas menores na prova de carga, apresentando, portanto, menores cargas de ruptura. Ao comparar as estacas de mesmo comprimento, porém de diâmetros diferentes, nota-se que os menores diâmetros correspondem às menores cargas de ruptura. Sendo assim, as dimensões da estaca influenciam na sua capacidade de resistir às solicitações impostas pela prova de carga e conseqüentemente aos carregamentos provenientes das edificações.

As estacas apiloadas, por sua vez, apresentaram comportamento semelhante ao de estacas de ponta, onde a carga de ruptura do elemento de fundação é atingida quando da mobilização da resistência de ponta. Sendo assim, as curvas apresentaram formato mais aberto, suportando cargas maiores na prova de carga quando comparadas às estacas escavadas com trado manual de mesmo diâmetro (20 cm) e comprimento (3 m e 6 m).

Com exceção das curvas do ensaio na umidade natural do solo da Figura 43, em que não foi possível caracterizar a ruptura na prova de carga, a maioria das outras estacas apresentaram curvas com ruptura nítida, caracterizada pela grande variação de recalque para uma determinada carga aplicada na prova de carga.

Apesar das curvas apresentarem em sua maioria ruptura nítida, foi considerada a aplicação dos critérios de ruptura física e convencional para

verificação destes critérios no solo de Londrina quando por alguma eventualidade a prova de carga não atingir a ruptura.

Por fim, de maneira geral as estacas submetidas a provas de carga, aqui analisadas, atingiram recalques máximos na ordem de 50 mm (em função da limitação dos relógios comparadores), com exceção de algumas estacas que apresentaram recalques na ordem entre 20 e 40 mm. A fase de descarregamento das estacas mostrou que o recalque resultou praticamente permanente, ou seja, com pouca variação do início ao fim do descarregamento.

Somente nas estacas F1, F2 e F3 escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro e 6 m de comprimento, as curvas da condição com pré-umedecimento do solo apresentaram um comportamento diferente na fase do descarregamento, mostrando uma possível restituição da estaca, visto que as medidas de recalque foram realizadas no topo. Tal comportamento merece atenção e deve ser estudado com melhor detalhamento.

4.4 CARGAS DE RUPTURA GEOTÉCNICA OBTIDAS PELOS CRITÉRIOS DE RUPTURA FÍSICA, CONVENCIONAL E NÍTIDA

As cargas de ruptura obtidas pelos critérios de ruptura física e convencional serão apresentadas a seguir. Visto que as curvas apresentaram, em sua maioria, formato de ruptura nítida, determinou-se também os valores das cargas de ruptura referentes à esta condição e os resultados também estão expostos nos itens 4.4.1 a 4.4.3.

4.4.1 Estacas escavadas com trado manual

4.4.1.1 Diâmetro 20 cm e profundidade 3 m

A Tabela 29 apresenta as cargas de ruptura obtidas pelos critérios de ruptura física, convencional e nítida das estacas escavadas com trado manual de 20 cm de diâmetro e 3 m de comprimento, ensaiadas na umidade natural (E/UN) e reensaiadas com pré-umedecimento do solo (R/PU). Também são apresentados os valores médios, o desvio padrão e o coeficiente de variação dos valores de carga de ruptura do ensaio e reensaio.

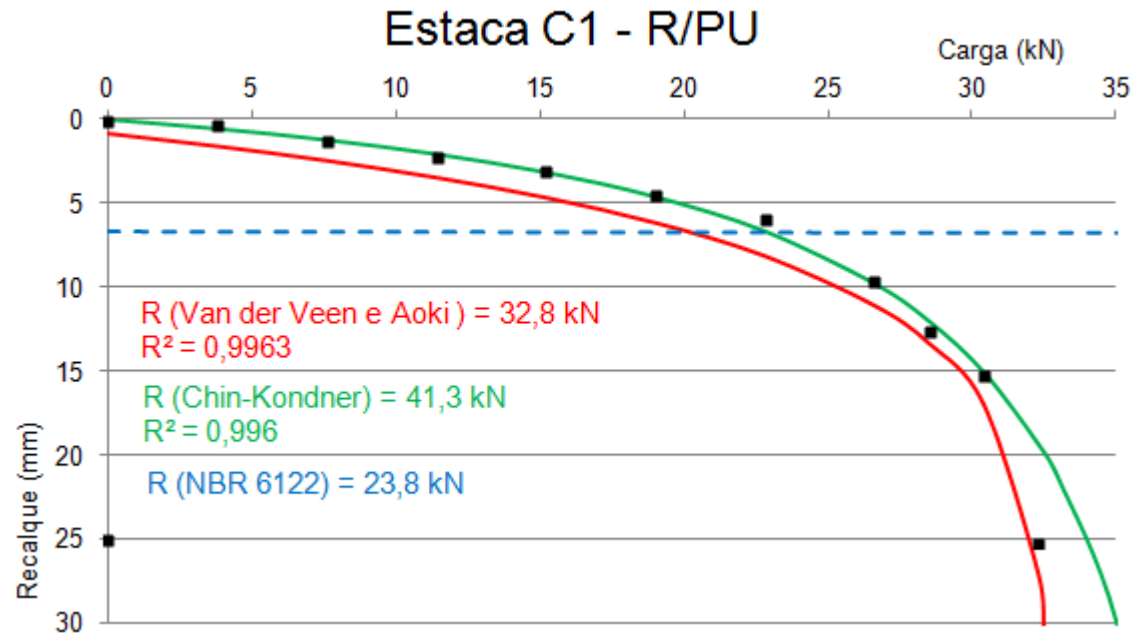
Tabela 29 – Cargas de ruptura obtidas pelos critérios de extrapolação da curva carga-recalque e pela ruptura nítida, para as estacas escavadas com trado manual de 20 cm de diâmetro e 3 m profundidade, ensaiadas na umidade natural e reensaiadas com pré-umedecimento do solo.

Critérios	Cargas de ruptura (kN)						E/UN			R/PU		
	Estaca C1		Estaca C2		Estaca C3		Média (kN)	DP (kN)	CV (%)	Média (kN)	DP (kN)	CV (%)
	E/UN	R/PU	E/UN	R/PU	E/UN	R/PU						
Van der Veen e Aoki	33,0	32,8	29,0	11,5	33,2	24,7	31,7	2,4	7	23,0	10,8	57
Chin-Kondner	48,1	41,3	38,9	13,2	38,5	25,4	41,8	5,4	13	26,6	14,1	53
NBR 6122	36,3	23,8	33,0	8,0	31,9	13,7	33,7	2,3	7	15,2	8,0	53
Ruptura nítida	38,0	-	31,0	8,0	32,0	16,0	33,7	3,8	11	12,0	5,7	47

Fonte: o próprio autor (2017).

Como exemplo, será apresentada a curva carga-recalque da estaca C1 – R/PU com os ajustes de Van der Veen e Aoki, Chin-Kondner e a reta da NBR 6122 na Figura 47.

Figura 47 – Curva carga recalque da estaca C1 – R/PU com o ajuste dos pontos por Van der Veen modificado por Aoki, Chin-Kondner e reta da NBR 6122.



Fonte: o próprio autor (2017).

A Tabela 30 apresenta as cargas de ruptura obtidas pelos critérios de ruptura física, convencional e nítida das estacas escavadas com trado manual de 20 cm de diâmetro e 3 m de comprimento, ensaiadas com pré-umedecimento (E/PU) e reensaiadas na umidade natural do solo (R/UN). Também são apresentados os valores médios, o desvio padrão e o coeficiente de variação dos valores de carga de ruptura do ensaio e reensaio.

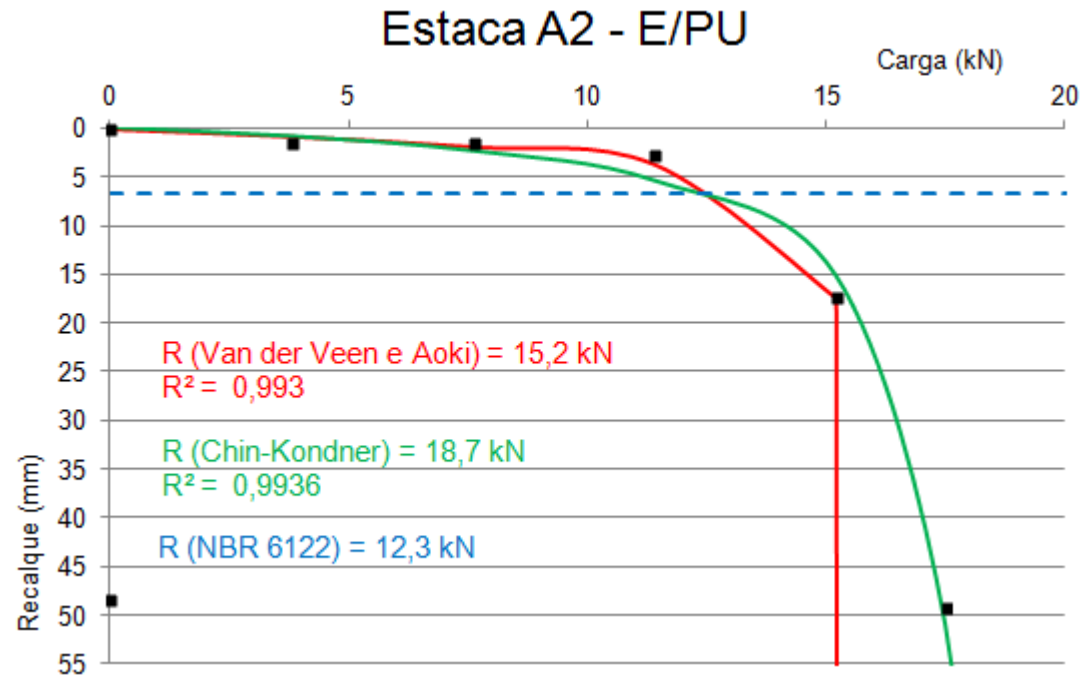
Tabela 30 – Cargas de ruptura obtidas pelos critérios de extrapolação da curva carga-recalque e pela ruptura nítida, para as estacas escavadas com trado manual de 20 cm de diâmetro e 3 m profundidade, ensaiadas com pré-umedecimento e reensaiadas na umidade natural do solo.

Critérios	Cargas de ruptura (kN)						E/PU			R/UN		
	Estaca A1		Estaca A2		Estaca A3		Média (kN)	DP (kN)	CV (%)	Média (kN)	DP (kN)	CV (%)
	E/PU	R/UN	E/PU	R/UN	E/PU	R/UN						
Van der Veen e Aoki	17,0	27,0	15,2	15,7	20,0	15,3	17,4	2,4	14	19,3	6,6	34
Chin-Kondner	25,5	32,3	18,7	19,2	20,2	16,1	21,5	3,6	17	22,5	8,6	38
NBR 6122	8,5	22,3	12,3	15,6	12,2	12,0	11,0	2,2	20	16,6	5,2	31
Ruptura nítida	7,8	23,0	11,5	15,2	11,5	11,5	10,3	2,1	21	16,6	5,9	35

Fonte: o próprio autor (2017).

Como exemplo, será apresentada a curva carga-recalque da estaca A2 – E/PU com os ajustes de Van der Veen e Aoki, Chin-Kondner e a reta da NBR 6122 na Figura 48.

Figura 48 – Curva carga recalque da estaca A2 – E/PU com o ajuste dos pontos por Van der Veen modificado por Aoki, Chin-Kondner e reta da NBR 6122.



Fonte: o próprio autor (2017).

4.4.1.2 Diâmetro 20 cm e profundidade 6 m

A Tabela 31 apresenta as cargas de ruptura obtidas pelos critérios de ruptura física, convencional e nítida das estacas escavadas com trado manual de 20 cm de diâmetro e 6 m de comprimento, ensaiadas na umidade natural (E/UN) e reensaiadas com pré-umedecimento do solo (R/PU). Também são apresentados os valores médios, o desvio padrão e o coeficiente de variação dos valores de carga de ruptura do ensaio e reensaio.

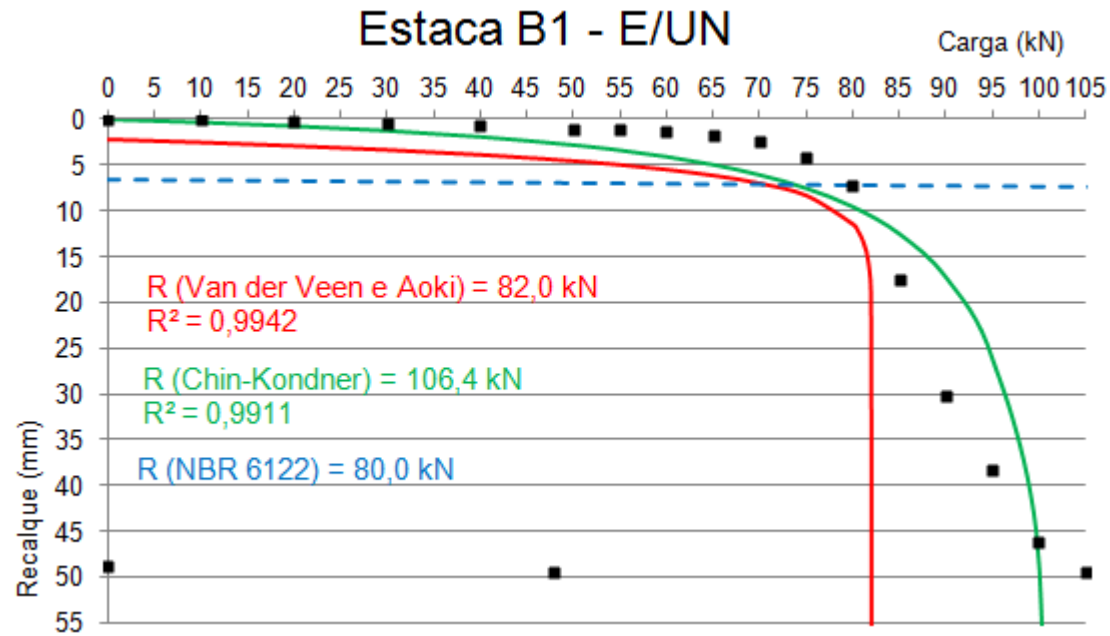
Tabela 31 – Cargas de ruptura obtidas pelos critérios de extrapolação da curva carga-recalque e pela ruptura nítida, para as estacas escavadas com trado manual de 20 cm de diâmetro e 6 m de profundidade.

Critérios	Cargas de ruptura (kN)					E/UN			R/PU		
	Estaca B1		Estaca B2		Estaca B3	Média (kN)	DP (kN)	CV (%)	Média (kN)	DP (kN)	CV (%)
	E/UN	R/PU	E/UN	R/PU	E/UN						
Van der Veen e Aoki	82,0	21,0	97,8	21,0	103,0	94,3	10,9	12	21,0	0,0	0
Chin-Kondner	106,4	34,4	109,9	31,9	112,4	109,6	3,0	3	33,2	1,8	5
NBR 6122	80,0	13,5	91,0	17,0	89,5	86,8	6,0	7	15,3	2,5	16
Ruptura nítida	75,0	10,0	88,0	16,0	94,0	85,7	9,7	11	13	4,2	33

Fonte: o próprio autor (2017).

Como exemplo, será apresentada a curva carga-recalque da estaca B1 – E/UN com os ajustes de Van der Veen e Aoki, Chin-Kondner e a reta da NBR 6122 na Figura 49.

Figura 49 – Curva carga recalque da estaca B1 – E/UN com o ajuste dos pontos por Van der Veen modificado por Aoki, Chin-Kondner e reta da NBR 6122.



Fonte: o próprio autor (2017).

4.4.1.3 Diâmetro 25 cm e profundidade 3 m

A Tabela 32 apresenta as cargas de ruptura obtidas pelos critérios de ruptura física, convencional e nítida das estacas escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro e 3 m de comprimento, ensaiadas na umidade natural (E/UN) e reensaiadas com pré-umedecimento do solo (R/PU). Também são apresentados os valores médios, o desvio padrão e o coeficiente de variação dos valores de carga de ruptura do ensaio e reensaio.

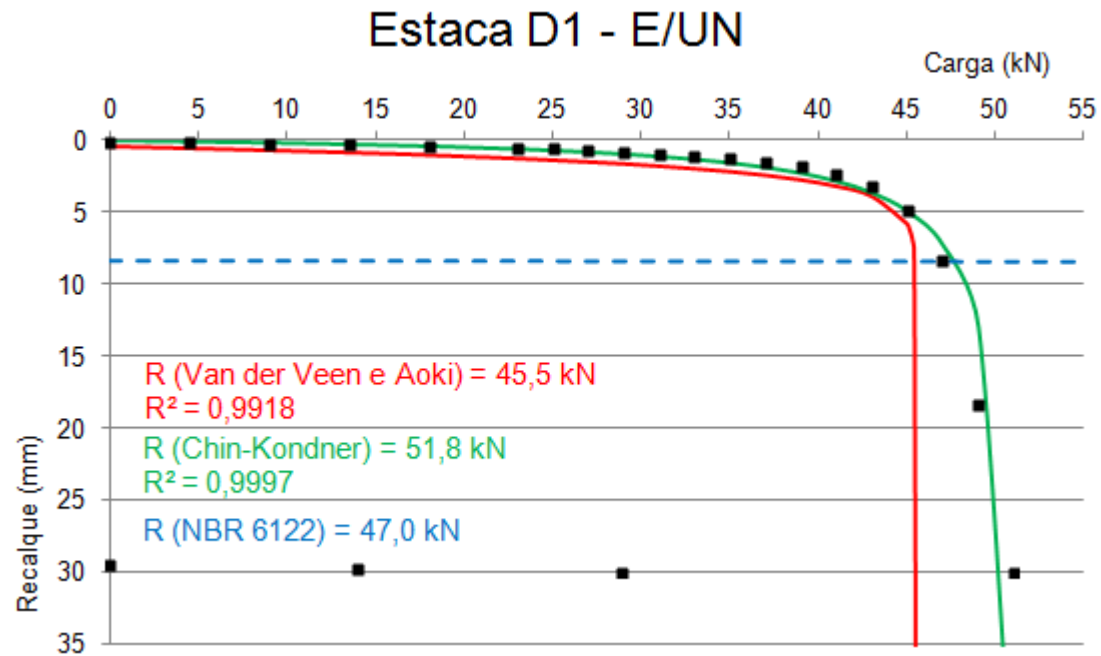
Tabela 32 – Cargas de ruptura obtidas pelos critérios de extrapolação da curva carga-recalque e pela ruptura nítida, para as estacas escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro e 3 m profundidade, ensaiada na umidade natural e reensaiadas com pré-umedecimento do solo.

Critérios	Cargas de ruptura (kN)						E/UN			R/PU		
	Estaca D1		Estaca D2		Estaca D3		Média (kN)	DP (kN)	CV (%)	Média (kN)	DP (kN)	CV (%)
	E/UN	R/PU	E/UN	R/PU	E/UN	R/PU						
Van der Veen e Aoki	45,5	35,0	50,5	22,0	31,3	21,5	42,4	10,0	23	26,2	7,7	29
Chin-Kondner	51,8	33,7	59,9	22,7	38,2	22,5	50,0	11,0	22	26,3	6,4	24
NBR 6122	47,0	29,3	57,5	19,0	31,1	19,0	45,2	13,3	29	22,4	5,9	27
Ruptura nítida	45,0	28,5	57,0	18,0	29,0	18,0	43,7	14,0	32	21,5	6,1	28

Fonte: o próprio autor (2017).

Como exemplo, será apresentada a curva carga-recalque da estaca D1 – E/UN com os ajustes de Van der Veen e Aoki, Chin-Kondner e a reta da NBR 6122 na Figura 50.

Figura 50 – Curva carga recalque da estaca D1 – E/UN com o ajuste dos pontos por Van der Veen modificado por Aoki, Chin-Kondner e reta da NBR 6122.



Fonte: o próprio autor (2017).

A Tabela 33 apresenta as cargas de ruptura obtidas pelos critérios de ruptura física, convencional e nítida das estacas escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro e 3 m de comprimento, ensaiadas com pré-umedecimento (E/PU) e reensaiadas na umidade natural do solo (R/UN). Também são apresentados os valores médios, o desvio padrão e o coeficiente de variação dos valores de carga de ruptura do ensaio e reensaio.

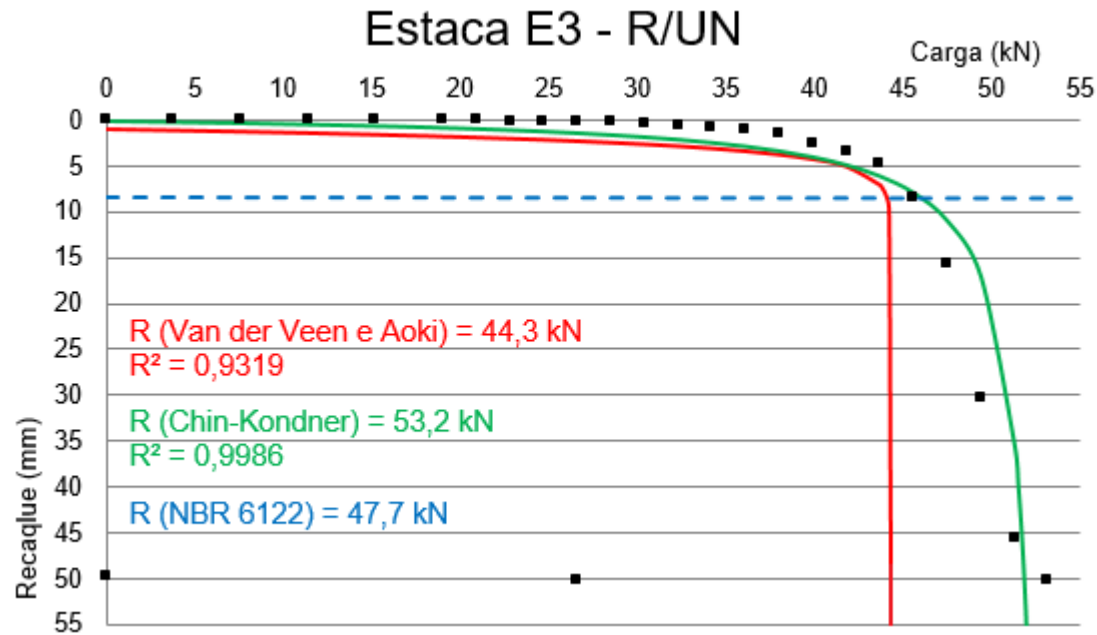
Tabela 33 – Cargas de ruptura obtidas pelos critérios de extrapolação da curva carga-recalque e pela ruptura nítida, para as estacas escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro e 3 m profundidade, ensaiada com pré-umedecimento e reensaiadas na umidade natural do solo.

Critérios	Cargas de ruptura (kN)					E/PU			R/UN		
	Estaca E1		Estaca E2	Estaca E3		Média (kN)	DP (kN)	CV (%)	Média (kN)	DP (kN)	CV (%)
	E/PU	R/UN	E/PU	E/PU	R/UN						
Van der Veen e Aoki	24,3	30,5	16,1	16,2	44,3	18,9	4,7	25	37,4	9,8	26
Chin-Kondner	31,7	32,6	21,1	21,1	53,2	24,6	6,1	25	42,9	14,6	34
NBR 6122	20,0	29,8	10,0	13,4	47,7	14,5	5,1	35	38,8	12,7	33
Ruptura nítida	21,0	30,0	9,0	20,0	46,0	16,7	6,7	40	38,0	11,3	30

Fonte: o próprio autor (2017).

Como exemplo, será apresentada a curva carga-recalque da estaca E3 – R/UN com os ajustes de Van der Veen e Aoki, Chin-Kondner e a reta da NBR 6122 na Figura 51.

Figura 51 – Curva carga recalque da estaca E3 – R/UN com o ajuste dos pontos por Van der Veen modificado por Aoki, Chin-Kondner e reta da NBR 6122.



Fonte: o próprio autor (2017).

4.4.1.4 Diâmetro 25 cm e profundidade 6 m

A Tabela 34 apresenta as cargas de ruptura obtidas pelos critérios de ruptura física, convencional e nítida das estacas escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro e 6 m de comprimento, ensaiadas na umidade natural (E/UN) e reensaiadas com pré-umedecimento do solo (R/PU). Também são apresentados os valores médios, o desvio padrão e o coeficiente de variação dos valores de carga de ruptura do ensaio e reensaio.

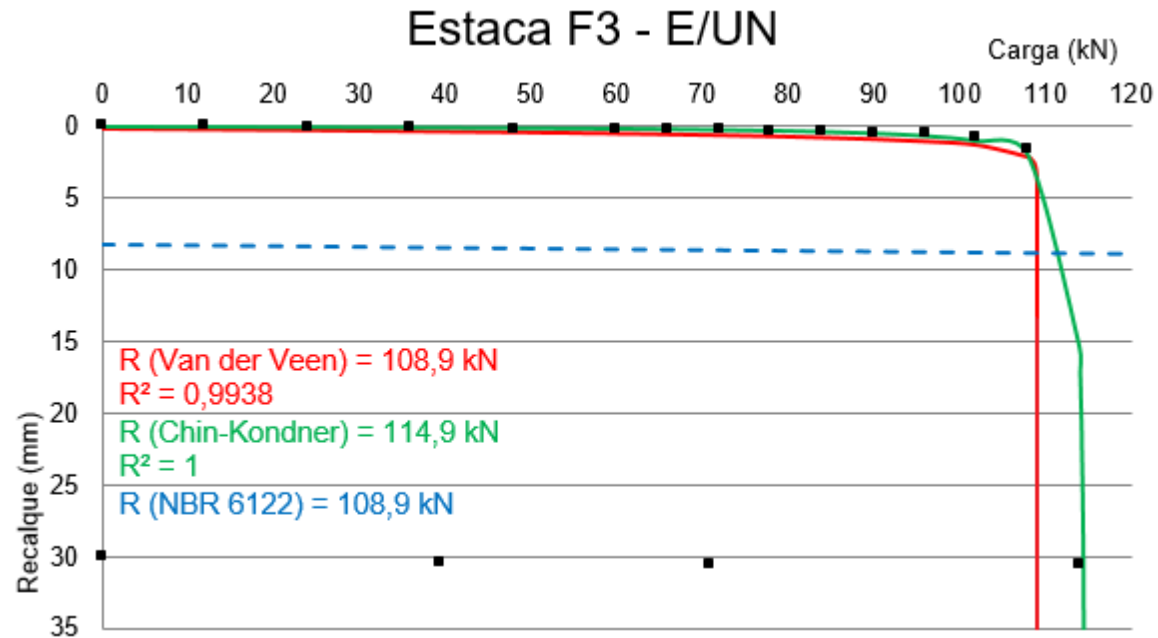
Tabela 34 – Cargas de ruptura obtidas pelos critérios de extrapolação da curva carga-recalque e pela ruptura nítida, para as estacas escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro e 6 m profundidade.

Critérios	Cargas de ruptura (kN)						E/UN			R/PU		
	Estaca F1		Estaca F2		Estaca F3		Média (kN)	DP (kN)	CV (%)	Média (kN)	DP (kN)	CV (%)
	E/UN	R/PU	E/UN	R/PU	E/UN	R/PU						
Van der Veen e Aoki	117,9	52,0	108,7	87,3	108,9	75,8	111,8	5,3	5	71,7	18,0	25
Chin-Kondner	120,5	59,9	123,5	90,1	114,9	78,1	119,6	4,4	4	76,0	15,2	20
NBR 6122	115,0	40,0	107,0	85,0	109,0	77,0	110,3	4,2	4	67,3	24,0	36
Ruptura nítida	114,0	36,0	103,0	84,0	107,0	72,0	108,0	5,6	5	64,0	25,0	39

Fonte: o próprio autor (2017).

Como exemplo, será apresentada a curva carga-recalque da estaca F3 – E/UN com os ajustes de Van der Veen e Aoki, Chin-Kondner e a reta da NBR 6122 na Figura 52.

Figura 52 – Curva carga recalque da estaca F3 – E/UN com o ajuste dos pontos por Van der Veen modificado por Aoki, Chin-Kondner e reta da NBR 6122.



Fonte: o próprio autor (2017).

4.4.2 Estacas escavadas com trado mecânico

A Tabela 35 apresenta as cargas de ruptura obtidas pelos critérios de ruptura física, convencional e nítida das estacas escavadas com trado mecânico de 25 cm de diâmetro e 12 m de comprimento, ensaiadas na umidade natural (E/UN) e reensaiadas com pré-umedecimento do solo (R/PU). Também são apresentados os valores médios, o desvio padrão e o coeficiente de variação dos valores de carga de ruptura do ensaio e reensaio.

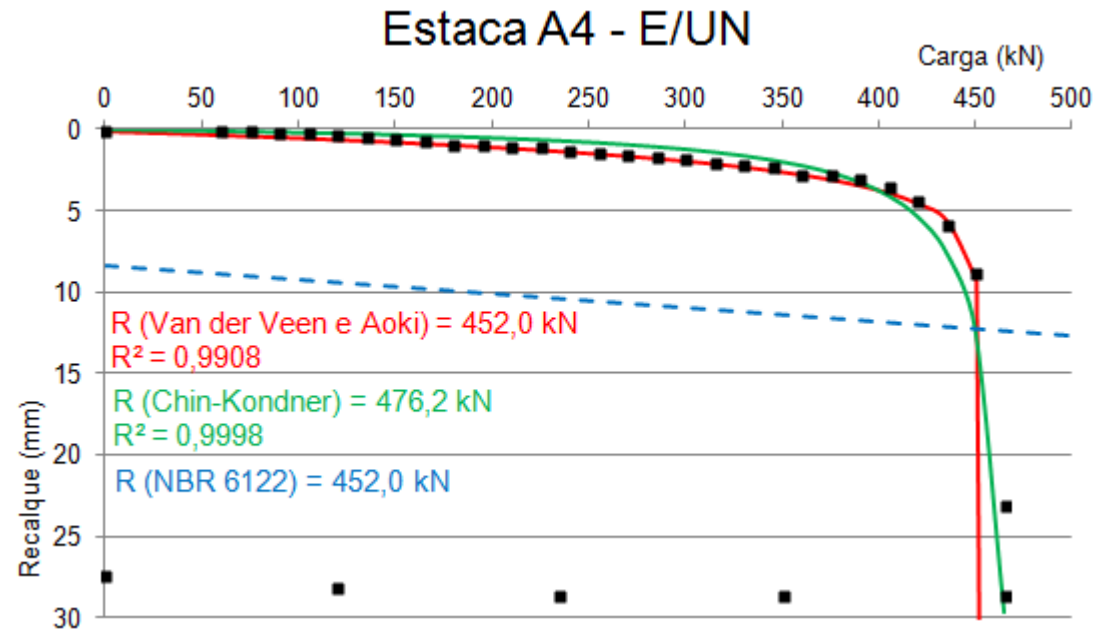
Tabela 35 – Cargas de ruptura obtidas pelos critérios de extrapolação da curva carga-recalque e pela ruptura nítida, para as estacas escavadas com trado mecânico de 25 cm de diâmetro e 12 m profundidade.

Critérios	Cargas de ruptura (kN)				E/UN			R/PU		
	Estaca A1		Estaca A4		Média (kN)	DP (kN)	CV (%)	Média (kN)	DP (kN)	CV (%)
	E/UN	R/PU	E/UN	R/PU						
Van der Veen e Aoki	462,0	487,0	452,0	467,0	457,0	7,1	2	477,0	14,1	3
Chin-Kondner	500,0	500,0	476,2	434,8	488,1	16,8	3	467,4	46,1	10
NBR 6122	447,0	471,0	452,0	422,0	449,5	3,5	1	446,5	34,6	8
Ruptura nítida	430,0	451,0	450,0	420,0	440,0	14,1	3	435,5	21,9	5

Fonte: o próprio autor (2017).

Como exemplo, será apresentada a curva carga-recalque da estaca A4 – E/UN com os ajustes de Van der Veen e Aoki, Chin-Kondner e a reta da NBR 6122 na Figura 53.

Figura 53 – Curva carga recalque da estaca A4 – E/UN com o ajuste dos pontos por Van der Veen modificado por Aoki, Chin-Kondner e reta da NBR 6122.



Fonte: o próprio autor (2017).

4.4.3 Estacas apiloadas

A Tabela 36 apresenta as cargas de ruptura obtidas pelos critérios de ruptura física, convencional e nítida das estacas apiloadas de 20 cm de diâmetro e 3 m de comprimento, executadas com lançamento de concreto, ensaiadas na umidade natural (E/UN) e reensaiadas com pré-umedecimento do solo (R/PU). Também são apresentados os valores médios, o desvio padrão e o coeficiente de variação dos valores de carga de ruptura do ensaio e reensaio.

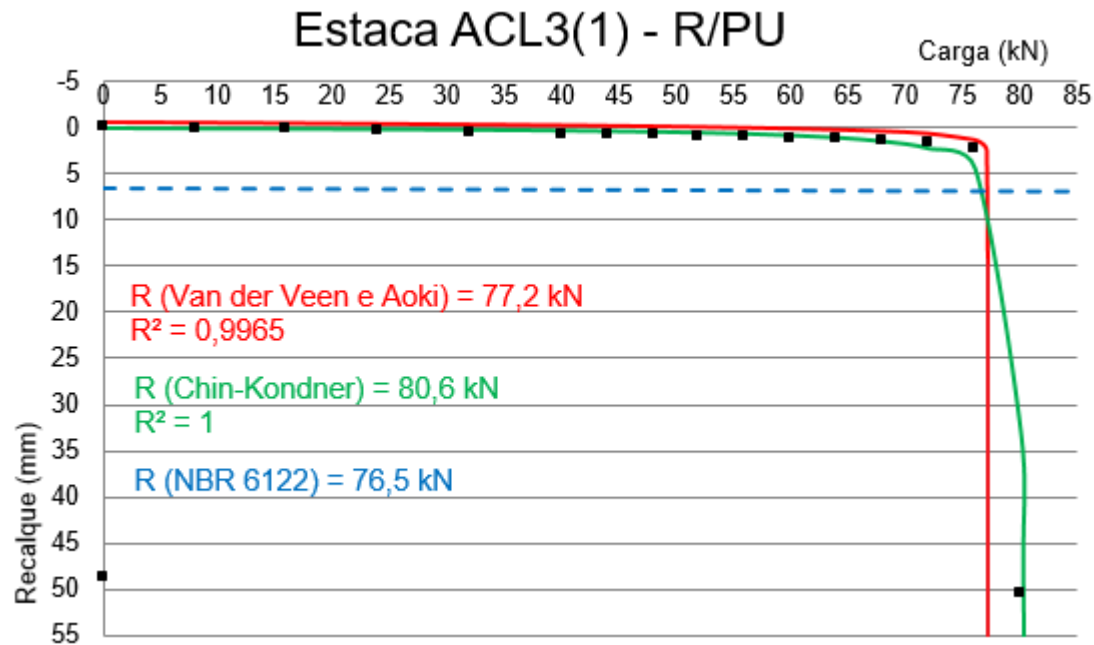
Tabela 36 – Cargas de ruptura obtidas pelos critérios de extrapolação da curva carga-recalque e pela ruptura nítida, para as estacas apiloadas de 20 cm de diâmetro e 3 m profundidade, executadas com lançamento de concreto.

Critérios	Cargas de ruptura (kN)						E/UN			R/PU		
	Estaca ACL3(1)		Estaca ACL3(2)		Estaca ACL3(3)		Média (kN)	DP (kN)	CV (%)	Média (kN)	DP (kN)	CV (%)
	E/UN	R/PU	E/UN	R/PU	E/UN	R/PU						
Van der Veen e Aoki	132,0	77,2	101,5	66,2	92,3	38,0	108,6	20,8	19	60,5	20,2	33
Chin-Kondner	144,9	80,6	109,9	68,0	100,0	40,5	118,3	23,6	20	63,0	20,5	33
NBR 6122	105,0	76,5	82,0	65,9	74,0	33,5	87,0	16,1	18	58,6	22,4	38
Ruptura nítida	123,0	76,0	97,0	64,0	86,0	33,0	102,0	19,0	19	57,7	22,2	38

Fonte: o próprio autor (2017).

Como exemplo, será apresentada a curva carga-recalque da estaca ACL3(1) – R/PU com os ajustes de Van der Veen e Aoki, Chin-Kondner e a reta da NBR 6122 na Figura 54.

Figura 54 – Curva carga recalque da estaca ACL3(1) – R/PU com o ajuste dos pontos por Van der Veen modificado por Aoki, Chin-Kondner e reta da NBR 6122.



Fonte: o próprio autor (2017).

A Tabela 37 apresenta as cargas de ruptura obtidas pelos critérios de ruptura física, convencional e nítida das estacas apiloadas de 20 cm de diâmetro e 3 m de comprimento, executadas com apiloamento de concreto, ensaiadas na umidade natural (E/UN) e reensaiadas com pré-umedecimento do solo (R/PU). Também são apresentados os valores médios, o desvio padrão e o coeficiente de variação dos valores de carga de ruptura do ensaio e reensaio.

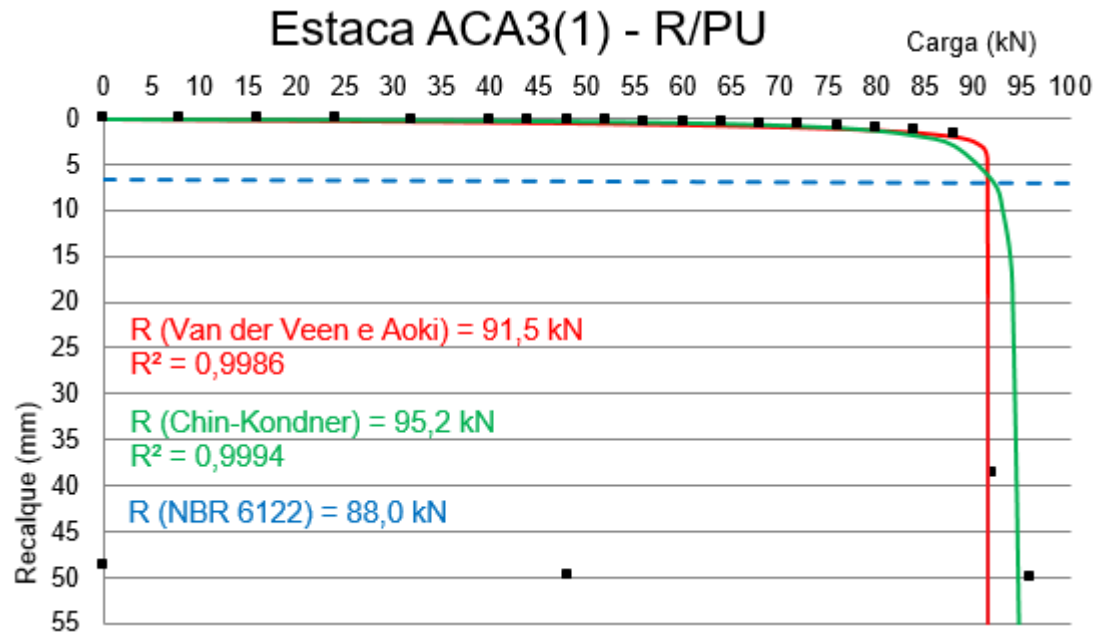
Tabela 37 – Cargas de ruptura obtidas pelos critérios de extrapolação da curva carga-recalque e pela ruptura nítida, para as estacas apiloadas de 20 cm de diâmetro e 3 m profundidade, executadas com apiloamento de concreto.

Critérios	Cargas de ruptura (kN)						E/UN			R/PU		
	Estaca ACA3(1)		Estaca ACA3(2)		Estaca ACA3(3)		Média (kN)	DP (kN)	CV (%)	Média (kN)	DP (kN)	CV (%)
	E/UN	R/PU	E/UN	R/PU	E/UN	R/PU						
Van der Veen e Aoki	101,0	91,5	161,0	68,5	145,7	26,0	135,9	31,2	23	62,0	33,2	54
Chin-Kondner	112,4	95,2	175,4	71,9	151,5	30,2	146,4	31,8	22	65,8	32,9	50
NBR 6122	90,0	88,0	134,0	68,0	140,0	22,0	121,3	27,3	23	59,3	33,8	57
Ruptura nítida	97,0	88,0	156,0	66,0	143,0	20,0	132,0	31,0	23	58,0	34,7	60

Fonte: o próprio autor (2017).

Como exemplo, será apresentada a curva carga-recalque da estaca ACA3(1) – R/PU com os ajustes de Van der Veen e Aoki, Chin-Kondner e a reta da NBR 6122 na Figura 55.

Figura 55 – Curva carga recalque da estaca ACA3(1) – R/PU com o ajuste dos pontos por Van der Veen modificado por Aoki, Chin-Kondner e reta da NBR 6122.



Fonte: o próprio autor (2017).

A Tabela 38 apresenta as cargas de ruptura obtidas pelos critérios de ruptura física, convencional e nítida das estacas apoiadas de 20 cm de diâmetro e 6 m de comprimento, executadas com lançamento de concreto, ensaiadas na umidade natural (E/UN) e reensaiadas com pré-umedecimento do solo (R/PU). Também são apresentados os valores médios, o desvio padrão e o coeficiente de variação dos valores de carga de ruptura do ensaio e reensaio.

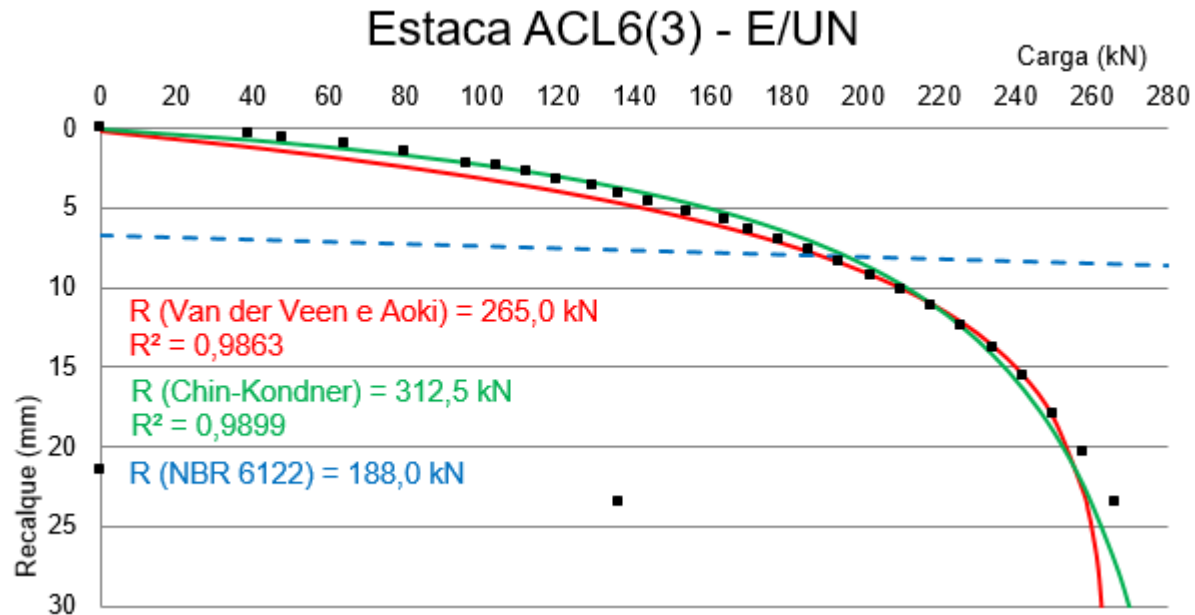
Tabela 38 – Cargas de ruptura obtidas pelos critérios de extrapolação da curva carga-recalque e pela ruptura nítida, para as estacas apiloadas de 20 cm de diâmetro e 6 m profundidade, executadas com lançamento de concreto.

Critérios	Cargas de ruptura (kN)					E/UN			R/PU		
	Estaca ACL6(1)		Estaca ACL6(2)	Estaca ACL6(3)		Média (kN)	DP (kN)	CV (%)	Média (kN)	DP (kN)	CV (%)
	E/UN	R/PU	E/UN	E/UN	R/PU						
Van der Veen e Aoki	370,5	170,8	289,0	265,0	154,0	308,2	55,3	18	162,4	11,9	7
Chin-Kondner	434,8	192,3	370,4	312,5	153,8	372,6	61,2	16	173,1	27,2	16
NBR 6122	-	165,0	252,0	188,0	144,0	220,0	45,3	21	154,5	14,8	10
Ruptura nítida	-	170,0	-	-	145,0	-	-	-	157,5	17,7	11

Fonte: o próprio autor (2017).

Como exemplo, será apresentada a curva carga-recalque da estaca ACL6(3) – E/UN com os ajustes de Van der Veen e Aoki, Chin-Kondner e a reta da NBR 6122 na Figura 56.

Figura 56 – Curva carga recalque da estaca ACL6(3) – E/UN com o ajuste dos pontos por Van der Veen modificado por Aoki, Chin-Kondner e reta da NBR 6122.



Fonte: o próprio autor (2017).

A Tabela 37 apresenta as cargas de ruptura obtidas pelos critérios de ruptura física, convencional e nítida das estacas apiloadas de 20 cm de diâmetro e 3 m de comprimento, executadas com apiloamento de concreto, ensaiadas na umidade natural (E/UN) e reensaiadas com pré-umedecimento do solo (R/PU). Também são apresentados os valores médios, o desvio padrão e o coeficiente de variação dos valores de carga de ruptura do ensaio e reensaio.

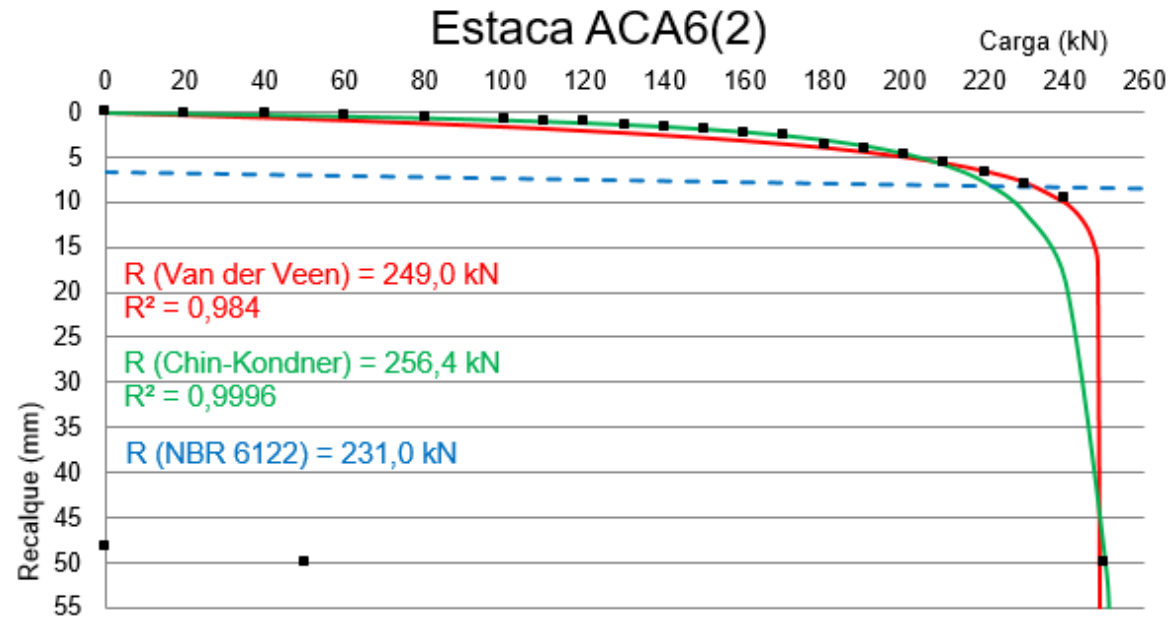
Tabela 39 – Cargas de ruptura obtidas pelos critérios de extrapolação da curva carga-recalque e pela ruptura nítida, para as estacas apiloadas de 20 cm de diâmetro e 6 m profundidade, executadas com apiloamento de concreto.

Critérios	Cargas de ruptura (kN)						E/UN			R/PU		
	Estaca ACA6(1)		Estaca ACA6(2)		Estaca ACA6(3)		Média (kN)	DP (kN)	CV (%)	Média (kN)	DP (kN)	CV (%)
	E/UN	R/PU	E/UN	R/PU	E/UN	R/PU						
Van der Veen e Aoki	198,6	165,3	249,0	68,0	116,5	48,0	188,0	66,9	36	93,8	62,8	67
Chin-Kondner	212,8	172,4	256,4	72,5	117,6	54,3	195,6	71,0	36	99,7	63,3	64
NBR 6122	189,0	163,0	231,0	57,0	110,0	48,0	176,7	61,4	35	89,3	64,0	72
Ruptura nítida	192,0	163,0	235,0	55,0	109,0	36,0	178,7	64,0	36	84,7	68,5	81

Fonte: o próprio autor (2017).

Como exemplo, será apresentada a curva carga-recalque da estaca ACA6(2) – E/UN com os ajustes de Van der Veen e Aoki, Chin-Kondner e a reta da NBR 6122 na Figura 57.

Figura 57 – Curva carga recalque da estaca ACA6(2) – E/UN com o ajuste dos pontos por Van der Veen modificado por Aoki, Chin-Kondner e reta da NBR 6122.



Fonte: o próprio autor (2017).

4.4.4 Comentários sobre os resultados de carga de ruptura geotécnica obtidos pelos critérios ruptura física e convencional

Os critérios de Van der Veen modificado por Aoki e de Chin-Kondner são considerados para provas de carga que resultam em curvas com característica de ruptura física, enquanto o da NBR 6122 é utilizado para o caso em que a curva não mostra ruptura física nem nítida, sendo necessário convencionar uma carga de ruptura. Como dito anteriormente, as curvas aqui apresentadas mostraram, em sua maioria, comportamento de ruptura nítida, todavia, a aplicação de tais critérios foi realizada para a verificação da sua utilização frente às características do solo de Londrina quando a prova de carga não atingir a ruptura.

O critério de Van der Veen modificado por Aoki apresentou um bom ajuste gráfico às curvas carga-recalque, apresentando valores intermediários de carga de ruptura entre os três critérios analisados e apresentou valores próximos ao da ruptura nítida.

Com a modificação feita por Aoki, retira-se a imposição de que a curva carga-recalque passe pela origem. Sendo assim, no gráfico $-\ln(1-P/R)$ versus recalque, procurou-se valores de coeficientes de determinação (R^2) do ajuste linear que fossem mais próximos de 1 de maneira que a curva ajustada resultasse próxima aos pontos estabilizados obtidos na prova de carga, ou seja, de maneira a proporcionar uma curva de melhor ajuste à curva carga-recalque medida.

No que diz respeito à utilização deste critério, não foi encontrado grandes dificuldades. Porém, trata-se de um critério cuja análise é subjetiva e varia com a sensibilidade de cada observador. Além disso, por ser um processo iterativo, demanda mais tempo e uma interpretação mais detalhada para então inferir no resultado da carga de ruptura. Entretanto este método se ajusta bem nas curvas carga-recalque das estacas executadas no solo de Londrina, aqui estudadas.

Já o critério de Chin-Kondner apresentou valores mais altos de carga de ruptura e que corresponderam conseqüentemente à valores mais elevados de recalque. Essa tendência já era esperada, visto que a carga de ruptura obtida por Chin-Kondner é sempre superior à obtida por Van der Veen. Sendo assim, a utilização deste critério no Brasil é mais restrita.

Ainda, segundo Niyama (1998), este critério nem sempre é adequado aos ensaios de prova de carga com carregamento lento preconizado pela norma brasileira, pois foi desenvolvido para provas de carga realizadas com tempo constante na aplicação de cada incremento de carga. O que talvez invalide os resultados de carga de ruptura, obtidos por este critério, das estacas ensaiadas com carregamento lento deste trabalho.

A utilização deste critério foi de fácil entendimento e manuseio uma vez que a carga de ruptura é obtida diretamente por equações e não por um processo iterativo. O ajuste gráfico obtido por Chin-Kondner se adequou mais aos pontos da curva carga-recalque, quando comparado ao ajuste gráfico obtido por Van der Veen modificado por Aoki. Entretanto, deve-se tomar o cuidado na análise dos resultados visto que seria improvável atingir, na prova de carga, o recalque máximo referente à carga de ruptura obtida por Chin-Kondner.

Por fim, o critério da NBR6122 apresentou os menores valores de carga de ruptura entre os três critérios analisados, porém tais resultados não foram tão distantes dos valores da ruptura nítida. A sua utilização foi de fácil entendimento, sendo possível obter a carga de ruptura sem a extrapolação da curva carga-recalque.

Na curva da condição de umidade natural da estaca apiloadada ACL6(1), por exemplo, não foi possível aplicar o critério da NBR6122, pois o recalque máximo obtido no ensaio foi menor que a parcela $D/30$ da equação da reta do critério, o que fez com que a curva carga-recalque ficasse posicionada acima da reta da NBR6122. Por este motivo, o resultado não foi apresentado na Tabela 38. Também não foi possível determinar as cargas de ruptura nítida das estacas ACL6 (1, 2 e 3) visto que as curvas não apresentaram formato de ruptura nítida.

O critério da NBR 6122, diferente do de Van der Veen modificado por Aoki e de Chin-Kondner, leva em consideração as dimensões e a deformação elástica das fundações. Além disso, estabelece um recalque limite da ordem de $D/30$ para a carga de ruptura, justificando então os menores valores obtidos para as estacas deste trabalho.

De maneira geral os resultados foram variados, mesmo entre estacas de mesmas dimensões. Alguns coeficientes de variação referentes ao reensaio,

apresentaram alta dispersão. Porém este padrão não foi ocorreu para todos os reensaios, visto que alguns foram executados com pré-umedecimento e outros foram realizados na umidade natural do solo, por exemplo. Analisando os três critérios, as cargas de ruptura obtidas por Chin-Kondner foram mais altas e corresponderam à recalques mais elevados, enquanto as obtidas pelo critério da NBR 6122 foram as mais baixas, como dito anteriormente.

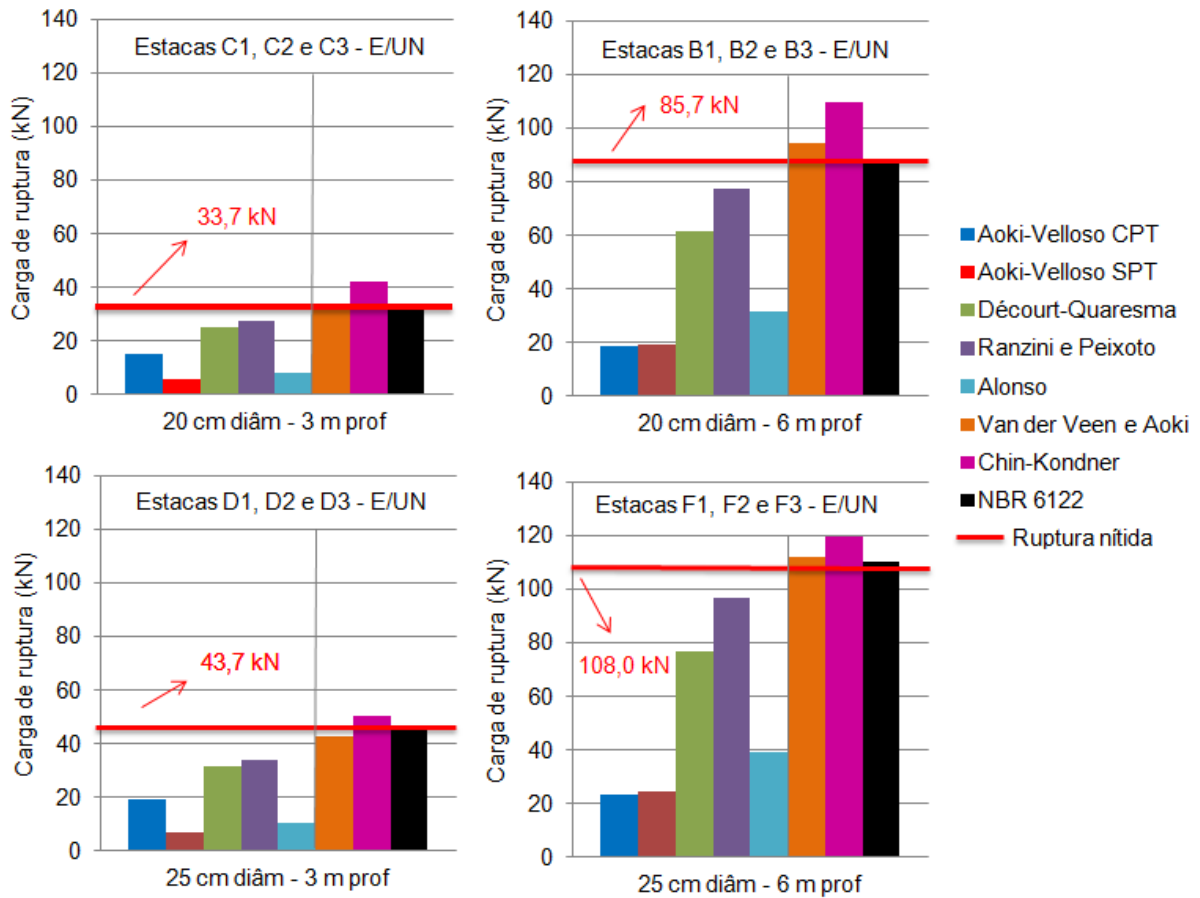
Não houve problemas na utilização dos critérios, porém foi verificado ao longo das análises que quando a curva carga-recalque é bem definida, ou seja, apresenta mais pontos, o ajuste gráfico seja por Van der Veen modificado por Aoki ou por Chin-Kondner, se adapta melhor à curva. Foi verificado também que quando o recalque aumenta de forma brusca na prova de carga (caracterizando talvez a ruptura), é mais trabalhoso obter o R^2 próximo a 1.

4.5 ANÁLISE ENTRE AS CARGAS DE RUPTURA GEOTÉCNICA ESTIMADAS PELOS MÉTODOS E DETERMINADAS PELOS CRITÉRIOS

Os valores das cargas de ruptura estimados pelos métodos semi-empíricos e os determinados pelos critérios de extrapolação das curvas carga-recalque foram diferentes entre si. Ao confrontar estes valores, foram obtidos os gráficos das Figuras 58, 59, 60 e 61 referentes às estacas escavadas com trado manual, mecânico e apiloadas. Foram utilizadas as cargas de ruptura das provas de carga do ensaio na condição de umidade natural do solo, uma vez que os métodos semi-empíricos foram calculados para esta condição de umidade natural.

Como a resistência de ponta não contribuiu significativamente no cálculo da carga de ruptura das estacas escavadas optou-se por apresentar somente a parcela de resistência lateral nos cálculos a seguir. Já nas estacas apiloadas, a carga de ruptura foi considerada como a soma da parcela da resistência de ponta e lateral.

Figura 58 – Comparativo entre os valores de carga de ruptura das estacas escavadas com trado manual, estimados pelos métodos semi-empíricos e obtidos pelos critérios de extrapolação das curvas do ensaio na condição de umidade natural.



Fonte: o próprio autor (2017).

A linha em vermelho indica a média da ruptura nítida obtida entre as estacas apresentadas no gráfico. Dentre os métodos semi-empíricos, o de Ranzini modificado por Peixoto e o de Décourt-Quaresma se destacaram mostrando-se mais próximos à ruptura nítida. É possível observar que as cargas de ruptura determinadas pelos critérios de ruptura física de Van der Veen modificado por Aoki e pelo critério de ruptura convencional da NBR 6122 também se destacaram e para todas as estacas, o critério de Chin-Kondner apresentou os maiores valores de carga de ruptura. De maneira geral, os métodos semi-empíricos foram conservadores em relação aos critérios de ruptura.

Para melhor compreensão dos resultados, na Tabela 40 está apresentada a relação entre a carga de ruptura nítida e a carga de ruptura estimadas pelos métodos semi-empíricos das estacas C, B, D e F escavadas com trado manual.

Tabela 40 – Relação entre a carga de ruptura nítida e a carga de ruptura estimada pelos métodos semi-empíricos das estacas C, B, D e F escavadas com trado manual.

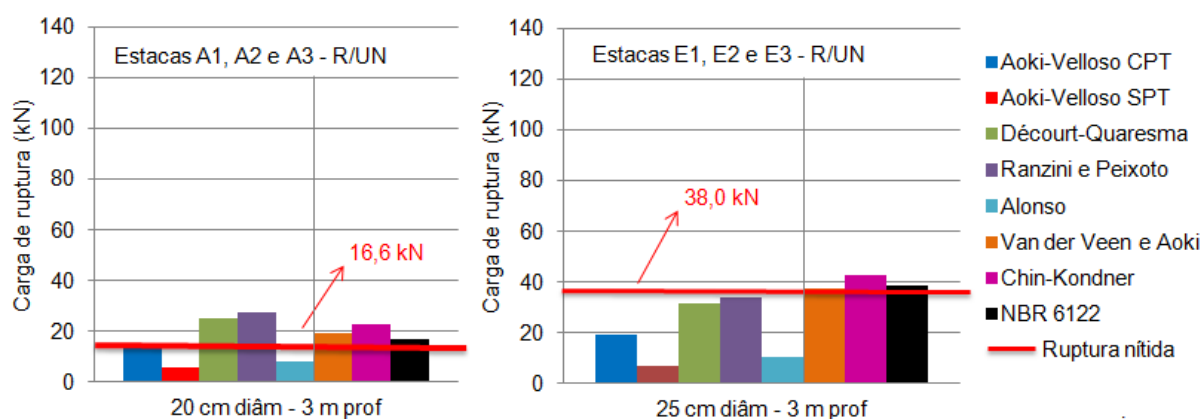
Métodos	Carga de ruptura nítida / Carga estimada						
	Estacas C	Estacas B	Estacas D	Estacas F	Média	DP	CV (%)
Aoki-Velloso - CPT	2,2	4,6	2,3	4,6	3,4	1,3	39
Aoki-Velloso - SPT	6,1	4,4	6,3	4,5	5,3	1,0	19
Décourt-Quaresma	1,3	1,4	1,4	1,4	1,4	0,0	2
Ranzini e Peixoto	1,2	1,1	1,3	1,1	1,2	0,1	7
Alonso	4,2	2,7	4,3	2,8	3,5	0,9	24

Fonte: o próprio autor (2017).

É possível verificar novamente que o método de Ranzini modificado por Peixoto apresentou melhores resultados quando comparados com a ruptura nítida, apresentando os menores valores da relação entre carga de ruptura nítida e a estimada.

Na Figura 59 estão apresentados os gráficos das estacas escavadas com trado manual que foram reensaiadas na condição de umidade natural.

Figura 59 – Comparativo entre os valores de carga de ruptura das estacas escavadas com trado manual, estimados pelos métodos semi-empíricos e obtidos pelos critérios de extrapolação das curvas do reensaio na condição de umidade natural.



Fonte: o próprio autor (2017).

No reensaio, as rupturas nítidas resultaram menores do que aquelas apresentadas na figura anterior para as estacas de mesmas dimensões. Neste caso, o método de Ranzini modificado por Peixoto e o de Décourt-Quaresma se mostraram com valores mais elevados do que a ruptura nítida e os critérios de ruptura aqui analisados, no caso das estacas A. Isso indica que em prática, a estaca

suporta uma menor carga do que aquela estimada pelo método semi-empírico, visto que no reensaio a estaca perdeu carga de ruptura.

Na Tabela 41 está apresentada a relação entre a carga de ruptura nítida e a carga de ruptura estimadas pelos métodos semi-empíricos das estacas A e E escavadas com trado manual.

Tabela 41 – Relação entre a carga de ruptura nítida e a carga de ruptura estimada pelos métodos semi-empíricos das estacas A e E escavadas com trado manual.

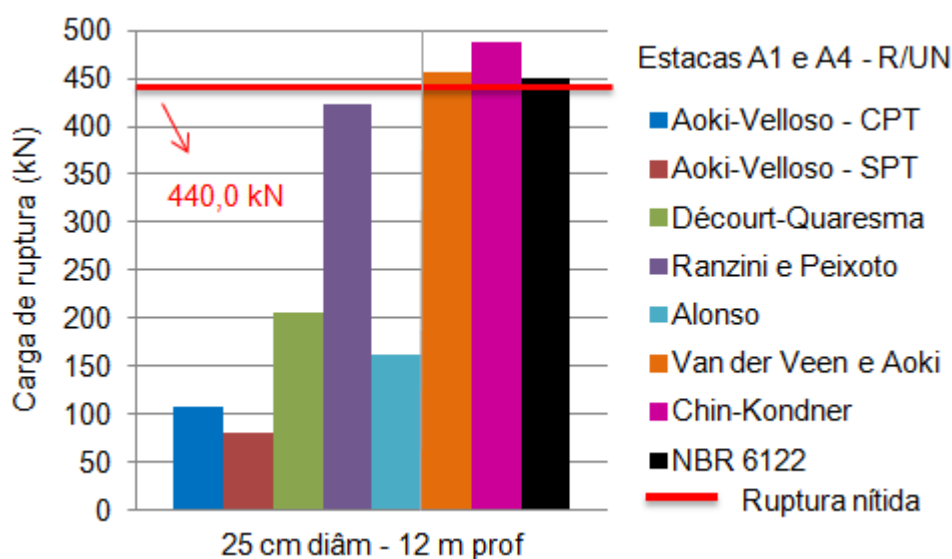
Métodos	Carga de ruptura nítida / Carga estimada				
	Estacas A	Estacas E	Média	DP	CV (%)
Aoki-Velloso - CPT	1,1	2,0	1,6	0,7	42
Aoki-Velloso - SPT	3,0	5,5	4,3	1,8	41
Décourt-Quaresma	0,7	1,2	0,9	0,4	42
Ranzini e Peixoto	0,6	1,1	0,9	0,4	42
Alonso	2,0	3,8	2,9	1,2	42

Fonte: o próprio autor (2017).

O método de Ranzini modificado por Peixoto apresentou valores menores da relação entre a carga de ruptura nítida e a carga de ruptura estimada. Os valores de CV apresentaram alta dispersão, uma vez que a maioria das cargas estimadas resultaram em valores mais elevados do que a própria carga de ruptura nítida.

Na Figura 60 está representado o comparativo das cargas estimadas pelo método semi-empírico e das cargas determinadas pelo critério de ruptura das estacas escavadas com trado mecânico.

Figura 60 – Comparativo entre os valores de carga de ruptura das estacas escavadas com trado mecânico, estimados pelos métodos semi-empíricos e obtidos pelos critérios de extrapolação das curvas do ensaio na condição de umidade natural.



Fonte: o próprio autor (2017).

Novamente o método que se destacou foi o de Ranzini modificado por Peixoto. Esse resultado pode ser justificado pelo fato de que a modificação imposta por Peixoto (2001) foi feita com base na calibração dos resultados obtidos para o solo da cidade de Campinas-SP, que apresenta características semelhantes ao solo de Londrina-PR.

Na Tabela 42 está apresentada a relação entre a carga de ruptura nítida e a carga de ruptura estimadas pelos métodos semi-empíricos das estacas A1 e A4 escavadas com trado mecânico.

Tabela 42 – Relação entre a carga de ruptura nítida e a carga de ruptura estimada pelos métodos semi-empíricos das estacas A1 e A4 escavadas com trado mecânico.

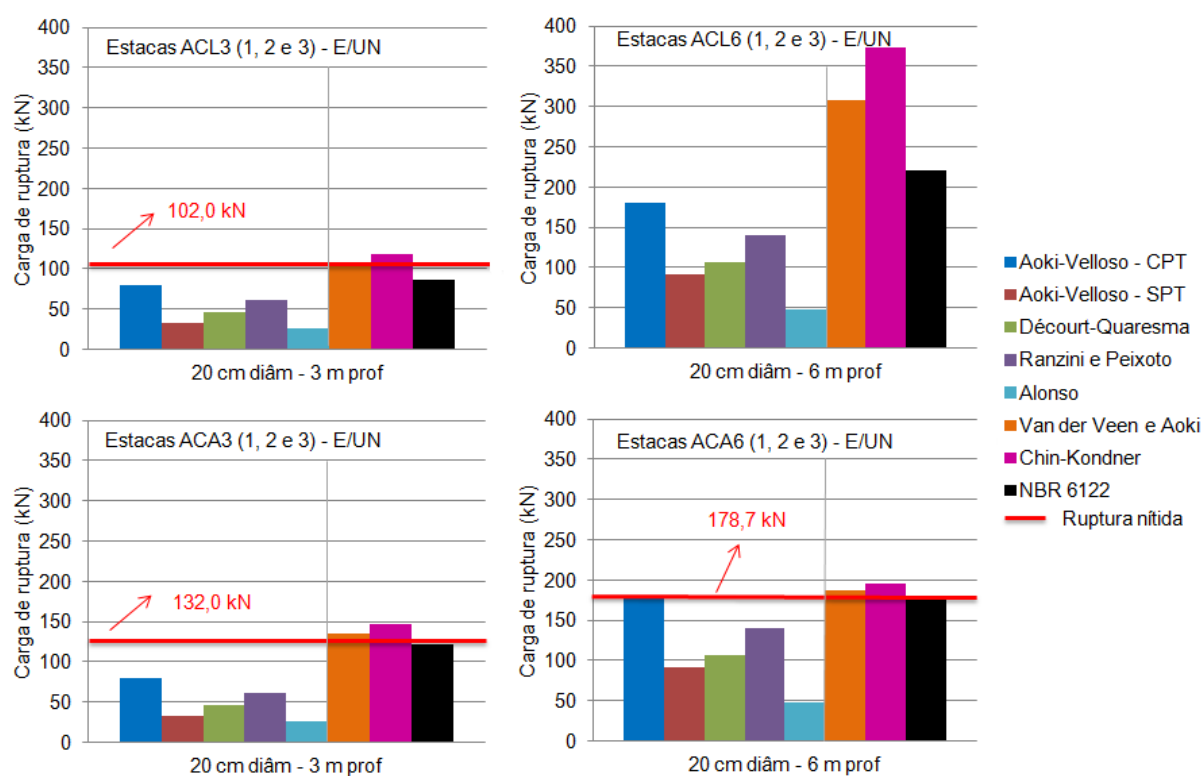
Métodos	Carga de ruptura nítida / Carga estimada
	Estacas A1 e A4
Aoki-Velloso - CPT	4,1
Aoki-Velloso - SPT	5,4
Décourt-Quaresma	2,1
Ranzini e Peixoto	1,0
Alonso	2,7

Fonte: o próprio autor (2017).

Novamente o método de Ranzini modificado por Peixoto apresentou melhor relação com a carga de ruptura nítida obtida para as estacas A1 e A4 aqui analisadas.

Na Figura 61, estão apresentados os comparativos para as estacas apiloadas executadas com lançamento de concreto e também com apiloamento de concreto. As curvas do ensaio das estacas ACL6 (1, 2 e 3) não possuem formato de ruptura nítida, como é possível verificar na Figura 40 apresentada anteriormente. Por este motivo a linha da ruptura nítida não será mostrada no comparativo.

Figura 61 – Comparativo entre os valores de carga de ruptura das estacas apiloadas, estimados pelos métodos semi-empíricos e obtidos pelos critérios de extrapolação das curvas do ensaio na condição de umidade natural.



Fonte: o próprio autor (2017).

Analisando os critérios de ruptura, o de Chin-Kondner apresentou valores de carga de ruptura mais elevados e o da NBR 6122 apresentou valores menores, assim como nas estacas escavadas.

Nas estacas apiloadas, o método semi-empírico que se destacou com maiores valores de carga de ruptura foi o de Aoki-Velloso – CPT. Como dito anteriormente, este método foi desenvolvido para uma estaca cravada e na consideração do cálculo da estaca apiloadada, foram utilizados os coeficientes das estacas pré-moldadas de

concreto. Por esta razão, justifica-se este método ter apresentado resultados semelhantes ao da ruptura nítida.

Na Tabela 43 está apresentada a relação entre a carga de ruptura nítida e a carga de ruptura estimadas pelos métodos semi-empíricos das estacas apiloadas ACL3, ACA3 e ACA6.

Tabela 43 – Relação entre a carga de ruptura nítida e a carga de ruptura estimada pelos métodos semi-empíricos das estacas apiloadas ACL3, ACA3 e ACA6.

Métodos	Carga de ruptura nítida / Carga estimada					
	Estacas ACL3	Estacas ACA3	Estacas ACA6	Média	DP	CV (%)
Aoki-Velloso - CPT	1,3	1,6	1,0	1,3	0,3	25
Aoki-Velloso - SPT	3,2	4,1	1,9	3,1	1,1	35
Décourt-Quaresma	2,2	2,8	1,7	2,2	0,6	26
Ranzini e Peixoto	1,7	2,1	1,3	1,7	0,4	26
Alonso	3,9	5,0	3,7	4,2	0,7	17

Fonte: o próprio autor (2017).

Já na Tabela 44 está apresentada a relação entre a carga de ruptura física de Van der Veen modificado por Aoki e a carga estimada pelos métodos semi-empíricos da estaca apiloadada ACL6.

Tabela 44 – Relação entre a carga de ruptura de Van der Veen modificado por Aoki e a carga de ruptura estimada pelos métodos semi-empíricos das estacas apiloadas ACL6.

Métodos	Carga de ruptura Van der Veen / Carga estimada
	Estacas ACL6
Aoki-Velloso - CPT	1,7
Aoki-Velloso - SPT	3,4
Décourt-Quaresma	2,9
Ranzini e Peixoto	2,2
Alonso	6,4

Fonte: o próprio autor (2017).

As tabelas comprovam que o método semi-empírico de Aoki-Velloso – CPT apresentaram melhor relação com a carga de ruptura medida na prova de carga.

A diferença dos resultados entre as estacas escavadas e as apiloadas pode ser resultado do processo executivo das estacas, que faz com que a parcela de

resistência de ponta possa ser levada em consideração no cálculo da carga de ruptura nas estacas apiloadas, por exemplo. Em consequência, a curva carga-recalque destas estacas apresentaram um formato mais aberto, com recalques maiores, diferente das curvas das estacas escavadas.

Além disso, os métodos de Aoki-Velloso – CPT e Ranzini modificado por Peixoto levam em consideração parâmetros distintos obtidos em duas sondagens diferentes, o CPT e o SPT, influenciando também nos resultados dos valores de carga de ruptura.

4.6 ANÁLISE DOS FATORES QUE INFLUENCIAM NA CARGA DE RUPTURA GEOTÉCNICA

Analisando os fatores que influenciam no valor da carga de ruptura, tais como o processo executivo das estacas, suas dimensões (diâmetro e comprimento), bem como a condição de umidade do solo, foi observado que estes contribuem significativamente na capacidade de suporte do elemento de fundação.

Tais fatores serão comentados nos sub-itens 4.6.1 a 4.6.3.

4.6.1 Processo executivo

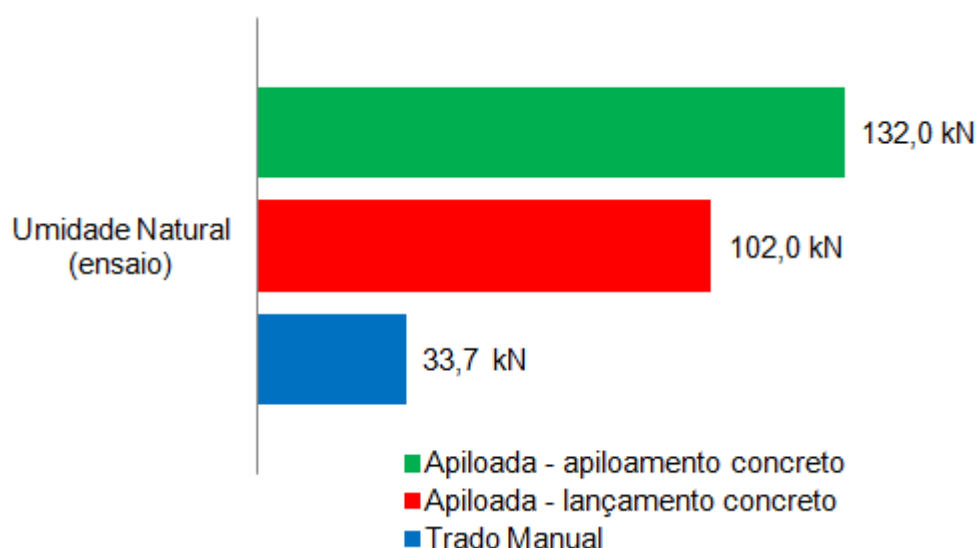
O processo executivo da estaca garante que a carga de ruptura vai ser resistida pela mobilização da parcela da resistência de ponta ou da lateral, ou ainda pela soma destas. Na execução das estacas escavadas, é promovido o desconfinamento do solo, aliviando as tensões e gerando empuxo ativo. Sendo assim, ocorre toda a mobilização da resistência lateral antes do início da mobilização da resistência de ponta. Porém, o trado deixa solo solto junto ao fundo do furo, dificultando o contato do concreto com o solo natural da ponta, sendo necessário, portanto, grandes deslocamentos para que se atinja a total resistência de ponta.

Já na execução da estaca apiloadada, a descida do pilão empurra o solo para baixo e para a lateral, promovendo o seu deslocamento. A queda do pilão acaba compactando o solo no fundo do furo, melhorando a aderência entre o concreto e o solo e conseqüentemente favorecendo na mobilização da resistência de ponta quando a estaca for carregada.

As estacas apiloadas deste trabalho foram executadas com lançamento ou com o apiloamento de concreto. Ao verificar as curvas carga-recalque destas diferentes estacas foi observado que o apiloamento do concreto permitiu um ganho de resistência do elemento de fundação, garantindo que a prova de carga pudesse ser executada com níveis de carregamento mais elevados. Sendo assim, esta mudança no processo executivo provocou um benefício sem que fosse necessário optar por modificar o tipo de fundação para obter o mesmo resultado.

Fazendo uma análise entre as cargas de ruptura obtidas nas estacas escavadas com trado manual e aquelas obtidas nas estacas apiloadas de mesmas dimensões, observa-se que as apiloadas apresentaram-se com maior carga de ruptura, resistindo a cargas mais elevadas na prova de carga, evidenciado pela Figura 62 onde são apresentados os valores de carga de ruptura das estacas escavadas com trado manual (C) e das estacas apiloadas com lançamento de concreto (ACL3) e apiloada com concreto (ACA3). Todas estas estacas possuem mesmas dimensões de 20 cm de diâmetro e 3 m de comprimento, e foram ensaiadas na condição de umidade natural do solo. Os valores das cargas referem-se aos valores médios da ruptura nítida, apresentados anteriormente nas Tabelas 29, 36 e 37.

Figura 62 – Análise da influência do processo executivo entre as cargas de ruptura das estacas escavada com trado manual, apiloada com lançamento de concreto e com apiloamento de concreto.



Fonte: o próprio autor (2017).

O comparativo comprova que as estacas apiloadas resistiram mais do que a estaca escavada com trado manual à solicitação imposta na prova de carga. Cerca de 3 vezes o acréscimo da estaca apiloada com lançamento de concreto e cerca de

4 vezes o da estaca apiloada com apiloamento de concreto, ambas com relação à estaca escavada.

A análise das curvas também mostra que o apiloamento de concreto garantiu uma melhoria em termos de resistência, quando comparada à estaca apiloada executada com lançamento de concreto, cerca de 1,3 vezes maior.

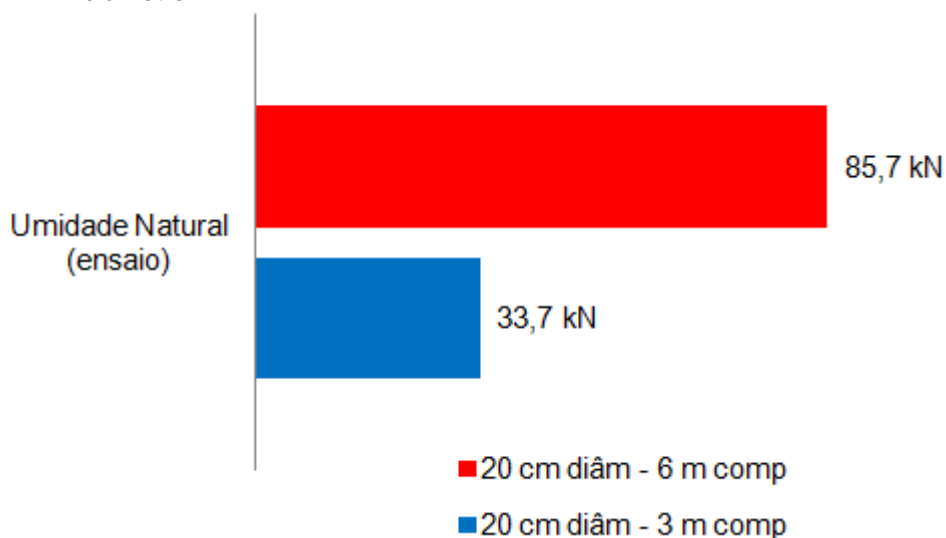
A mesma situação foi verificada entre as estacas escavadas com trado manual e de 20 cm de diâmetro e 6 m de comprimento e também em todas as estacas reensaiadas com pré-umedecimento do solo. Para simplificar, apenas os resultados da Figura 62 foram apresentados. Houve exceção nas curvas das estacas apiloadas de 3 m de comprimento (apresentadas na Figura 45), nas quais as cargas de ruptura resultaram maiores que as cargas das estacas de 6 m de comprimento (Figura 46).

4.6.2 Dimensões das estacas

No que diz respeito às dimensões da estaca, tais como comprimento do fuste e diâmetro, foi verificado que quanto maior estes parâmetros, maior a carga de ruptura atingida na prova de carga. Em consequência, a estaca suporta maiores incrementos de carga, apresentando maior capacidade de suportar as solicitações.

É possível verificar esta variação analisando as cargas de ruptura das estacas executadas pelo mesmo processo, com diâmetros iguais e profundidades diferentes, como por exemplo, as estacas escavadas com trado manual C e B de 20 cm de diâmetro e 3 m e 6 m de comprimento respectivamente, ensaiadas na condição de umidade natural do solo. De acordo com a Figura 63, as estacas B apresentaram maior carga de ruptura em função do maior fuste, visto que ambas apresentam mesmo diâmetro. A mesma situação ocorreu nas estacas ensaiadas com pré-umedecimento do solo e entre as estacas de 25 cm de diâmetro. Os valores das cargas apresentados na figura são referentes aos valores médios da ruptura nítida apresentados anteriormente nas Tabelas 29 e 31, onde é possível perceber que a estaca de 6 m de comprimento apresentou uma carga de cerca de 2,5 vezes maior que a estaca de 3 m.

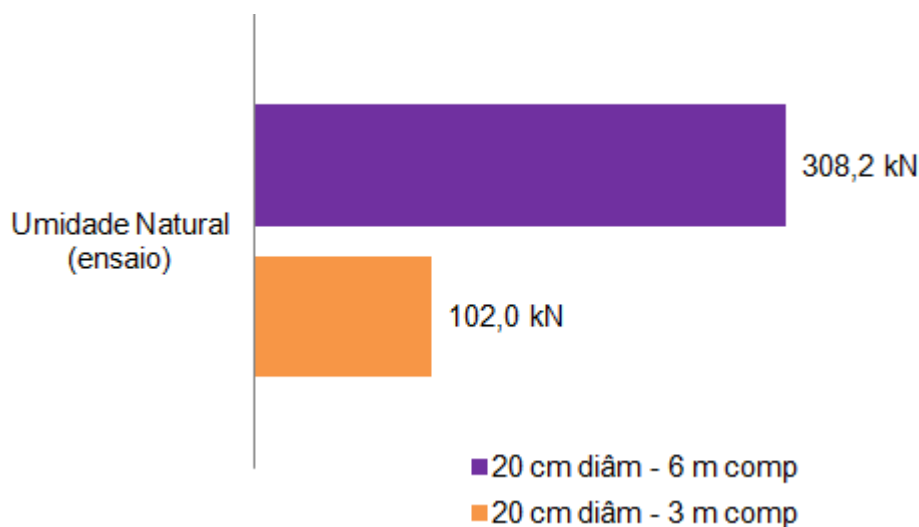
Figura 63 – Análise da influência do comprimento das estacas escavadas com trado manual entre as cargas de ruptura das estacas de 3 m e de 6 m de comprimento, ambas com 20 cm de diâmetro.



Fonte: o próprio autor (2017).

Na Figura 64 foram representadas as cargas de ruptura dos ensaios na condição de umidade natural das estacas apiloadas ACL3 e ACL6 de 20 cm de diâmetro e 3 m e 6 m de comprimento respectivamente. Os valores das cargas de apresentados na figura são referentes aos valores médios das cargas de ruptura nítida para a estaca de 3 m de comprimento e à ruptura física obtida por Van der Veen para a estaca de 6 m de comprimento, uma vez que o formato desta curva não representou ruptura nítida. Tais valores foram apresentados anteriormente nas Tabelas 36 e 38.

Figura 64 – Análise da influência do comprimento das estacas apiloadas entre as curvas carga-recalque da estaca de 3 m e de 6 m de comprimento, ambas com 20 cm de diâmetro.

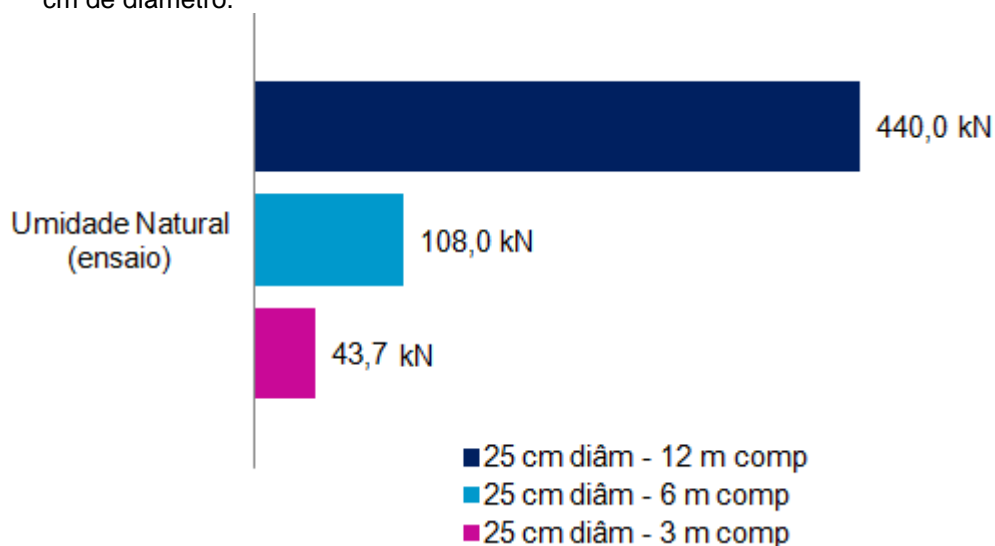


Fonte: o próprio autor (2017).

A estaca de maior fuste resistiu a maiores solicitações, atingindo maior carga de ruptura, cerca de 3 vezes mais que a estaca de menor comprimento. A mesma situação ocorreu entre as estacas ensaiadas com pré-umedecimento do solo.

As cargas apresentadas na Figura 65 são referentes às estacas escavadas com trado manual de 3 m (estacas D) e 6 m (estacas F) e escavadas com trado mecânico de 12 m de profundidade (estacas A), todas com 25 cm de diâmetro e todas ensaiadas na umidade natural do solo. Os valores das cargas apresentados na figura são referentes aos valores médios da ruptura nítida apresentados anteriormente nas Tabelas 32, 34 e 35.

Figura 65 – Análise da influência do comprimento das estacas escavadas com trado manual e mecânico entre as cargas das estacas de 3 m, 6 m e 12 m de comprimento, todas com 25 cm de diâmetro.



Fonte: o próprio autor (2017).

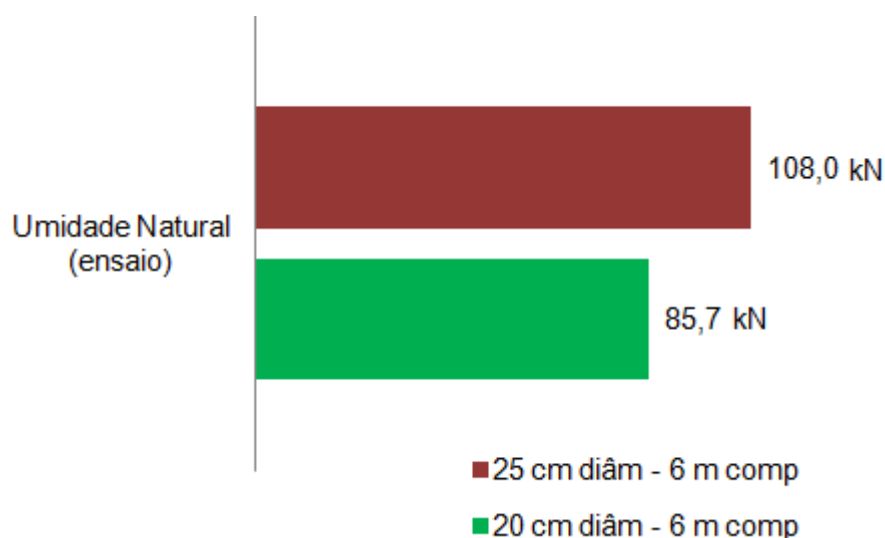
A estaca de 12 m de comprimento resistiu a maiores incrementos de carga e como consequência atingiu maiores recalques que as estacas de 6 m e 3 m, comprovando que a variação do comprimento do fuste apresenta influência na carga de ruptura das estacas. Além disso, como esta estaca já havia sido solicitada de maneira dinâmica anteriormente, isso contribuiu para o aumento da sua rigidez e consequentemente na mudança de comportamento da curva.

A estaca de 12 m de comprimento apresentou carga cerca de 10 vezes maior que a carga da estaca de 3 m e cerca de 4 vezes maior que a carga da estaca de 6 m. Essa estaca de 6 m, por sua vez, apresentou carga na ordem de 2,5 vezes maior em relação à estaca de 3 m de comprimento.

Por fim, analisando as curvas das estacas de mesmo processo executivo, mesma profundidade, porém agora com diâmetros diferentes, observa-se que a carga de ruptura também aumenta com o aumento do diâmetro, como por exemplo, na Figura 66.

As estacas escavadas com trado manual (B) apresentam 20 cm de diâmetro, enquanto as estacas escavadas com trado manual (F) apresentam 25 cm de diâmetro, ambas com a mesma profundidade de 6 m, ensaiadas na umidade natural do solo. Os valores das cargas apresentados na figura são referentes aos valores médios de ruptura nítida, apresentados anteriormente nas Tabelas 31 e 34.

Figura 66 – Análise da influência do diâmetro das estacas escavadas com trado manual entre as cargas das estacas de 20 cm e 25 cm de diâmetro, todas com 6 m de comprimento.

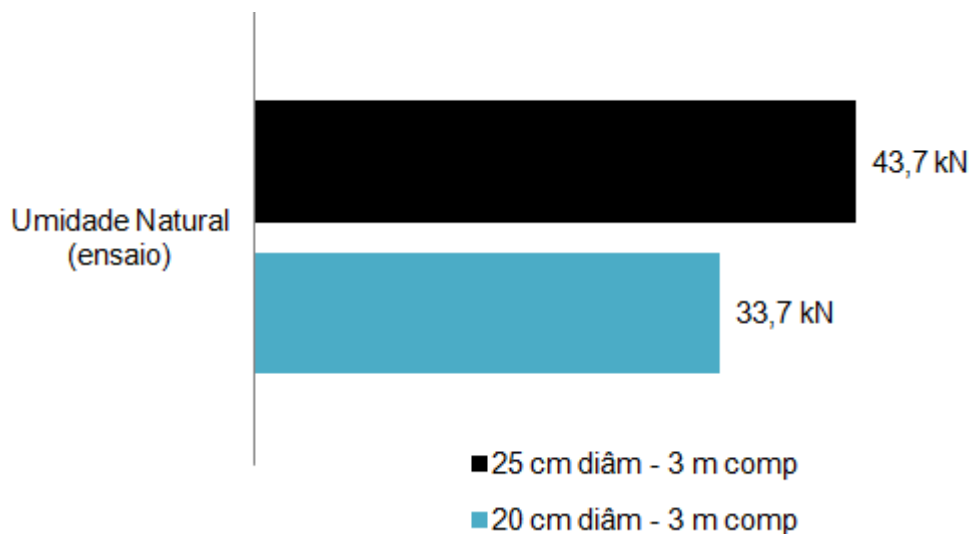


Fonte: o próprio autor (2017).

Foi verificado que a estaca de maior diâmetro atingiu uma maior carga de ruptura, cerca de 1,3 vezes maior. A mesma situação foi observada na prova de carga realizada na condição com pré-umedecimento do solo.

Entre as estacas escavadas com trado manual C e D de 3 m de profundidade e diâmetros diferentes (20 cm e 25 cm respectivamente), as maiores solicitações também foram suportadas pelas estacas de maior diâmetro, como mostra a Figura 67, onde a estaca de 25 cm de diâmetro apresentou carga 1,3 vezes maior que a estaca de 20 cm. Os valores das cargas apresentados na figura são referentes aos valores médios de ruptura nítida, apresentados anteriormente nas Tabelas 29 e 32.

Figura 67 – Análise da influência do diâmetro das estacas escavadas com trado manual entre as cargas das estacas de 20 cm e 25 cm de diâmetro, todas com 3 m de comprimento.



Fonte: o próprio autor (2017).

4.6.3 Efeito do pré-umedecimento do solo

Por fim, o último fator a ser analisado é o efeito do pré-umedecimento do solo. Como foi dito ao longo do trabalho, o solo de Londrina-PR apresenta comportamento colapsível comprovado até 7 m de profundidade. Sendo assim, foi verificado que o comportamento das curvas carga-recalque das estacas executadas nesta camada, muda na prova de carga realizada com pré-umedecimento.

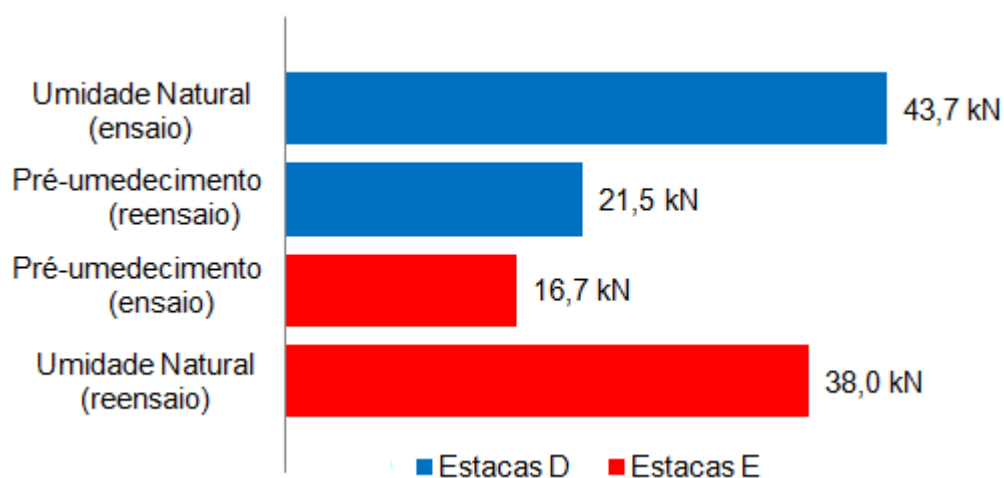
As estacas escavadas com trado manual e as estacas apiloadas de 3 m e 6 m de profundidade apresentaram diminuição de suas cargas de ruptura ao serem reensaiadas na condição de pré-umedecimento do solo. Já as estacas de 12 m de profundidade, ou seja, as escavadas com trado mecânico, não apresentaram redução significativa da carga de ruptura no reensaio com pré-umedecimento.

Tal fato observado na estaca escavada com trado mecânico pode ser resultado de que o pré-umedecimento realizado para a prova de carga não tenha sido suficiente para inundar completamente o fuste da estaca, visto que é difícil garantir a frente de saturação ao longo de 12 m. Segundo Branco (2006) a inundação ocorreu somente até o sétimo metro de profundidade. Por outro lado, este fato também pode mostrar que a 12 m de profundidade o solo de Londrina-PR já não apresenta mais caráter colapsível.

Os resultados citados nos parágrafos acima foram provenientes do reensaio com pré-umedecimento do solo. Sabe-se que o reensaio realizado nas estacas deste trabalho, contribuiu para que o elemento de fundação resistisse um pouco menos, ou seja, apresentasse menor carga de ruptura. Portanto, a fim de verificar tal influência do aumento de saturação do solo no reensaio, algumas estacas escavadas com trado manual foram primeiro ensaiadas com pré-umedecimento e depois reensaiadas na condição de umidade natural do solo.

A Figura 68 mostra as cargas de ruptura das estacas escavadas com trado manual com 25 cm de diâmetro e 3 m de profundidade. As estacas D foram ensaiadas na umidade natural e depois reensaiadas com pré-umedecimento. Já as estacas E foram ensaiadas com pré-umedecimento e depois reensaiada na umidade natural do solo. Os valores apresentados referem-se aos valores médios de carga de ruptura apresentados anteriormente nas Tabelas 32 e 33.

Figura 68 – Análise da influência da condição de umidade entre cargas das estacas escavadas com trado manual D e E, de mesmo diâmetro e comprimento.



Fonte: o próprio autor (2017).

Analisando a condição de umidade natural do solo, o ensaio das estacas D garantiu uma carga de ruptura maior, cerca de 1,2 vezes, que o das estacas E. Porém, as estacas E foram reensaiadas na umidade natural, o que pode ter contribuído para a menor resistência apresentada pela carga de ruptura. Além disso, os reensaios das estacas E foram realizados no mês de Janeiro, enquanto os ensaios das estacas D, foram realizados no mês de Agosto.

O reensaio das estacas E garantiu uma carga de cerca de 2,3 vezes maior do que a do seu ensaio. Enquanto o reensaio da estaca D3 sofreu a perda de carga de

ruptura apresentando menor resistência, cerca de metade da carga de ruptura do ensaio.

Analisando a condição de pré-umedecimento do solo, foi possível observar que o reensaio das estacas D possibilitou uma carga de ruptura cerca de 1,3 vezes maior do que a do ensaio das estacas E. Porém, em ambos os casos, o solo apresentou perda da resistência pelo aumento do grau de saturação, visto que as cargas do pré-umedecimento resultaram menores que na condição de umidade natural.

Portanto, para o caso de obras de fundação no solo de Londrina, é aconselhável que as estacas sejam executadas com comprimentos maiores e que o fuste ultrapasse a camada colapsível, para então minimizar os problemas que podem ocorrer em função do colapso do solo.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O solo típico de Londrina-PR, analisado neste trabalho no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Estadual de Londrina, apresenta um comportamento típico referente a solos tropicais que sofreram um processo de laterização intenso, sendo inclusive colapsível na camada superficial (até 7 m de profundidade). Este processo concedeu ao solo características que influenciam de maneira significativa na sua capacidade de resistir aos esforços solicitantes de elementos de fundação, por exemplo.

As cargas de ruptura das estacas executadas neste solo foram avaliadas a partir do levantamento de resultados publicados anteriormente. As estacas e suas respectivas curvas carga-recalque foram analisadas através de diversos fatores que apresentam influência na carga de ruptura.

Para isso as cargas de ruptura foram determinadas através dos métodos semi-empíricos de uso corrente na engenharia. Tais resultados foram analisados em conjunto com as cargas de ruptura obtidas pelos critérios de ruptura física e convencional, aplicados nas curvas carga-recalque obtidas nas provas de carga estática realizadas nas estacas escolhidas. Este procedimento permitiu a verificação da aplicabilidade dos métodos semi-empíricos aqui aplicados. Para averiguar o efeito do aumento da umidade no solo de Londrina, as provas de carga foram realizadas na condição de umidade natural e com pré-umedecimento do solo.

Os resultados de carga de ruptura estimados pelos métodos semi-empíricos se mostraram conservadores em relação aos obtidos pelos critérios de ruptura física, convencional e também em relação aos valores da ruptura nítida (com exceção das estacas A). Os que mais se assemelharam às condições reais de campo, aqui demonstradas pela prova de carga, foram o método de Ranzini modificado por Peixoto para as estacas escavadas com trado manual e trado mecânico; e o método de Aoki-Velloso quando da utilização do CPT para as estacas apiloadas.

Essa semelhança se dá em função de que a modificação de Peixoto imposta no método de Ranzini foi calibrada para o solo de Campinas-SP com características semelhantes ao de Londrina-PR. Além disso, a carga de ruptura das estacas escavadas é mobilizada pela predominância da resistência lateral e essa parcela no

cálculo por este método é majorada pelos coeficientes s_L e F_L , contribuindo então para os resultados mais elevados.

Já para as estacas apiloadas, a semelhança do método de Aoki-Velloso – CPT com a condição real de campo é proveniente das considerações que tal método possui, visto que foram utilizados os coeficientes F_1 e F_2 das estacas pré-moldadas de concreto, em semelhança ao ensaio de CPT que simula a cravação de uma mini-estaca no solo.

Foi verificado que os métodos semi-empíricos não resultam em cargas de ruptura semelhantes entre si, uma vez que cada método leva em consideração determinados parâmetros do solo obtidos em função do tipo de investigação geotécnica utilizado. Sendo assim, cabe ao projetista, a escolha e interpretação do método a ser utilizado de acordo com as delimitações da obra.

Com relação às curvas carga-recalque, estas apresentaram em sua maioria um formato de ruptura nítida, exceções foram encontradas no caso de algumas curvas das estacas apiloadas (Figura 45). Os recalques observados na fase do descarregamento foram quase permanentes, caracterizando o solo como um material rígido-plástico.

De maneira geral as curvas das estacas escavadas apresentaram formato característico de predominância de resistência lateral. Algumas curvas destas estacas mostraram o início da mobilização da resistência de ponta, com o formato de “bota” nos últimos pontos do carregamento (Figuras 31, 32 e 33), mas ainda sim a carga de ruptura é resultado da interação do atrito lateral da estaca com o solo do entorno. Portanto, aconselha-se para as estacas deste estudo, desconsiderar a parcela de resistência de ponta no cálculo da carga de ruptura. As curvas das estacas apiloadas, no entanto, apresentaram formato característico de mobilização de resistência de ponta e esta parcela deve ser considerada no cálculo da carga de ruptura.

Nas estacas analisadas neste trabalho, foi verificado que o reensaio contribuiu para a perda da carga de ruptura, tanto na condição de umidade natural, quanto após o pré-umedecimento do solo. Como o solo de Londrina-PR possui característica colapsível, o aumento do grau de saturação foi suficiente para que o

elemento de fundação apresentasse menor resistência ao ser solicitado e rompendo para cargas menores no ensaio da prova de carga.

Sobre os critérios de ruptura física e convencional, aquele que apresentou um ajuste confiável nas curvas das estacas executadas no CEEG foi o de Van der Venn modificado por Aoki. Embora seja um critério subjetivo e que demanda certo tempo para a sua interpretação, este retrata de maneira satisfatória e com valores plausíveis tanto a carga de ruptura, quanto os recalques que ocorrem na prova de carga.

Os valores de carga de ruptura obtidos do critério de Chin-Kondner foram mais elevados e apresentaram recalques também mais elevados com tendência incessante, característica da ruptura física. Já os valores de carga de ruptura obtidos pelo critério da NBR 6122 foram menores entre os três critérios analisados. Quando comparados aos valores da ruptura física, o critério de Van der Veen modificado por Aoki se mantém mais próximo.

Como as estacas selecionadas para este estudo se diferem em relação ao processo executivo, diâmetro e comprimento de fuste, estes fatores foram analisados com maior detalhamento, uma vez que influenciam não só na determinação da carga de ruptura, mas também no seu valor.

Os resultados destas análises mostraram que o processo executivo contribui para o aumento ou perda de resistência do elemento de fundação. Para o solo de Londrina, as estacas apiloadas resistiram a incrementos de carga mais altos com relação as estacas escavadas com trado manual, tanto na condição de umidade natural quanto na condição de pré-umedecimento do solo. Porém a execução das estacas apiloadas é de certa forma mais trabalhosa, causa maiores impactos nas edificações vizinhas em razão da vibração, possui maior custo maior gasto na quantidade de concreto para sua execução. Portanto, como recomendação prática, a melhor escolha entre as estacas aqui estudadas seriam as estacas escavadas em função da facilidade de execução, ausência da perturbação em construções vizinhas e custos de execução mais baixos, por exemplo.

Com relação às dimensões das estacas, maiores diâmetros e maiores comprimentos resultam em maiores cargas de ruptura, visto que a maior área lateral

e superficial da estaca contribui para mobilizar mais atrito e resistência de ponta na interação solo-estrutura.

Por fim, foi analisado o efeito do aumento pré-umedecimento no solo de Londrina, na realização das provas de carga na condição de umidade natural e com pré-umedecimento. Na maioria das estacas, o ensaio foi realizado na umidade natural do solo e o reensaio foi realizado com pré-inundação por 48h. O caráter colapsível do solo de Londrina é comprovado até 7 m de profundidade, por isso as estacas escavadas com trado manual e apiloadas de 3 m e 6 m de comprimento, ou seja, inseridas neste estrato, foram prejudicadas pelo aumento do grau de saturação, apresentando menor resistência à sollicitação. As estacas escavadas com trado mecânico que possuem 12 m de comprimento não apresentaram perda de carga de ruptura no ensaio.

De maneira geral os resultados das 61 curvas carga-recalque variaram muito, e essa variação pode ser dada também em função da heterogeneidade do solo estudado e independente do carregamento aplicado nas estacas, a ruptura foi atingida e esse valor é irrefutável. Porém os métodos semi-empíricos e os critérios de ruptura aqui analisados, são de grande valia e se interpretados de maneira criteriosa sempre em conjunto com a caracterização do solo, apresentam resultados satisfatórios quando da sua aplicação para fundações executadas em Londrina-PR.

Além disso, sabendo-se que o solo de Londrina-PR sofre recalque por colapso e que a completa saturação do solo no entorno de todo o fuste da estaca não foi atingida durante a execução das provas de carga, segundo Branco (2006) a saturação foi garantida até 6 m ou 7 m de profundidade, é aconselhável que a execução de tais estacas seja feita ultrapassando essa camada de solo colapsível.

Por fim, este trabalho contribui para a compreensão do comportamento das estacas executadas no solo de Londrina-PR. Entretanto, é válido ressaltar que os resultados apresentados são para estacas escavadas com trado manual, escavadas com trado mecânico e apiloadas, de 20 cm e 25 cm de diâmetro, com comprimentos de fuste de 3m, 6m e 12 m, executadas no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Estadual de Londrina.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUIAR, M. F. P.; FIGUEIREDO, L. H.; CARVALHO, L. M. C.; MONTEIRO, F. F.; OLIVEIRA, F. H. L. *Análise da Eficiência da Determinação de Recalques em Fundações Profundas em Solos Silto-Arenosos de Fortaleza*. In: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte-MG, 2016.

ALMADA, J. L. A. *Avaliação de Capacidade de Carga de Estacas Escavadas com Trado Mecânico, sem Fluido Estabilizante, na Cidade de Maringá/PR*. Dissertação de mestrado – Universidade Estadual de Maringá, 2016.

ALMADA, J. L. A.; SANTOS, E. V.; RICCIARDI, R. L. G. F.; MARQUES, V. R.; REIS, J. H. C.; BELINCANTA, A. *Capacidade de Carga de Estacas Escavadas com Trado Mecânico, sem Fluido Estabilizante, em Solo Típico da Cidade de Maringá-PR*. In: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte-MG, ABMS, 2016.

ALMECO, P. *Avaliação de Métodos de Previsão de Carga Aplicados à Estaca Raiz*. Artigo Científico – Instituto de Pós Graduação de Florianópolis, 2015.

ALMEIDA, A. A.; MIGUEL, M. G.; TEIXEIRA, S. H. C. *Horizontal Bearing Capacity of Piles in a Lateritic Soil*. In: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, n°. 1, v. 1, pp. 59-69, 2011.

ALLEDI, C. T. D. B.; MINETTE, E.; ALBUQUERQUE, P. J. R.; POLIDO, U. F. *Estaca Hélice Contínua Instrumentada: Previsão de Capacidade de Carga de Ruptura por Métodos Semiempírico VS. Prova de Carga*. In: Revista Luso-Brasileira de Geotecnia, n°. 135, pp. 115-127, 2015.

ALONSO, U. R. *Capacidade de Carga de Estacas Comprimidas tipo Hélice Contínua Executadas em Folhelhos*. In: I Conferência em Tecnologia de Fundações (CTF), Campinas-SP, 1 CD-ROM, 11p, 2013.

ALONSO, U. R. *Estacas Hélice Contínua com Monitoramento Eletrônico: Previsão da Capacidade de Carga Através do Ensaio SPT-T*. In: III Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo: ABMS, v. 2, pp. 141-151, 1996.

ALONSO, U. R. *Prova de Carga Estática em Estacas (Uma Proposta Para Revisão da Norma NBR 12131)*. In: Solos e Rochas, v. 20, n°. 1, pp. 47-59, 1997.

ALVES, R. D. F. *Estudo da Previsão da Capacidade de Carga de Ruptura de Estacas Pré Moldadas de Concreto*. Dissertação de mestrado - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, 2014.

AMANN, K. A. P. *Metodologia Semiempírica Unificada para a Estimativa da Capacidade de Carga de Estacas*. Dissertação de doutorado – Universidade de São Paulo, 2010.

AOKI, N. *Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas*. Curso de Extensão Universitária em Engenharia de Fundações – Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro, 1976.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. *Approximate method to estimate the bearing capacity of piles*. In: Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5., Buenos Aires, v. 1, pp. 367-376, 1975.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *MB 3406 Solo – Ensaio de Penetração de Cone in Situ (CPT)*. Rio de Janeiro-RJ, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *MB 3472 Estacas – Prova Carga Estática*. Rio de Janeiro-RJ, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6484 Solos – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio*. Rio de Janeiro-RJ, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 12131 Estacas – Prova de Carga Estática – Método de Ensaio*. Rio de Janeiro-RJ, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações*. Rio de Janeiro-RJ, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações*. Rio de Janeiro-RJ, 2010.

BELINCANTA, A.; PEIXOTO, A. S. P.; MIGUEL, M. G. *Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT e Torque*. Editora Universidade Estadual de Maringá, 2010.

BESSA, A. K. S.; MONTEIRO, F. F.; AGUIAR, M. F. P.; MONTEIRO, T. M.; OLIVEIRA, F. H. L. *Análise de Métodos de Interpretação de Curva Carga x Recalque de Provas de Carga Estática em Fundações Profundas no Nordeste do Brasil*. In: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte-MG, 2016.

BRANCO, C. J. M. C.; MIGUEL, M. G.; PINESE, P. P.; TEIXEIRA, R. S. *Implantação do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica no Campus da UEL*. In: Anais XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, v. II, Brasília-DF, 1998.

BRANCO, C. J. M. C.; MIGUEL, M. G.; TEIXEIRA, R. S. *Estudo do Comportamento de Estacas Hélice Contínua Monitoradas em Solo Argiloso mediante Provas de Carga e Métodos Semi Empíricos*. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia IV, v. 1, pp. 116-126, São Paulo, 2000.

BRANCO, C. J. M. C.; MIGUEL, M. G.; TEIXEIRA, R. S.; VESSARO, P.; GUERRA, L.; BELINCANTA, A. *Capacidade de Carga de Estacas Escavadas com Trado Manual em Solo Colapsível de Londrina*. In: II Encontro Tecnológico da Engenharia Civil e Arquitetura de Maringá-PR, pp. 439-444, Maringá, 2001.

BRANCO, C. J. M. C.; MIGUEL, M. G.; TEIXEIRA, R. S.; FABRIS, S.; CUGLER, C. S.; BELINCANTA, A. *Comportamento de Estacas Escavadas com Trado Manual Preenchidas com Solo-Cimento Plástico*. In: II Encontro Tecnológico da Engenharia Civil e Arquitetura de Maringá-PR, pp. 445-450, Maringá, 2001.

BRANCO, C. J. M. C. *Prova de Carga Dinâmica em Estacas de Pequeno Diâmetro com Ponta Modificada*. Dissertação de doutorado – Universidade de São Paulo, 2006.

BRANCO, C. J. M. C.; ZAMBOM, V. S.; CANCIAN, V. A.; TEIXEIRA, R. S. *Estimativa de Recalque de Sapata Apoiada em Solo Argiloso Típico de Londrina/PR*. In: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte-MG, 2016.

CAMPOS, G. G. G.; GONÇALVES, R. L.; MIGUEL, M. G.; BELINCANTA, A. *Comportamento de Estacas de Pequeno Diâmetro em Solo de Londrina no Brasil*. In: Geotecnia – Revista Luso-Brasileira de Geotecnia, v. 112, pp. 9-34, Lisboa, 2008.

CARDOSO, F. B. F.; CARVALHO, J. C.; MARTINS, E. S. *O fenômeno do Colapso em Solos de Diferentes Origens e Profundamente Intemperizados do Distrito Federal*. In: XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Brasília-DF, v. 1, pp. 59-65, 1998.

CAVALCANTE, E. H.; GIACHETI, H. L.; DANZIGER, F. A. B.; COUTINHO, R. Q.; KORMANN, A. C. M.; BELINCANTA, A.; PINTO, C. S.; BRANCO, C. J. M. C.; FERREIRA, C. V.; CARVALHO, D.; MARINHO, F. A. M.; CINTRA, J. C. A.; DOURADO, K. C. A.; MORAES, L. S.; ALBUQUERQUE FILHO, L. H.; ALMEIDA, M. S. S.; GUTIERREZ, N. H. M.; ALBUQUERQUE, P. J. R.; CHAMECKI, P. R.; CUNHA, R. P.; TEIXEIRA, R. S.; MENEZES, S. M.; LACERDA, W. A. *Campos experimentais Brasileiros*. In: Revista Luso-Brasileira de Geotecnia, v. 111, pp. 99-205, Lisboa, 2007.

CESAR, R. R.; CESAR, E. P. V. *Estudo de Casos de Desempenho de Fundações Profundas na Cidade de Londrina-PR*. In: I Encontro Geotécnico do Terceiro Planalto Paranaense, v.1, pp. 362-377, Maringá, 2003.

CHIN, F. K. *Evaluation of the Load of Piles Not Carried to Failure*. In: Southeast Asian Conference on Soil Engineering, 2, v. 1, pp. 81-90, Singapore, 1970.

CHRISTONI, A. R. F.; TEIXEIRA, R. S. *Características Físicas, Químicas e Mineralógicas do Perfil de Solo Típico da Cidade de Londrina/PR*. In: XXIII Encontro Nacional de Iniciação Científica, Londrina-PR, 2014.

CINTRA, J. C. A. *Fundações em Solos Colapsíveis*. EESC-USP, São Carlos-SP, 1998.

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

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; TSUHA, C. H. C.; GIACHETI, H. L. *Fundações ensaios estáticos e dinâmicos*. Editora Oficina de Textos, São Paulo, 2013.

CLEMENCE, S. P.; FINBARR, A. O. *Design Considerations for Collapsible Soils*. In: Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, v. 107, n. GT3, pp. 305-317, 1981.

Construção Mercado Pini <<http://construcaomercado.pini.com.br/negocios-incorporacao-construcao/146/artigo299192-3.aspx>> acessado em 07 fev 2017.

CORRÊA, C. N.; FALCONI, F. F.; ROCHA, L. M. B.; MASET, V. L. *Prova de Carga Estática Prévia em Estaca Hélice Contínua Monitorada no Interior do Estado de São Paulo*. In: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte-MG, 2016.

COSTA, M. E. R. *Estudo da Colapsibilidade dos Solos Superficiais de Uberlândia*. Dissertação de mestrado – Universidade de São Paulo, 1986.

DÉCOURT, L. *Análise e Projeto de Fundações Profundas: Estacas*. Fundações: Teoria e Prática, Hachich *et al.* (Eds.), Ed. Pini Ltda., Cap. 8.1, pp. 275-276, São Paulo-SP, 1996.

DÉCOURT, L.; ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. A. *Fundações: Teoria e Prática*. Editora Pini, 2ª edição, pp. 265-327, São Paulo-SP, 1998.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. *Capacidade de Carga de Estacas a Partir de Valores SPT*. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 6. Rio de Janeiro, v. 1, pp. 45-54, 1978.

FALCONI, F. F., SOUZA FILHO, J., FÍGARO, N. D. *Fundações: Teoria e Prática*. Editora Pini, 2ª edição, pp. 336-344, São Paulo-SP, 1998.

FALCONI, F. F.; CORRÊA, C. N.; MASET, V. L. *Prova de Carga Estática Prévia em Estaca Escavada de Grande Diâmetro na Praia Grande-SP*. In: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte-MG, 2016.

FASOLO, P. J.; HOCHMÜLLER, D. P.; CARVALHO, A. P.; CARDOSO, A.; RAUEN, M. J.; POTTER, R. O. *Guia para identificação dos principais solos do estado do Paraná*. Brasília, EMBRAPA, 36p, 1986.

FERNAL, F.; SILVA, T. B.; MIGUEL, M. G.; BELINCANTA, A. *Provas de Carga em Estacas Escavadas com Trado Manual em Solo Colapsível de Londrina-PR*. In: IV Encontro Tecnológico da Engenharia Civil e Arquitetura de Maringá-PR, pp. 388-396, Maringá, 2003.

FERREIRA, C. V.; ALBIERO, J. H.; LOBO, A. S.; CARVALHO, D. *Correlações entre atrito lateral medido em provas de carga, em estacas apiloadas instrumentadas, e resultados de ensaios SPT-T e CPT*. In: Revista Solos e Rochas, v.1, n. 27, pp. 3-18. São Paulo, 1998.

GAO, X.; WANG, J.; ZHU, X. *Static Load Test and Load Transfer Mechanism Study of Squeezed Branch and Plate Pile in Collapsible Loess Foundation*. In: Journal of Zhejiang University Science A, v. 8, i. 7, pp. 1110-1117, 2007.

- GONÇALVES, R. L.; MOREIRA, E. M. S.; MIGUEL, M. G.; BELINCANTA, A. *Provas de Carga em Estacas Escavadas com Trado Manual Preenchidas com Solo-Cimento Plástico*. In: IV Encontro Tecnológico da Engenharia Civil e Arquitetura de Maringá-PR, pp. 397-405, Maringá, 2003.
- GUTIERREZ, N. H.; NÓBREGA, M. T.; VILAR, O. M. *Influence of the Microstructure in the Collapse of a Residual Clayey Tropical Soil*. In: Bulletin of Engineering Geology and the Environment, v. 68, n. 1, pp. 107-116, 2009.
- HUNG, L. C.; NGUYEN, T. D.; LEE, J. H.; KIM, S. R. *Applicability of CPT-based Methods in Predicting Toe Bearing Capacities of Driven Piles in Sand*. In: Acta Geotechnica, v. 11, issue 2, pp. 359-372, 2015.
- KOMORI, E. T.; TEIXEIRA, R. S.; BRANCO, C. J. M. C.; RODRIGUEZ, T. T. *Variabilidade dos Parâmetros de Deformabilidade do Solo da Cidade de Londrina/PR*. In: XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Goiânia-GO, 2014.
- KONDNER, R. L. *Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils*. In: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, v. 89, n. 1, pp. 115-144, 1963.
- LOBO, B. O.; SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E.; ROCHA, M. M. *Previsão da Capacidade de Carga de Estacas Através de Conceitos de Transferência de Energia no SPT*. In: Revista Luso- Brasileira de Geotecnia, n°. 115, pp. 5-20, 2009.
- MARQUES, V. R.; *Uma Contribuição ao Entendimento da Influência da Umidade de Solos na Capacidade de Carga em Estacas Escavadas sem Fluido Estabilizante em Solo Típico da Cidade de Maringá/PR*. Dissertação de mestrado – Universidade Estadual de Maringá, 2017.
- MEDRI, W. *Estatística e Probabilidades – Notas de Aulas*. Departamento de Estatística –Universidade Estadual de Londrina, 2007.
- MENEZES, S. M.; SAMPAIO, F. M. T.; RIBEIRO, K. D.; CARVALHO, D. *Provas de Carga em Estacas Pré-Moldadas Ensaídas em Areias Porosas*. In: Revista Escola de Minas, v. 57, n. 4, pp. 285-289, Ouro Preto-MG, 2004.
- MIGUEL, M. G.; BRANCO, C. J. M. C.; TEIXEIRA, R. S.; BELINCANTA, A. *Comportamento de Estacas Escavadas com Trado Manual, em Solo Colapsível de Londrina/PR*. In: I Encontro Geotécnico do Terceiro Planalto Paranaense, Maringá-PR, v. 1, pp. 315-331, 2003.
- MIGUEL, M. G.; TEIXEIRA, R. S.; PADILHA, A. C. C. *Curvas Características de Sucção do Solo Laterítico da Região de Londrina/PR*. In: Revista Ciência e Tecnologia, UNIMEP, v. 12, pp. 63-74, 2004.
- MINETTE, E.; BORGES, P. R.; DUARTE, L. N. *Estudo da Parcela de Resistência Lateral em Estacas Escavadas*. In: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte-MG, 2016.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. *Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos*. Editora Villibor, São Paulo-SP, 1995.

PADILHA, A. C. C. *O Efeito do Fluido de Inundação no Colapso do Solo Superficial da Região de Londrina/PR*. Dissertação de mestrado – Universidade Estadual de Londrina, 2014.

PEIXOTO, A. S. P. *Estudo do Ensaio SPT-T e sua Aplicação na Prática de Engenharia de Fundações*. Dissertação de doutorado – Universidade Estadual de Campinas, 2001.

PEIXOTO, A. S. P.; CARVALHO, D. *Determination of Soil Properties from Standard Penetration Test Complemented by Torque Measurement (SPT-T)*. In: *Acta Scientiarum*, v. 36, pp. 617-621, 2014.

PÉREZ, N. B. M. *Análise de Transferência de Carga em Estacas Escavadas em Solo da Região de Campinas-SP*. Dissertação de mestrado – Universidade Estadual de Campinas, 2014.

RANZINI, S. M. T. *SPTF*. In: *Solos e Rochas*, v. único, pp. 29-30, 1988.

RANZINI, S. M. T. *Capacidade de Carga de Estacas a Partir da Medida do Atrito Lateral no SPTF*. In: *Palestra no Instituto de Engenharia – ABMS*, São Paulo, 2000.

RÉUS, T. F.; TEIXEIRA, R. S.; RODRIGUEZ, T. T. *Parâmetros de Resistência do Solo do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica (CEEG) da Universidade Estadual de Londrina*. In: *XXI Encontro Nacional de Iniciação Científica*, Maringá-PR, 2012.

RODRIGUEZ, T. T.; WEISS, L. A.; TEIXEIRA, R. S.; BRANCO, C. J. M. C. *Permeabilidade de Solo Laterítico por Diferentes Métodos*. In: *Semina: Ciências Exatas e Tecnológicas*, Londrina-PR, v. 36, n. 2, pp. 17-32, 2015.

ROLIM, J. I. D.; BANDEIRA, A. P. N. *Estudo de um Solo Colapsível no Município do Crato-CE*. In: *XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, Belo Horizonte-MG, 2016.

SAKR, M. *Comparison Between High Strain Dynamic and Static Load Tests of Helical Piles in Cohesive Soils*. In: *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 54, pp. 20-30, 2013.

SILVA, L. I.; FERREIRA, S. R. M. *Avaliação dos Métodos de Previsão e Controle de Capacidade de Carga em Estacas Tipo Perfil Metálico “H”*. In: *XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, Goiânia-GO, v. 1, pp. 1-8, 2014.

TEIXEIRA, R. S.; BELINCANTA, A.; LOPES, F. F.; GUTIERREZ, N.; BRANCO, C. J. M. C. *Avaliação do Colapso do Solo da Camada Superficial da Cidade de Londrina/PR*. In: *V Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados*, v. 2, pp. 495-499, São Carlos-SP, 2004.

TEIXEIRA, R. S.; BRANCO, C. J. M. C.; SOBRINHO, V. R. M. *Avaliação do Perfil Estratigráfico Obtido por meio de SPTs, CPTs e DMTs Executados em Solo Laterítico da Cidade de Londrina/PR*. In: XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Curitiba-PR, 2006.

TEIXEIRA, R. S.; BRANCO, C. J. M. C.; SOBRINHO, V. R. M.; TEIXEIRA, S. H. C. *Avaliação de Parâmetros Geotécnicos por Meio de Correlações de Resultados de SPT, CPT e DMT*. In: XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Rio de Janeiro-RJ, 2008.

TEIXEIRA, R. S.; VENDRAME, P. R. S.; CHRISTONI, A. R. F.; SILVA, P. R. C. *Química e Mineralogia de um Solo Desenvolvido de Basalto, Coletado Através de Sondagem SPT*. In: Boletim de Geografia, v. 34, n. 2, pp. 116-126, Maringá-PR, 2016.

TOLEDO, M. C.; OLIVEIRA, S. M. B.; MELFI, A. J. *Intemperismo e Formação de Solo*. In: TEIXEIRA, W.; TOLEDO, M. C. M.; FAIRCHILD, T. R.; TAIOLI, F. *Decifrando a Terra*. Oficina de textos, São Paulo, pp. 139-166, 2000.

VAN DER VEEN. *The Bearing Capacity of a Pile*. In: 3rd ICSMFE, v. 2, pp. 84-90, Zurich, Switzerland, 1953

VARGAS. M. *Solos Porosos e Colapsíveis*. Aula inaugural USP, São Carlos-SP, 1993.

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

VERÍSSIMO, K. J. S.; TORRES, M. S.; FREITAS, M. L. R. A.; FERREIRA, R. G. B.; FERREIRA, S. R. M. *Variação de Volume e da Resistência de Ponta de um Solo Colapsível de Petrolina-PE Compactado Devido à Inundação*. In: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte-MG, 2016.

VILAR, O. M. *Estudo da Compressão Unidirecional do Sedimento Moderno (Solo Superficial) da Cidade de São Carlos*. Dissertação de Mestrado – Universidade de São Paulo, 1979.

VILAR, O. M.; MACHADO, S.L. *The Influence of Suction on Lateral Stress and on Collapse of a Non-Saturated*. In: Soil and Pavement Mechanics. Almeida eds., Balkema, Rotterdam, pp. 309-314, 1997.