

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO
CENTRO TECNOLÓGICO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

BRENDA DA SILVA ALTOÉ

**ESTUDO DE PROBABILIDADES DE RUPTURA PARA FUNDAÇÕES
PROFUNDAS EXECUTADAS EM UMA OBRA EM MATO GROSSO DO
SUL**

Vitória

2018

BRENDA DA SILVA ALTOÉ

**ESTUDO DE PROBABILIDADES DE RUPTURA PARA FUNDAÇÕES
PROFUNDAS EXECUTADAS EM UMA OBRA EM MATO GROSSO DO
SUL**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo como requisito parcial para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração em Geotecnia.

Orientador: Prof. D. Sc. Patrício José Moreira Pires.

Co-orientador: Prof. D. Sc. Rômulo Castello Henriques Ribeiro.

Vitória

2018

Dados Internacionais de Catalogação-na-publicação (CIP)
(Biblioteca Setorial Tecnológica,
Universidade Federal do Espírito Santo, ES, Brasil)

A469e Altoé, Brenda da Silva, 1992-
Estudo de probabilidades de ruptura para fundações profundas executadas em uma obra em Mato Grosso do Sul / Brenda da Silva Altoé. – 2018.
176 f. : il.

Orientador: Patrício José Moreira Pires.
Coorientador: Rômulo Castello Henriques Ribeiro.
Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico.

1. Fundações (Engenharia) – Ruptura. 2. Probabilidades. 3. Estatística. 4. Confiabilidade (Engenharia). 5. Estacas de concreto. 6. Sondagem SPT. I. Pires, Patrício José Moreira. II. Ribeiro, Rômulo Castello Henriques. III. Universidade Federal do Espírito Santo. Centro Tecnológico. IV. Título.

CDU: 624

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO

**ESTUDO DE PROBABILIDADES DE RUPTURA PARA FUNDAÇÕES
PROFUNDAS EXECUTADAS EM UMA OBRA EM MATO GROSSO DO SUL**

Brenda da Silva Altoé

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Engenharia Civil do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de Estruturas.

Aprovada no dia **23 de agosto de 2018** por:



Prof. Dr. Patrício José Moreira Pires
Doutor em Engenharia Civil
Orientador - UFES



Prof. Dr. Rômulo Castello Henriques Ribeiro
Doutor em Engenharia Civil
Coorientador - UFES



Prof. Dr. Bruno Teixeira Dantas
Doutor em Engenharia Civil
Examinador Interno - UFES



Prof. Dr. Wagner Nahas Ribeiro
Doutor em Engenharia Civil
Examinador Externo - UFES

Vitória – ES, agosto de 2018

Dedico esta obra à minha família, aos meus orientadores e aos que creem na bondade intrínseca do ser humano.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, por tudo.

Ao grupo de Geotecnia da Universidade Federal do Espírito Santo pela transmissão de conhecimento e apoio.

Ao Professor Doutor Patrício José Moreira Pires pela orientação, confiança, e por me incentivar tanto na carreira acadêmica como profissional desde minha graduação.

Em especial ao Professor Doutor Rômulo Castello Henriques Ribeiro, pela orientação, exemplo de conhecimento e paciência com minha rotina e atribuições as quais passei.

A Brascontec Engenharia e Tecnologia LTDA pela disponibilização dos dados utilizados nesta dissertação.

Ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, PPGEC, pela estrutura disponibilizada e pela oportunidade.

A Lucas Bridi pelo auxílio com o RockWorksTM, a Carlo Solci pelo auxílio e conhecimento na área de estatística e MATLAB e ao Diego Gois por sempre tirar minhas dúvidas de AutoCAD, agradeço em especial pela amizade de vocês.

Aos meus pais, meus avós, minha irmã e ao meu namorado, pelo incentivo, carinho e apoio em todos os momentos.

Por fim, agradeço aos meus amigos que estão sempre me apoiando e entendendo minha ausência, principalmente a Paula Cristina que esteve comigo nas semanas mais críticas.

RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo sobre o comportamento de estacas hélice contínua, ensaiadas com provas de carga estáticas, que foram executadas em uma obra industrial em Mato Grosso do Sul. Tal estudo foi baseado em resultados de sondagens SPT, realizadas em um terreno composto de sedimentos aluvionares, com camadas irregulares de composição arenosa, siltosa e argilosa. O estudo possui duas abordagens, uma determinística e outra probabilística, sendo que: a determinística, visa comparar fatores de segurança (FS) estimados por cinco métodos semi-empíricos: Aoki-Velloso (1975) - Velloso-Lopes (2002); Aoki-Velloso (1975) - Monteiro (1997); Décourt-Quaresma (1978) - Décourt (1996); Alonso (1996) e Antunes-Cabral (1996), com valores obtidos de extrapolação de curvas carga-recalque, traçadas a partir de provas de carga, pelos métodos: Van der Veen (1953); Van der Veen (1953) - Aoki (1976) e NBR 6122 (ABNT, 2010). Neste âmbito, são apresentados os erros médios e os desvios padrão dos valores de FS obtidos por métodos semi-empíricos com relação aos obtidos por extrapolação. O método de Décourt-Quaresma (1978) - Décourt (1996) se mostrou o mais conservador, apresentando o menor erro, tanto com relação ao valor médio de FS, quanto ao desvio padrão de FS. Para as análises com extrapolação, o método de Van der Veen (1953) - Aoki (1976) foi o que gerou o menor erro, tanto no valor médio de FS, quanto em seu desvio padrão. A análise probabilística, levou em consideração sondagens executadas em raios de 100m, 150m e 200m no entorno de cada estaca ensaiada, para estimar estatisticamente os valores da média e da variância do fator de segurança nessas regiões por métodos semi-empíricos. O teste de Kolgomorov-Smirnov confirmou distribuição gaussiana para FS, permitindo o uso da metodologia de Morlá Catalán e Cornell (1976) para calcular índices de confiabilidade e probabilidades de ruptura. O método de Décourt-Quaresma (1978) - Décourt (1996) se mostrou o mais conservador, com os menores valores de \overline{FS} e maior probabilidade de ruptura. Tamanhos amostrais maiores não resultaram necessariamente em estimativas mais precisas da distribuição de probabilidade dos FS, apesar de na maioria dos casos o erro médio de FS e o desvio padrão do erro do FS diminuírem com o aumento da área amostral. Além disso, pode-se observar que a probabilidade de ruptura tende a ser pouco sensível a variações nas áreas amostrais.

Palavras-chave: Probabilidade; estatística; confiabilidade (engenharia); ruptura (engenharia); fundações; estacas.

ABSTRACT

This work presents a study about the behaviour continuous helix piles, tested with static loads, which have been executed in an industrial construction in Mato Grosso do Sul. Such study was based on STP field tests, performed on a terrain composed of alluvial sediments, with irregular layers with sandy, silt and loamy composition. The study consists in two approaches, deterministic and probabilistic, being that the deterministic, aims to compare safety factors (FS) estimated by five semi-empirical methods: Aoki-Velloso (1975) - Velloso-Lopes (2002); Aoki-Velloso (1975) modified by Monteiro (1997); Décourt-Quaresma (1978) – Décourt (1996); Alonso (1996) and Antunes-Cabral (1996), with values obtained by extrapolation of the load-settlement curves, drawn from the static loads, by the methods: Van der Veen (1953); Van der Veen (1953) modified by Aoki (1976) and NBR 6122 (ABNT, 2010). In this field, the mean and standard deviation of the errors of the FS values obtained by semi-empirical methods in relation to the ones obtained via extrapolation are presented. Décourt-Quaresma (1978) – Décourt (1996) method was the most conservator one, presenting the lowest error, both related to the mean and the standard deviation of FS. For analyses with extrapolation, Van de Veen (1953) - Aoki (1976) method was the one that generated the lowest error, both in the mean value of FS and in its standard deviation. The probabilistic analysis took into consideration the soundings with radius of 100m, 150m and 200m around each tested pile, to statistically estimate the values of the mean and the variance of the safety factor in these regions by the semi-empirical methods. The Kolgomorov-Smirnov test confirmed Gaussian distribution for the FS, allowing the use of Morlá Catalán and Cornell (1976) methodology to calculate the realiability indexes and the rupture probabilities. Décourt-Quaresma (1978) – Décourt (1996) method was the most conservator one, with the lowest \overline{FS} values and the highest ruin probability. Larger sample sizes not necessarily resulted in more accurate estimates of the FS probability distribution, although in most of the cases the FS error has decreased both in mean and standard deviation with the increase of the sampling area. Besides, the ruin probability tends to be slightly sensitive to variations in the sampling areas.

Key-words: Probability; statistics; realiability (engineering); rupture (engineering); soundings; piles.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Métodos de cálculos utilizados nos projetos de engenharia em função das variáveis sollicitação e resistência.	24
Figura 1.2 – Comparação entre duas distribuições de probabilidade de FS.....	25
Figura 2.1 - Equilíbrio limite de um elemento de fundação profunda	32
Figura 2.2 - Ruptura da base da estaca por diversas soluções teóricas (a) Terzaghi (b) Meyerhof; (c) Berezantzev (d) Vésic.	33
Figura 2.3 - Determinação da resistência de ponta segundo Monteiro (1997).....	38
Figura 2.4 – Gráfico carga-recalque por região de ruptura	44
Figura 2.5 – Gráficos carga-recalque de tipos de rupturas: (a) ruptura nítida, (b) ruptura física e (c)ruptura convencional.....	45
Figura 2.6 – Carga de ruptura convencional NBR 6122 (ABNT,2010).....	47
Figura 2.7 – Solução gráfica do Método de Van der Veen	48
Figura 2.8 – Área hachurada representando a probabilidade de $FS \leq 1$	52
Figura 2.9 – Gráfico da distribuição gaussiana com média μ e desvio padrão σ	53
Figura 2.10 – Gráfico de uma distribuição lognormal.....	55
Figura 2.11 – Histograma de aproximação da função densidade de probabilidade para a variável aleatória de resistência.....	56
Figura 2.12 – Relação entre β e Pr para distribuição normal de FS	61
Figura 2.13 – Riscos selecionados para projetos de engenharia.....	62
Figura 3.1 – Localização geográfica de Três Lagoas - MS	67
Figura 3.2 – Geodiversidade de Mato Grosso do Sul.....	69
Figura 3.3 – Locação das áreas de prova de carga no estudo de caso.	70
Figura 3.4 – Locação das estacas e sondagens na Área 01.....	71
Figura 3.5 – Modelo geotécnico 3D da Área 01.....	73

Figura 3.6 – Perfil geotécnico de um solo composto por sedimentos aluvionares de Três Lagoas - MS	73
Figura 4.1 – FS para carga de ruptura obtida pelos métodos de extrapolação da PCE	75
Figura 4.2 – Relação de erros médios (%) e desvio padrão dos erros (%) entre métodos semi-empíricos e os métodos de extrapolação de curva carga-recalque	81
Figura 4.3 – Resultados da estimativa do FS pelas métodos semi-empíricos de forma determinística.....	82
Figura 4.4 – Metodologia utilizada.....	84
Figura 4.5 – Resultados da estimativa de FS médio pelos métodos semi-empíricos a partir de análise aritmética das amostras por distância de análise	91
Figura 4.6 – Resultados da estimativa de V(FS) pelos métodos semi-empíricos a partir de análise aritmética das amostras por distância de análise	92
Figura 4.7 – Resultados de probabilidade de ruptura pelos métodos semi-empíricos por distância de análise	96
Figura 4.8 – Resultados de índice de confiabilidade pelos métodos semi-empíricos por distância de análise	97
Figura 4.9 – COV do NSPT por metro de profundidade – Estaca E04 e E06.....	99
Figura AA.1 – Perfil geotécnico 01 - Três Lagoas - MS.....	112
Figura AA.2 – Perfil geotécnico 02 - Três Lagoas - MS.....	113
Figura AA.3 – Perfil geotécnico 03 - Três Lagoas - MS.....	114
Figura AA.4 – Perfil geotécnico 04 - Três Lagoas - MS.....	115
Figura AA.5 – Perfil geotécnico 05 - Três Lagoas - MS.....	116
Figura AA.6 – Perfil geotécnico 06 - Três Lagoas - MS.....	117
Figura AB.1 - Análise de ruptura nas Curvas Carga x Deslocamento (PCE-04): a) Prova de Carga; b) NBR 6122:2010; c) Van der Veen (1953); d) Van der Veen modificado por Aoki (1976).	118
Figura AB.2 - Análise de ruptura nas Curvas Carga x Deslocamento (PCE-05): a) Prova de Carga; b) NBR 6122:2010; c) Van der Veen (1953); d) Van der Veen modificado por Aoki (1976).	119

Figura AB.3 - Análise de ruptura nas Curvas Carga x Deslocamento (PCE-06): a) Prova de Carga; b) NBR 6122:2010; c) Van der Veen (1953); d) Van der Veen modificado por Aoki (1976).	120
Figura AB.4 - Análise de ruptura nas Curvas Carga x Deslocamento (PCE-07): a) Prova de Carga; b) NBR 6122:2010; c) Van der Veen (1953); d) Van der Veen modificado por Aoki (1976).	121
Figura AB.5 - Análise de ruptura nas Curvas Carga x Deslocamento (PCE-08): a) Prova de Carga; b) NBR 6122:2010; c) Van der Veen (1953); d) Van der Veen modificado por Aoki (1976).	122
Figura AB.6 - Análise de ruptura nas Curvas Carga x Deslocamento (PCE-09): a) Prova de Carga; b) NBR 6122:2010; c) Van der Veen (1953); d) Van der Veen modificado por Aoki (1976).	123
Figura AB.7 - Análise de ruptura nas Curvas Carga x Deslocamento (PCE-10): a) Prova de Carga; b) NBR 6122:2010; c) Van der Veen (1953); d) Van der Veen modificado por Aoki (1976).	124
Figura AB.8 - Análise de ruptura nas Curvas Carga x Deslocamento (PCE-11): a) Prova de Carga; b) NBR 6122:2010; c) Van der Veen (1953); d) Van der Veen modificado por Aoki (1976).	125
Figura AB.9 - Análise de ruptura nas Curvas Carga x Deslocamento (PCE-14): a) Prova de Carga; b) NBR 6122:2010; c) Van der Veen (1953); d) Van der Veen modificado por Aoki (1976).	126
Figura AB.10 - Análise de ruptura nas Curvas Carga x Deslocamento (PCE-15): a) Prova de Carga; b) NBR 6122:2010; c) Van der Veen (1953); d) Van der Veen modificado por Aoki (1976).	127
Figura AB.11 - Análise de ruptura nas Curvas Carga x Deslocamento (PCE-17): a) Prova de Carga; b) NBR 6122:2010; c) Van der Veen (1953); d) Van der Veen modificado por Aoki (1976).	128
Figura AB.12 - Análise de ruptura nas Curvas Carga x Deslocamento (PCE-18): a) Prova de Carga; b) NBR 6122:2010; c) Van der Veen (1953); d) Van der Veen modificado por Aoki (1976).	129

Figura AB.13 - Análise de ruptura nas Curvas Carga x Deslocamento (PCE-19): a) Prova de Carga; b) NBR 6122:2010; c) Van der Veen (1953); d) Van der Veen modificado por Aoki (1976).	130
Figura AB.14 - Análise de ruptura nas Curvas Carga x Deslocamento (PCE-21): a) Prova de Carga; b) NBR 6122:2010; c) Van der Veen (1953); d) Van der Veen modificado por Aoki (1976).	131
Figura AC.1 – Relatório de sondagem percussão SP.PH 23, página 01	132
Figura AC.2 – Relatório de sondagem percussão SP.PH 23, página 02	133
Figura AC.3 – Relatório de sondagem percussão SP.PH 25, página 01	134
Figura AC.4 – Relatório de sondagem percussão SP-PH 25, página 02	135
Figura AC.5 – Relatório de sondagem percussão SP.PH 26, página 01	136
Figura AC.6 – Relatório de sondagem percussão SP.PH 26, página 02	137
Figura AC.7 – Relatório de sondagem percussão SPT SP-04, página 01	138
Figura AC.8 – Relatório de sondagem percussão SPT SP-04, página 02	139
Figura AC.9 – Relatório de sondagem percussão SP-13, página 01	140
Figura AC.10 – Relatório de sondagem percussão SP-13, página 02	141
Figura AC.11 – Relatório de sondagem percussão SP-18, página 01	142
Figura AC.12 – Relatório de sondagem percussão SP-18, página 02	143
Figura AC.13 – Relatório de sondagem percussão SP-F01, página 01	144
Figura AC.14 – Relatório de sondagem percussão SP-F01, página 02	145
Figura AC.15 – Relatório de sondagem percussão SPF-14, página 01	146
Figura AC.16 – Relatório de sondagem percussão SPF-14, página 02	147
Figura AC.17 – Relatório de sondagem percussão SP-F15, página 01	148
Figura AC.18 – Relatório de sondagem percussão SP-F15, página 02	149
Figura AC.19 – Relatório de sondagem percussão SP-F19, página 01	150
Figura AC.20 – Relatório de sondagem percussão SP-F19, página 02	151
Figura AC.21 – Relatório de sondagem percussão SP-F21, página 01	152

Figura AC.22 – Relatório de sondagem percussão SP-F21, página 02.....	153
Figura AD.1 – Histogramas método de Aoki-Velloso (1975) – Velloso-Lopes (2002) – Estacas E04 e E05	154
Figura AD.2 – Histogramas método de Aoki-Velloso (1975) – Velloso-Lopes (2002) – Estacas E06 e E07	154
Figura AD.3 – Histogramas método de Aoki-Velloso (1975) – Velloso-Lopes (2002) – Estacas E08 e E09	155
Figura AD.4 – Histogramas método de Aoki-Velloso (1975) – Velloso-Lopes (2002) – Estacas E10 e E11	155
Figura AD.5 – Histogramas método de Aoki-Velloso (1975) – Velloso-Lopes (2002) – Estacas E14 e E15	156
Figura AD.6 – Histogramas método de Aoki-Velloso (1975) – Velloso-Lopes (2002) – Estacas E17 e E18	156
Figura AD.7 – Histogramas método de Aoki-Velloso (1975) – Velloso-Lopes (2002) – Estacas E19 e E21	157
Figura AD.8 – Histogramas método de Aoki-Velloso (1975) – Monteiro (1997) – Estacas E04 e E05.....	157
Figura AD.9 – Histogramas método de Aoki-Velloso (1975) – Monteiro (1997) – Estacas E06 e E07.....	158
Figura AD.10 – Histogramas método de Aoki-Velloso (1975) – Monteiro (1997) – Estacas E08 e E09.....	158
Figura AD.11 – Histogramas método de Aoki-Velloso (1975) – Monteiro (1997) – Estacas E10 e E11.....	159
Figura AD.12 – Histogramas método de Aoki-Velloso (1975) – Monteiro (1997) – Estacas E14 e E15.....	159
Figura AD.13 – Histogramas método de Aoki-Velloso (1975) – Monteiro (1997) – Estacas E19 e E21.....	160
Figura AD.14 – Histogramas método de Décourt-Quaresma (1978) – Décourt (1996) – Estacas E05 e E06	160

Figura AD.15 – Histogramas método de Décourt-Quaresma (1978) – Décourt (1996) – Estacas E07 e E08	161
Figura AD.16 – Histogramas método de Décourt-Quaresma (1978) – Décourt (1996) – Estacas E09 e E10	161
Figura AD.17 – Histogramas método de Décourt-Quaresma (1978) – Décourt (1996) – Estacas E11 e E14	162
Figura AD.18 – Histogramas método de Décourt-Quaresma (1978) – Décourt (1996) – Estacas E15 e E17	162
Figura AD.19 – Histogramas método de Décourt-Quaresma (1978) – Décourt (1996) – Estacas E18 e E19	163
Figura AD.20 – Histogramas método de Alonso (1996) – Estacas E04 e E05	163
Figura AD.21 – Histogramas método de Alonso (1996) – Estacas E06 e E07	164
Figura AD.22 – Histogramas método de Alonso (1996) – Estacas E08 e E09	164
Figura AD.23 – Histogramas método de Alonso (1996) – Estacas E10 e E11	165
Figura AD.24 – Histogramas método de Alonso (1996) – Estacas E14 e E15	165
Figura AD.25 – Histogramas método de Alonso (1996) – Estacas E19 e E21	166
Figura AD.26 – Histogramas método de Antunes-Cabral (1996) – Estacas E04 e E05	166
Figura AD.27 – Histogramas método de Antunes-Cabral (1996) – Estacas E06 e E07	167
Figura AD.28 – Histogramas método de Antunes-Cabral (1996) – Estacas E08 e E09	167
Figura AD.29 – Histogramas método de Antunes-Cabral (1996) – Estacas E10 e E11	168
Figura AD.30 – Histogramas método de Antunes-Cabral (1996) – Estacas E14 e E15	168
Figura AD.31 – Histogramas método de Antunes-Cabral (1996) – Estacas E17 e E18	169
Figura AD.32 – Histogramas método de Antunes-Cabral (1996) – Estacas E19 e E21	169
Figura AE.1 – Relação COV do NSPT e profundidade por distância – Estacas E04 e E05 ..	170
Figura AE.2 – Relação COV do NSPT e profundidade por distância – Estacas E06 e E07 ..	171
Figura AE.3 – Relação COV do NSPT e profundidade por distância – Estacas E08 e E09 ..	172
Figura AE.4 – Relação COV do NSPT e profundidade por distância – Estacas E10 e E11 ..	173

Figura AE.5 – Relação COV do NSPT e profundidade por distância – Estacas E14 e E15 ..174

Figura AE.6 – Relação COV do NSPT e profundidade por distância – Estacas E17 e E18 ..175

Figura AE.7 – Relação COV do NSPT e profundidade por distância – Estacas E19 e E21 ..176

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Coeficiente K e razão de atrito α	35
Tabela 2.2 - Fatores de correção F1 e F2 –Aoki e Velloso (1975) e demais contribuições.....	36
Tabela 2.3 - Coeficiente K e razão de atrito α	37
Tabela 2.4 - Fatores de correção F1 e F2	37
Tabela 2.5 - Valor do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo	39
Tabela 2.6 - Valor do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo	39
Tabela 2.7 - Coeficiente característico do solo C.....	39
Tabela 2.8 - Coeficiente característico do solo C para estacas escavadas com lama bentônica	40
Tabela 2.9 - Fatores onde β_1 e β_2	41
Tabela 3.1 - Dados das estacas	72
Tabela 4.1 – Resultado da extrapolação das provas de carga.....	75
Tabela 4.2 – Sondagens mais próxima de cada estaca	77
Tabela 4.3 – Resultados e erros entre os métodos semi-empíricos e a extrapolação pela NBR 6122:2010	78
Tabela 4.4 – Resultados e erros entre os métodos semi-empíricos e a extrapolação por Van der Veen (1953).....	79
Tabela 4.5 – Resultados e erros entre os métodos semi-empíricos e a extrapolação por Van der Veen (1953) – modificado por Aoki (1976).....	80
Tabela 4.6 – Análise aritmética do FS e resultado de p-valor para uma curva normal para o método de Aoki-Velloso (1975) - Velloso-Lopes (2002)	86
Tabela 4.7 – Análise aritmética do FS e resultado de p-valor para uma curva normal para o método de Aoki-Velloso (1975) - Monteiro (1997)	86
Tabela 4.8 – Análise aritmética do FS e resultado de p-valor para uma curva normal para o método de Décourt-Quaresma (1978) - Décourt (1996)	87

Tabela 4.9 – Análise aritmética do FS e resultado de p-valor para uma curva normal para o método de Alonso (1996)	87
Tabela 4.10 – Análise aritmética do FS e resultado de p-valor para uma curva normal para o método de Antunes-Cabral (1996)	88
Tabela 4.11 – Resultado erros médios para todas as comparações	89
Tabela 4.12 – Resultado desvio padrão dos erros (%) para todas as comparações	89
Tabela 4.13 – Análise de probabilidade de ruptura e índice de confiabilidade de Aoki-Velloso (1975) - Velloso-Lopes (2002)	93
Tabela 4.14 – Análise de probabilidade de ruptura e índice confiabilidade de AV - Monteiro (1997)	93
Tabela 4.15 – Análise de probabilidade de ruptura e índice de confiabilidade de Décourt-Quaresma (1978) - Décourt (1996)	94
Tabela 4.16 – Análise de probabilidade de ruptura e índice de confiabilidade de Alonso (1996)	94
Tabela 4.17 – Análise de probabilidade de ruptura e índice de confiabilidade de Antunes-Cabral (1996)	95
Tabela 4.18 – Análise da tendência de probabilidade de ruptura dos métodos semi-empíricos com aumento da distância de amostragem	98

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM *American Society for Testing and Materials* – Sociedade Americana para Testes e Materiais

COV *Coefficient of variation* – Coeficiente de variação

CPT *Cone Penetration Test* – Ensaio de Penetração de Cone

ELU Estado limite último

ELS Estado limite de serviço

FEM Finite Element Method – Método dos Elementos Finitos

FOSM *First Order Second Moment* – Método do Segundo Momento de Primeira Ordem

FS Fator de segurança

IBGE Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

MCS *Monte Carlo Simulation* – Método da Simulação de Monte Carlo

NBR Norma Brasileira Regulamentadora

PEM *Point Estimated Method* – Método das Estimativas Pontuais

PCE Prova de carga estática

SPT *Standart Penetration Test* – ensaio de sondagem a percussão

SPT-T *Standart Penetration Test* – ensaio de sondagem a percussão com medida de torque

LISTA DE SÍMBOLOS

- A Área da seção transversal da estaca
- A_p Área de ponta
- A_l Área lateral
- $Cov(\cdot)$ Covariância de uma variável aleatória
- C Fator de correlação dependente do tipo de solo
- D Diâmetro da estaca
- D_n Estatística utilizada para o teste de Kolgomorov-Smirnov
- $D_{n,\alpha}$ Valor crítico para a estatística utilizada para o teste de Kolgomorov-Smirnov com nível de significância α
- E Módulo de elasticidade do material da estaca
- $E[\cdot]$ Valor esperado de uma variável aleatória
- f_{ck} Resistência característica do concreto
- f_s Adesão calculada a partir do torque máximo e a penetração total do amostrador no ensaio SPT-T
- F_1 e F_2 Fatores de correção
- $F(\cdot)$ Função distribuição acumulada de uma variável aleatória
- $F_n(\cdot)$ Distribuição empírica obtida de uma amostra com n elementos
- $G(X)$ Função de desempenho
- h Penetração total do amostrador na cravação
- K Coeficiente de correlação entre SPT e CPT
- \ln logaritmo natural
- L Comprimento da estaca
- n Tamanho amostral
- n_c Número de classes de um histograma
- N Média dos números de golpes do SPT obtidos ao longo do comprimento embutido da estaca

N_l	Média dos números de golpes do SPT obtidos ao longo da superfície lateral L da estaca em um intervalo ΔL_i
N_p	Média dos números de golpes do SPT para a zona de ponta da estaca
N_{SPT}	Número de golpes do SPT
P	Carga aplicada no topo da estaca no ensaio de prova de carga
P	Carga de ruptura convencional no método da NBR 6122 (2010)
P_r	Probabilidade de ruptura
q_p	Tensão resistente de ponta
q_l	Tensão resistente lateral
Q	Carga axial
Q_r	Carga última, de ruptura ou capacidade de carga total do sistema estaca-solo
Q_p	Resistência de ponta
Q_l	Resistência lateral
r_l	Adesão média na carga última ao longo do fuste da estaca
R	Capacidade de resistência
r	Faixa dos elementos de uma amostra
r	Recalque correspondente à carga P (mm)
r_p	Resistência da ponta
S	Demanda de solicitação
s_x	Desvio padrão amostral
s_x^2	Variância amostral
$t(\cdot)$	Função de frequência de uma variável aleatória
$T_{Máx}$	Toque máximo
$T_{Mín}$	Toque mínimo
U	Perímetro da estaca
$V[\cdot]$	Variância de uma variável aleatória

W	Peso
X	Variável aleatória
x	Elemento retirado da variável aleatória X
\bar{x}	Média amostral
Z	Variável aleatória padronizada
z	Elemento retirado da variável aleatória padronizada Z
α	Coefficiente de correlação de f_s
α	Coefficiente que define a forma da curva de extrapolação (mm^{-1})
α	Nível de significância
α	Parâmetro relativo a resistência de ponta
α	Razão de atrito do solo
β_1 e β_2	Fatores do tipo de solo
β	Índice de confiabilidade
β	Parâmetro relativo à resistência do atrito lateral
β	Parâmetro relativo ao tipo de solo
Δ_r	Recalque de ruptura convencional (mm)
Δl_i	Trecho onde admite atrito lateral unitário, rl constante
Δr	Recalque de ruptura convencional (mm)
$\phi(z)$	Função densidade de probabilidade de uma variável aleatória normal padrão aferida em z
$\Phi(z)$	Função distribuição acumulada de uma variável aleatória normal padrão aferida em z
μ	Média populacional
σ	Desvio padrão populacional
σ^2	Variância populacional

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	23
1.1	CONTEXTUALIZAÇÃO E JUSTIFICATIVA	23
1.2	OBJETIVOS	27
1.2.1	<i>Objetivo geral</i>	27
1.2.2	<i>Objetivos específicos</i>	27
1.3	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	27
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	29
2.1	ENSAIO SPT	29
2.2	ESTACA HÉLICE CONTÍNUA	30
2.3	CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS	31
2.3.1	<i>Métodos semi-empíricos</i>	33
2.4	PROVA DE CARGA ESTÁTICA	42
2.4.1	<i>Ensaio de carregamento lento</i>	43
2.4.2	<i>Interpretação da curva carga-recalque</i>	44
2.4.3	<i>Extrapolação da curva carga-recalque</i>	45
2.5	ANÁLISE DE PROBABILIDADE DE RUPTURA EM ESTACAS	49
2.5.1	<i>Análise probabilística</i>	50
2.5.2	<i>Análise estatística</i>	55
2.5.3	<i>Aspectos conceituais de análise de confiabilidade</i>	58
2.5.4	<i>Risco admissível</i>	61
2.6	ANÁLISE DE ESTUDOS ANTERIORES	62
3	ANÁLISE DE UMA OBRA NA REGIÃO DE TRÊS LAGOAS/MS	67
3.1	DESCRIÇÃO DA REGIÃO (ASPECTOS GEOLÓGICOS/GEOTÉCNICOS)	67
3.2	DESCRIÇÃO DA OBRA ANALISADA	69
4	ANÁLISE DE CAPACIDADE DE CARGA	74
4.1	EXTRAPOLAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA	74
4.2	CAPACIDADE DE CARGA POR ABORDAGEM TRADICIONAL	76
4.3	CAPACIDADE DE CARGA POR ABORDAGEM PROBABILÍSTICA	82
4.3.1	<i>Metodologia utilizada</i>	82
4.3.2	<i>Resultados obtidos</i>	85
5	CONCLUSÃO	101
5.1	EXTRAPOLAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA	101
5.2	PREVISÕES DETERMINÍSTICAS DO FATOR DE SEGURANÇA	101
5.3	ANÁLISE DA PROBABILIDADE DE RUPTURA	102

5.4 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	103
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	104
APÊNDICE A	112
APÊNDICE B	118
APÊNDICE C.....	132
APÊNDICE D	154
APÊNDICE E.....	170

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO E JUSTIFICATIVA

A estimativa da segurança em engenharia civil é cada vez mais visada, frente à crescente necessidade de projetos econômicos e que garantam o desempenho adequado de superestruturas e infraestruturas. Tal segurança é tradicionalmente comprovada através de fatores de segurança (FS) globais ou parciais, segundo prescrições da norma de ações e segurança nas estruturas NBR 8681 (ABNT, 2003) e tendo seus critérios adotados na norma de projeto de estruturas de concreto NBR 6118 (ABNT, 2014). Os valores de FS também são tema de estudo e discussão na área de engenharia de fundações, como observado na norma de projeto e execução de fundações NBR 6122 (ABNT, 2010), que em nota quebra o paradigma de que a engenharia é uma ciência exata, ao reconhecer que a “[...] engenharia de fundações não é uma ciência exata e que riscos são inerentes a toda e qualquer atividade que envolva fenômenos ou materiais da natureza”(ABNT, 2010, p.1).

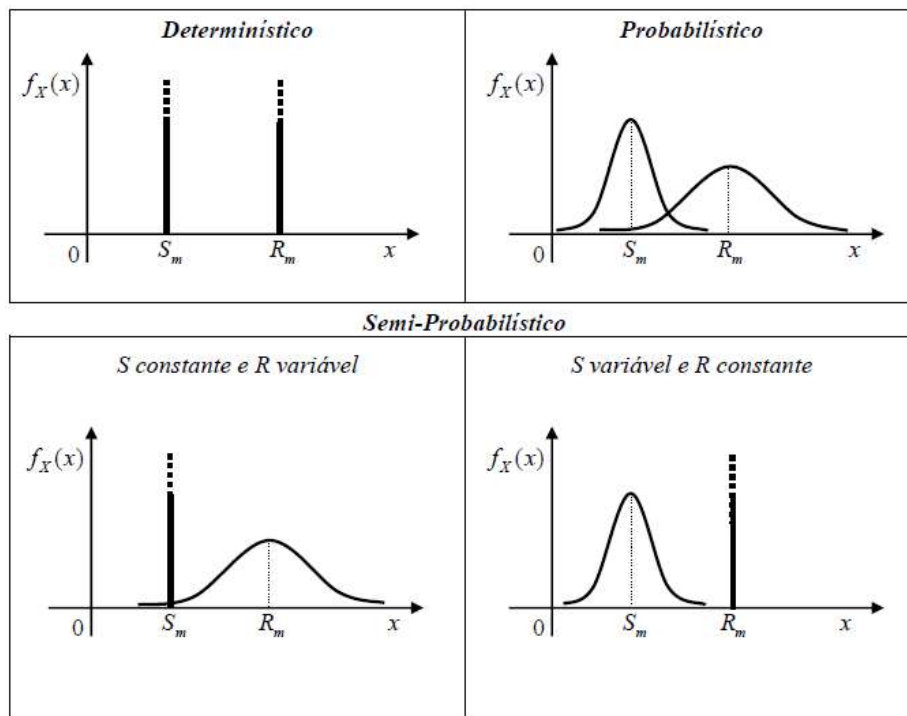
Nos projetos de fundações por estacas, a verificação referente ao estado de limite último (ELU) deve atender à NBR 6122 (ABNT, 2010), além da norma NBR 8681 (ABNT, 2003). A NBR 6122 (ABNT, 2010) especifica que os projetos de fundações devem ser desenvolvidos de forma a atender aos estados limites últimos e de serviço (ELS). Sendo que o estado limite último representa os mecanismos que levam ao colapso da fundação e são verificados pela capacidade de carga em relação à ruptura do sistema solo/fundação, que pode ser calculada através de métodos teóricos, empíricos ou semi-empíricos. A análise do estado limite de serviço deve garantir que as deformações dos solos ou das rochas, resultantes de esforços aplicados por elementos de fundações, sejam inferiores a um valor limite de serviço (recalque admissível).

Segundo a norma NBR 6122 (ABNT, 2010) a carga admissível é estimada pelo fator de segurança global enquanto a carga de projeto é estimada a partir de fatores de segurança parciais minorando as resistências e majorando as ações. A norma estabelece que o fator de segurança utilizado para determinação da carga admissível é 2,0, porém quando a capacidade de carga do sistema solo/estaca for obtida por provas de carga, realizadas na etapa de projeto, o valor mínimo de FS é 1,6.

A confiabilidade tem por objetivo analisar a probabilidade de um componente ou de sistema tem de desempenhar adequadamente suas funções sob determinadas condições e/ou período, sendo quantificada através da utilização de uma relação entre os estados que limitam o insucesso e o sucesso associado à previsão comportamental de uma determinada variável aleatória. Sendo cada vez maior a aceitação da confiabilidade como alternativa para avaliar a segurança de sistemas estruturais e geotécnicos, tendo sua utilização em normas como o Eurocode 0 (CEN, 2001) que foi baseado tanto em métodos determinísticos quanto probabilísticos, fornecendo valores de índice de confiabilidade relacionados a probabilidade de ruptura.

Silva (2006) observa que ao longo da história da engenharia civil, os métodos de cálculo vêm se aperfeiçoando e levando em conta estudos estatísticos na consideração das solicitações (efeito das ações) e das resistências dos materiais, sendo que tanto a solicitação quanto a resistência podem ser dependentes de outras tantas variáveis com pouca ou muita influência. Sendo que esses métodos podem ser classificados seguindo diversos critérios e formas de apresentação, como exposto na Figura 1.1.

Figura 1.1 – Métodos de cálculos utilizados nos projetos de engenharia em função das variáveis solicitação e resistência.



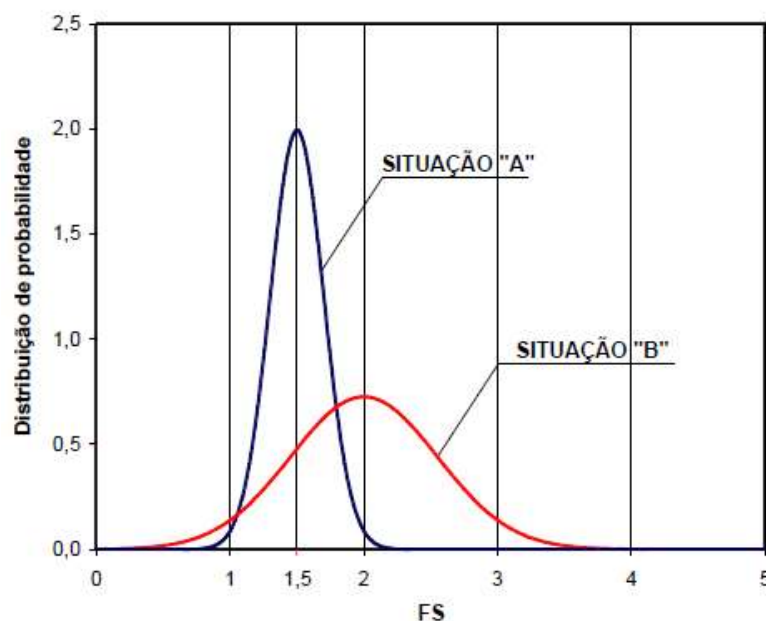
Fonte: Silva (2006)

No caso determinístico (S e R são constantes), o fator de segurança global independe do método de verificação de segurança, pois o mesmo é o quociente entre as médias de S e R . Nesses casos, a dispersão da solicitação e da resistência é desprezada e o formato da função densidade de probabilidade da solicitação e da resistência não é considerado. O mesmo ocorre no caso semi-probabilístico no qual não é levada em consideração a variação de S ou de R , enquanto que no probabilístico é levada em consideração a dispersão tanto de S quanto de R .

Na abordagem de probabilidade do fator de segurança é considerada a forma da curva correspondente ao quociente dos valores mais prováveis (esperança) da resistência e solicitação onde a probabilidade de ruptura está associada à área sob a curva para FS menor do que 1,0.

A Figura 1.2 apresenta duas estimativas de probabilidade de ruptura, onde a variável aleatória é o fator de segurança. Em termos determinísticos, a situação “B” possui margem de segurança superior à situação “A”, contudo, ao verificar a área sob a curva para FS menor ou igual a um, percebe-se que a distribuição probabilística de “B” apresenta maior risco ou menor confiabilidade, demonstrando que através da análise probabilística tem-se a possibilidade de inferir acerca do desempenho e segurança do projeto (RIBEIRO, 2008).

Figura 1.2 – Comparação entre duas distribuições de probabilidade de FS



Fonte: Ribeiro (2008)

Cintra e Aoki (2010) defendem que existe uma relação direta entre a probabilidade de ruína e o fator de segurança a partir da variabilidade das cargas atuantes e dos mecanismos de interação solo-estrutura, da resistência dos materiais, e dos custos incluindo o risco de ruína. Assim, a probabilidade de ruptura e o fator de segurança não podem ser tratados independentemente.

Considerar a aleatoriedade dos fenômenos físicos com o uso da probabilidade e da estatística é uma tendência das normas e projetos de engenharia, porém como Whitman (1984) comenta, a probabilidade aplicada à engenharia permanece um mistério para muitos engenheiros, em parte pela dificuldade de assimilar a linguagem probabilística e em parte pela falta de exemplos de metodologia do processo de tomada de decisão. O autor ainda afirma que a confiabilidade e risco são potencialmente mais valiosos durante os estágios iniciais de um projeto, orientando na decisão de prosseguir ou não nos critérios de projeto pré-estabelecidos.

A partir de provas de carga em estacas do tipo hélice contínua e sondagens realizadas em um terreno composto de sedimentos aluvionares, com camadas irregulares de composição arenosa, siltosa e argilosa, de uma obra industrial no Mato Grosso do Sul, este trabalho aborda a análise do comportamento destas estacas, referente ao estado de limite último, tendo como critério o fator de segurança global. Onde, inicialmente é feita a análise determinística da capacidade de carga de estacas do tipo hélice contínua, a partir de métodos semi-empíricos, seguido da análise de probabilidade de ruptura do sistema solo/estaca a partir do índice de confiabilidade obtido pela metodologia de Morlá Catalán e Cornell (1976).

É importante lembrar que, todo método de cálculo possui incertezas, além das incertezas provenientes dos processos de investigação de sondagem SPT que medem a resistência do solo e que servem de base aos métodos de cálculo. Com um quantitativo de ensaios adequado, podem-se diminuir essas incertezas, resultando em um maior conhecimento do solo e conseqüente segurança e confiabilidade da fundação.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho é comparar metodologias semi-empíricas para estimativa de capacidade de carga de fundações profundas e fatores de segurança, abordando uma metodologia para determinação da probabilidade de ruptura a partir de uma análise estatística, com base em histogramas e no teste de aderência de Kolgomorov-Smirnov.

1.2.2 Objetivos específicos

- Analisar os métodos semi-empíricos Aoki-Velloso (1975) - Velloso-Lopes (2002); contribuição de Monteiro (1997) ao método Aoki-Velloso (1975); Décourt-Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996); Alonso (1996) e Antunes-Cabral (1996) utilizando abordagem determinística e comparando seus resultados com resultados de extrapolação de provas de carga.
- Realizar uma análise estatística, com base em histogramas e no teste de aderência de Kolgomorov-Smirnov, para testar a hipótese de normalidade dos fatores de segurança. Tal análise visa a obtenção da probabilidade de ruptura do sistema solo/estaca a partir do índice de confiabilidade obtido pela metodologia de Morlá Catalán e Cornell (1976), para estacas do tipo hélice contínua executadas em uma obra industrial no Mato Grosso do Sul.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação está dividida em cinco capítulos, com a sequência descrita a seguir, estruturada após este primeiro capítulo introdutório.

O capítulo 2, de revisão bibliográfica, apresenta uma breve apresentação do ensaio Standard Penetration Test (SPT) e de estacas do tipo hélice contínua, seguida de uma breve discussão sobre o desenvolvimento das metodologias de estimativa de capacidade de carga de fundações profundas, onde posteriormente são mostradas as estimativas por métodos semi-empíricos e por

prova de carga. Posteriormente, apresentam-se os procedimentos envolvidos na concepção da análise probabilística de ruptura e confiabilidade, onde pôr fim é apresentada uma revisão baseada em estudos anteriores sobre a aplicação de métodos probabilísticos utilizados na engenharia geotécnica e segurança de fundações.

O capítulo 3 descreve o sítio estudado e suas características.

No capítulo 4, apresentam-se a análise e a interpretação dos resultados das provas de carga estáticas e das capacidades de carga estimadas pelos métodos de extrapolação de provas de carga estáticas e pelos métodos semi-empíricos, com abordagem tradicional e probabilística.

O capítulo 5 reúne as considerações finais deste trabalho e sugestões para pesquisas futuras.

Ao final, são apresentadas as referências bibliográficas citadas no texto e apêndices com dados relevantes para a concepção e interpretação deste trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Com o intuito de expor os assuntos inerentes ao tema dessa pesquisa, este capítulo de revisão bibliográfica começa apresentando de forma bem sucinta o ensaio SPT e as estaca do tipo hélice contínua, prosseguindo com os métodos usados neste trabalho, para estimativa de capacidade de carga de fundações profundas. Posteriormente é descrito o ensaio de prova de carga estática em fundações profundas. Finalmente, são mostrados conceitos de probabilidade e estatística, necessários para a previsão da probabilidade de ruptura de um sistema solo/estaca, bem como, são mostrados resultados de estudos anteriores sobre a aplicação de métodos probabilísticos na geotecnia de fundações.

2.1 ENSAIO SPT

Apesar de todos os avanços da engenharia geotécnica, o SPT é a ferramenta de investigação utilizada em praticamente todo o mundo, sendo sistematicamente utilizado no Brasil em métodos rotineiros de projeto de fundações. Ele permite uma indicação da compacidade de solos granulares e da consistência de solos coesivos (SCHNAID, 2000).

O SPT é constituído por uma medida da resistência do número de golpes do SPT (N_{SPT}) oferecida pelo solo à cravação do amostrador e uma amostragem de simples reconhecimento. Este ensaio é normatizado pela NBR 6484 (ABNT, 2001), sendo o furo de sondagem executado por trado e circulação de água utilizando um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. A cada metro de profundidade, são retiradas amostras através do amostrador normatizado do tipo Raymond, que é cravado no solo com golpes de um martelo padrão de 65 kg elevado a 0,75 m (ABNT, 2001).

Os resultados do N_{SPT} são obtidos pelo número de golpes necessários para a cravação dos últimos 30 cm do amostrador após os 15 cm iniciais que não são levados em consideração nos resultados. Esse índice indica também, o estado de compacidade e consistência, como mostra o Anexo A da NBR 6484, e permite correlações com outras grandezas geotécnicas (ABNT, 2001).

Como afirma Terzaghi e Peck (1967) o SPT é o método mais simples de obter a resistência do solo *in situ*. Além da simplicidade do ensaio que acarreta no baixo custo, o SPT tem como

vantagens a obtenção de amostras de solo e a identificação do nível d'água. Apesar de normatizado, Schnaid (2000) frisa como desvantagem a variedade de procedimentos, técnicas de perfuração e equipamentos para a execução do ensaio, como pode ser observado em Danziger (1982), que enumera diversos fatores que influenciam os valores do índice de penetração. Phoon e Kulhawy (1999) estimam que as incertezas embutidas nos resultados podem variar de 15% a 45%.

2.2 ESTACA HÉLICE CONTÍNUA

A norma brasileira NBR 6122 (ABNT, 2010) descreve a estaca do tipo hélice contínua monitorada como uma estaca de concreto moldada *in loco*, executada com a introdução por rotação de um trado helicoidal contínuo no terreno e de injeção de concreto pela própria haste central do trado simultaneamente com a sua retirada, seguindo com a introdução da armadura após a concretagem da estaca.

Segundo Caputo *et al.* (1997), as estacas hélice contínua sofreram mudanças em sua metodologia de execução, em função do desenvolvimento de equipamentos específicos. Entre as mudanças estão o uso de concreto substituindo a argamassa antes utilizada, desenvolvimento da instrumentação para monitoração automática da execução das estacas, aumento do torque das máquinas possibilitando a execução dessas estacas em uma maior variedade de tipos de solo e aumento dos diâmetros e profundidades das estacas. Almeida Neto e Kochen (2003) consideram que a monitoração é uma ferramenta preciosa de controle do processo de execução da estaca tipo hélice, que ainda assim, está sujeita a imprecisões de medidas, necessitando de um controle rigoroso da execução por parte de um engenheiro de fundações com conhecimento deste processo.

Souza (2006) enfatiza que as estacas do tipo hélice contínua são cada vez mais empregadas em todo o Brasil como solução para fundações, devido à agilidade executiva e à ausência de vibração, bem como ao custo competitivo se comparado com outras soluções de fundações profundas possíveis no mesmo local.

Paralelamente ao desenvolvimento das pesquisas, o método de controle executivo da estaca hélice contínua está em constante evolução. Estas estacas podem ter sua execução monitorada eletronicamente, obtendo dados como comprimento da estaca, torque, inclinação, velocidade

de rotação e penetração / extração do trado, além do volume e pressão do concreto. Quanto ao método executivo, este é observado no apêndice F da norma NBR 6122 (ABNT, 2010) e pode ser dividido em três fases: perfuração, concretagem e instalação da armadura.

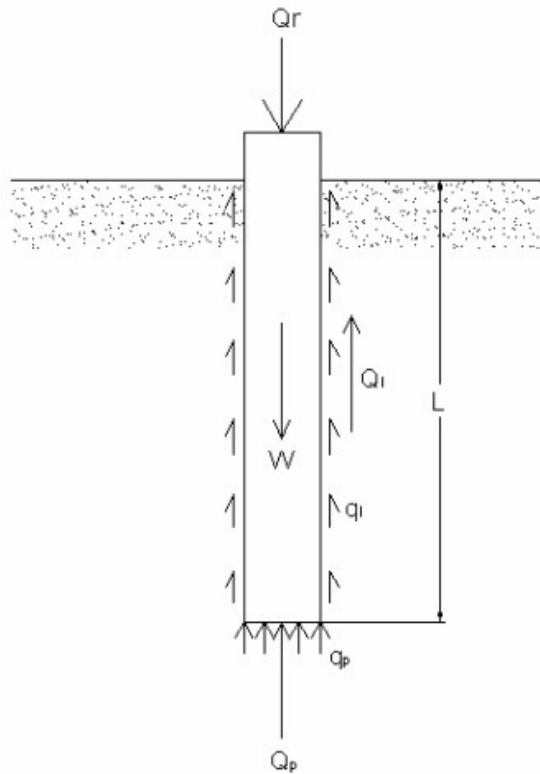
2.3 CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS

O conceito de fundação profunda é estabelecido pela norma de projeto e execução de fundações NBR 6122 (ABNT, 2010), que define como fundação profunda aquela que transmite as cargas provenientes da estrutura ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência do fuste) ou pela combinação das duas. Pela referida norma, para uma fundação ser considerada profunda, deve estar assentada em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo a 3m.

No caso de uma estaca (Figura 2.1), raciocina-se que o equilíbrio de forças que a estabilizam quando submetida a uma carga axial (Q) e ao peso próprio da estaca (W), se estabelece pela ação do atrito desenvolvido entre o fuste e o solo, adicionada da reação de apoio oferecida pelo solo da ponta. Observando que o peso próprio da estaca é desprezível em relação às outras solicitações, a carga última (Q_r) ocorre quando atingida a máxima capacidade portante do solo da ponta pela resistência de ponta (Q_p), após ter-se alcançado o máximo do atrito estático entre o fuste e o solo pela resistência lateral (Q_l). Essas duas parcelas podem ser definidas como tensões resistentes atuantes nas respectivas superfícies, ficando a capacidade de carga da estaca definida pela soma do produto da tensão resistente de ponta (q_p) e tensão resistente lateral (q_l) pelas respectivas áreas superficiais da ponta (A_p) e lateral do fuste (A_l) em função do comprimento da estaca (L) e seu perímetro (U), como observado na Equação 2.1.

$$Q_r = Q_p + Q_l = A_p q_p + U \int_0^L q_l dz = A_p q_p + U \sum_{i=0}^L q_{li} \Delta L_i \quad [2.1]$$

Figura 2.1 - Equilíbrio limite de um elemento de fundação profunda

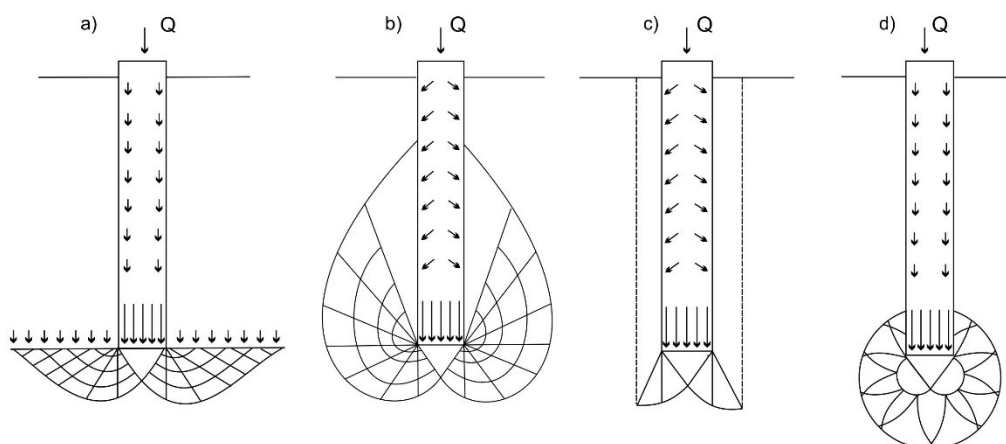


Fonte: Ribeiro (2008)

A capacidade de carga de fundações profundas, mais especificamente das estacas, pode ser avaliada por métodos teóricos, semi-empíricos ou por provas de carga. Os métodos racionais ou teóricos utilizam soluções clássicas de capacidade de carga e parâmetros do solo como ângulo de atrito e coesão, enquanto os métodos semi-empíricos se baseiam em correlações entre a capacidade de carga do elemento com resultados de ensaios *in situ* de penetração do Cone Penetration Test (CPT) ou de sondagens SPT.

Em 1943, Terzaghi apresenta uma solução teórica para capacidade de carga de fundações. Posteriormente mais estudos e soluções são apresentados (ver, p. ex., Meyerhof (1951, 1976), Berezantzev (1961) e Vésic (1965, 1972)), soluções essas que apresentam diferentes mecanismos de ruptura da base da estaca, conforme Figura 2.2. Estas soluções teóricas introduziram conceitos e modelos complexos, tanto para o estabelecimento de resistência da ponta quanto para a resistência por atrito lateral. (LOBO, 2010; VELLOSO; LOPES, 2010; TERZAGHI; PECK, 1967).

Figura 2.2 - Ruptura da base da estaca por diversas soluções teóricas (a) Terzaghi (b) Meyerhof; (c) Berezantzev (d) Vésic.



Fonte: Vésic (1965, apud VELLOSO; LOPES, 2010, p. 240)

Por dispor apenas de dados de sondagens a percussão SPT e por ser mais empregado no Brasil, nesse trabalho serão analisados somente os métodos semi-empíricos para capacidade de carga de estacas, dando ênfase a esses métodos no próximo sub-tópico.

2.3.1 Métodos semi-empíricos

Na estimativa da capacidade de carga de fundações profundas são propostos métodos teóricos e semi-empíricos. Segundo Cintra e Aoki (2010), as fórmulas teóricas para a previsão de capacidade de carga de fundações profundas devem ser aplicadas de forma restrita e com cautela a casos particulares de solos puramente argilosos ou arenosos. Assim, diversos autores têm proposto métodos semi-empíricos baseados em correlações com resultados de ensaios *in situ* e ajustados com provas de carga.

Em pesquisa com 95 profissionais da área de geotecnia e fundações da região Sudeste, Polido (2013) indica que ainda não existe um único método de estimativa de capacidade de carga de estaca hélice contínua eleito, verificando que o SPT ainda é predominante utilizado nos projetos de estaca hélice no Brasil, sendo mais utilizados os métodos desenvolvidos por autores brasileiros consagrados na literatura. Os métodos mais citados foram Décourt e Quaresma (32%), Aoki e Veloso (20%), Alonso (17%), Antunes Cabral (9%), Prova de carga (9%), Ensaio

Dinâmico (5%) e ocorreram ainda citações de outros métodos como Monteiro, Gotlieb e Penna, Philliponat, Bustamante e Pedro Paulo Veloso. Seguindo esse percentual, nesta dissertação serão analisados os métodos semi-empíricos de Décourt e Quaresma, Aoki e Veloso, Aoki e Veloso – Monteiro, Alonso e por último Antunes Cabral, para previsão de capacidade de carga de estaca hélice correlacionados com valores N_{SPT} . Tendo sua estimativa comparada com resultados de ensaios de provas de carga estática nas estacas analisadas.

Alledi (2015) ao ensaiar uma estaca do tipo hélice contínua instrumentada por prova de carga e comparar com a carga de ruptura estimada por métodos semi-empíricos, os métodos de Alonso (1996), Antunes e Cabral (1996), Aoki e Velloso (1975) apresentaram resultados variando 52% a 78% menores que os da prova de carga, enquanto que o método Décourt e Quaresma (1996) apresentou carga de ruptura total mais próximo da obtida na prova de carga, porém subestimando o valor da carga por atrito lateral e superestimando o valor da carga de ponta.

Ao analisar estacas do tipo hélice contínua, Almeida Neto (2002) observou que os métodos Aoki e Velloso (1975) e Alonso (1996) tiveram relativa proximidade em suas cargas de ruptura, enquanto que, os métodos de Décourt e Quaresma (1978, 1996) e Antunes e Cabral (1996) obtiveram resultados próximos entre si, porém, inferiores aos dois primeiros métodos supracitados.

Reinert (2011) ao estimar capacidade de carga de estacas de diferentes tipos, percebeu que o método de Aoki-Velloso (1975) com valores de Monteiro foi o que apresentou menor erro em relação ao método de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978), se comparados com o método de extrapolação da prova de carga de Van der Veen modificado por Aoki (1976).

2.3.1.1 Método Aoki-Velloso (1975) e adaptações

O método de Aoki e Velloso (1975) foi concebido originalmente a partir da comparação de resultados de prova de carga em estacas com resultados de penetração estática utilizando cone mecânico, de onde obteve-se a razão de atrito (α). A primeira expressão da capacidade de carga ocorreu relacionando a resistência de ponta e o atrito lateral da estaca com resultados obtidos do CPT. Todavia, como no Brasil o CPT não é tão empregado quanto o SPT, os autores utilizaram o coeficiente K, relacionado ao tipo de solo, para a conversão da resistência da ponta

do cone para o N_{SPT} . Assim, a expressão de capacidade de carga em função de valores N_{SPT} é representada pela Equação 2.2.

$$Q_r = A_p \cdot \frac{K \cdot N_p}{F_1} + U \cdot \sum_{l=1}^n \frac{\alpha \cdot K \cdot N_l}{F_2} \cdot \Delta_L \quad [2.2]$$

Sendo que os autores adotam um valor limite de 50 para N_{SPT} e para cálculo da resistência de ponta N_p , corresponde a média dos valores N_{SPT} no nível da ponta, 1 m acima e 1 m abaixo (VELLOSO; LOPES, 2010).

A Tabela 2.1 mostra os valores de K e razão de atrito α segundo Aoki e Velloso (1975), onde os autores também definiram valores para os fatores F_1 e F_2 . Segundo Cintra e Aoki (2010), após a publicação do método, surgiram valores F_1 e F_2 como aprimoramento, sendo esses: Aoki (1985) constata os valores para estaca pré-moldada conservadores demais, Aoki e Alonso (1991) incorporaram estacas escavadas e finalmente Velloso e Lopes (2002) definem os fatores para estacas tipo raiz, hélice contínua e ômega (Tabela 2.2).

Tabela 2.1 - Coeficiente K e razão de atrito α

Tipo de solo	Aoki & Velloso (1975)	
	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia Siltosa	0,80	2,0
Areia Siltoargilosa	0,70	2,4
Areia Argilosa	0,60	3,0
Areia argilosiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenosiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975)

Tabela 2.2 - Fatores de correção F1 e F2 –Aoki e Velloso (1975) e demais contribuições

Tipo de estaca	Aoki e Velloso (1975) Aprimorado	
	F ₁	F ₂
Franki	2,50	2F ₁
Metálica	1,75	2F ₁
Pré-Moldada*	1+D/0,80	2F ₁
Escavada	3,00	2F ₁
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,00	2F ₁

* D em metros

Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010) e Velloso e Lopes (2010)

2.3.1.2 Contribuição de Monteiro (1997) ao método Aoki-Velloso (1975)

Monteiro (1997) baseado em sua experiência na firma Estacas Franki Ltda., estabeleceu correlações para K, α , F₁ e F₂ mostradas nas Tabelas 2.3 e 2.4, ressaltando que os valores para hélice contínua na Tabela 2.4 requerem reserva em função do pequeno número de provas de carga disponível. Monteiro (1997) estabelece que o valor de N_{SPT} é limitado em 40 e que no cálculo da resistência de ponta, devem ser considerados valores acima da profundidade da base da estaca iguais a 7 vezes o diâmetro da base e valores abaixo iguais a 3,5 vezes o diâmetro da base conforme Figura 2.3.

Tabela 2.3 - Coeficiente K e razão de atrito α

Tipo de solo	K (MPa)	α (%)
Areia	0,73	2,1
Areia Siltosa	0,68	2,3
Areia Siltoargilosa	0,63	2,4
Areia Argilosa	0,54	2,8
Areia argilosiltosa	0,57	2,9
Silte	0,48	3,2
Silte arenoso	0,50	3,0
Silte arenoargiloso	0,45	3,2
Silte argiloso	0,32	3,6
Silte argiloarenoso	0,40	3,3
Argila	0,25	5,5
Argila arenosa	0,44	3,2
Argila arenosiltosa	0,30	3,8
Argila siltosa	0,26	4,5
Argila siltoarenosa	0,33	4,1

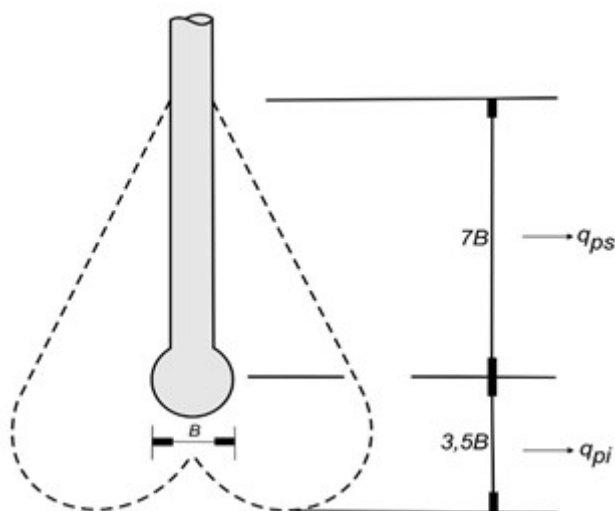
Fonte: Monteiro (1997)

Tabela 2.4 - Fatores de correção F1 e F2

Tipo de estaca	F ₁	F ₂
Franki de fuste apilado	2,30	3,0
Franki de fuste vibrado	2,30	3,2
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto cravada a percussão	2,50	3,5
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem	1,20	2,3
Escavada com lama bentonítica	3,50	4,5
Raiz	2,20	2,4
Strauss	4,20	3,9
Hélice contínua	3,00	3,8

Fonte: Monteiro (1997)

Figura 2.3 - Determinação da resistência de ponta segundo Monteiro (1997)



Fonte: Velloso e Lopes (2010)

2.3.1.3 Método Décourt-Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996)

Este é um método semi-empírico para estimativa da capacidade de carga de um elemento de fundação a partir da resistência lateral e de ponta, baseado exclusivamente no ensaio de campo SPT. Inicialmente, esta metodologia foi desenvolvida para estacas pré-moldadas de concreto e depois foi estendida para outros tipos de estacas, como estacas escavadas em geral, hélice contínua e injetadas (CINTRA; AOKI, 2010; DÉCOURT; QUARESMA, 1978; DÉCOURT, 1996; VELLOSO; LOPES, 2010).

Na primeira versão de Décourt e Quaresma (1978), a estimativa da resistência lateral é feita com o valor médio do índice de resistência a penetração ao longo do fuste sem nenhuma distinção do tipo de solo e adotando os limites de $N_l \geq 3$ e $N_l \leq 15$. Na segunda versão do método, Décourt (1982) e Décourt e Quaresma (1982) procuraram aperfeiçoar a equação com a estimativa da carga lateral e estenderam o limite superior de $N_l = 15$ para $N_l = 50$, para estacas de deslocamento e estacas escavadas com bentonita, mantendo $N \leq 15$ para estacas Strauss e tubulões a céu aberto. Na terceira fase, Décourt (1996) introduz fatores α e β as parcelas de resistência de ponta e lateral respectivamente (Tabelas 2.5 e 2.6), sendo mantido o método original para estacas pré-moldadas, metálicas e tipo Franki ($\alpha = \beta = 1$) (CINTRA; AOKI, 2010; VELLOSO; LOPES, 2010). Deste modo, a expressão final proposta pelos autores é apresentada na Equação 2.3.

$$Q_r = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot 10 \cdot \left(\frac{N_l}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot L \quad [2.3]$$

Onde:

C – Fator de correlação, dependente do tipo de solo, de acordo com as Tabelas 2.7 e 2.8;

N_p – Média dos números de golpes do SPT na ponta da estaca a partir dos valores acima, abaixo e da ponta da estaca.

Segundo Velloso e Lopes (2010), Décourt (1986) recomendou novos valores para os cálculos de resistência de ponta das estacas escavadas com lama bentonítica, expressas na Tabela 2.8.

Tabela 2.5 - Valor do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,3*	0,85*	1,0*
Solos intermediários	0,60	0,60	0,3*	0,60*	1,0*
Areias	0,50	0,50	0,3*	0,50*	1,0*

*Valores orientativos em função do reduzido número de ensaios disponíveis.

Fonte: Décourt (1996)

Tabela 2.6 - Valor do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,80*	0,90*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos intermediários	0,65*	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,50*	0,60*	1,0*	1,5*	3,0*

*Valores orientativos em função do reduzido número de ensaios disponíveis.

Fonte: Décourt (1996)

Tabela 2.7 - Coeficiente característico do solo C

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

Fonte: Décourt e Quaresma (1978)

Tabela 2.8 - Coeficiente característico do solo C para estacas escavadas com lama bentônica

Tipo de solo	C (kPa)
Argila	100
Silte argiloso (alteração de rocha)	120
Silte arenoso (alteração de rocha)	140
Areia	200

Fonte: Décourt (1986, apud VELLOSO; LOPES, 2010, p. 268)

2.3.1.4 Método de Alonso (1996)

Alonso (1996) estabeleceu um método para a previsão de capacidade de carga à ruptura de estacas do tipo hélice contínua, este método foi estabelecido usando o ensaio SPT-T (sondagem à percussão com medida de torque), proposto inicialmente em 1996 para a Bacia Sedimentar Terciária da cidade de São Paulo.

A partir do SPT- T, Alonso (1996) se baseia na determinação do atrito lateral na carga última correlacionando o atrito lateral e a carga na ponta em função dos valores de $T_{Máx}$ e T_{Min} . A carga última pode ser determinada em função do somatório da parcela de resistência de ponta e lateral, a partir da seguinte expressão:

$$Qr = r_p \cdot Ap + \sum U \cdot \Delta l_i \cdot r_{li} \quad [2.4]$$

Onde:

Δl_i – Trecho onde admite atrito lateral unitário, rl constante;

$r_l = \alpha f_s$ – Adesão média na carga última ao longo do fuste da estaca, sendo:

α – Coeficiente de correlação de f_s , obtido através da interpretação de provas de carga carregadas até as proximidades da carga última, para estacas hélice contínua $\alpha = 0,65$;

f_s – Adesão calculada a partir do torque máximo e a penetração total do amostrador no ensaio SPT-T, obtida pela Equação 2.5 abaixo:

$$f_s = \frac{100 \cdot T_{Máx}}{0,41h - 0,032} \quad [2.5]$$

$T_{Máx}$ – Torque máximo (kgf.m);

h – Penetração total do amostrador na cravação (cm);

Onde:

r_p – Resistência da ponta, obtida pela seguinte expressão:

$$r_p = \beta \cdot \frac{T^1_{Min} + T^2_{Min}}{2} \quad [2.6]$$

Sendo:

β – Parâmetro relativo ao tipo de solo em kPa/kgf.m, 200 para areias, 150 para siltes e 100 para argilas;

T^1_{Min} – Média aritmética dos valores de torque mínimos (em kgf.m) ao longo de 8 diâmetros acima da ponta da estaca;

T^2_{Min} – Média aritmética dos valores de torque mínimos (em kgf.m) ao longo de 3 diâmetros abaixo da ponta da estaca;

Caso não haja valores de SPT-T, é possível uma correlação com resultados de SPT da seguinte maneira $T_{Máx} = 1,2 N_{SPT}$ e $T_{Min} = 1,0 N_{SPT}$. E ainda deve-se atentar aos limites de $r_l \leq 200 \text{ kPa}$ e T_{Min} superiores a 40kgf.m devem ser adotados valores iguais a 40 kgf.m.

2.3.1.5 Método de Antunes-Cabral (1996)

Com base nos dados de 9 provas de carga, Antunes e Cabral (1996) propuseram um método específico para estimativa da capacidade de estacas do tipo hélice contínua (Equação 2.7), a partir da média dos números de golpes do SPT obtidos ao longo do comprimento embutido da estaca (N).

$$Q_r = (\beta_2 \cdot N_p) \cdot A_p + U \cdot \sum(\beta_1 \cdot N) \cdot \Delta L \quad [2.7]$$

Onde β_1 e β_2 são fatores que dependem do tipo de solo, conforme Tabela 2.9, observando que $\beta_1 \cdot N$ e $\beta_2 \cdot N_p$ correspondem a kgf/cm² e $\beta_2 \cdot N_p \leq 40 \text{ kgf/cm}^2$.

Tabela 2.9 - Fatores onde β_1 e β_2

Tipo de solo	β_1 (%)	β_2
Areia	4 – 5	2 - 2,5
Silte	2,5 - 3,5	1 – 2
Argila	2 - 3,5	1 - 1,5

Fonte: Antunes e Cabral (1996)

2.4 PROVA DE CARGA ESTÁTICA

Além dos métodos teóricos e semi-empíricos mencionados anteriormente, a NBR 6122 (ABNT,2010) destaca a prova de carga como um procedimento para prever a capacidade de carga da fundação, Niyama *et al.* (1996) também destaca a prova de carga como um dos principais ensaios de campo utilizados na engenharia de fundações. Fornecendo dados importantes como a curva carga-recalque, previsão do comportamento da capacidade de carga e fator de segurança do estaqueamento, podendo obter, quando executada prova de carga instrumentada a distribuição de atrito ao longo do fuste e resistência de ponta (MELO, 2009)

O trabalho de Vargas (1990, apud MELO, 2009, p.9) apresenta um breve histórico sobre a execução de provas de carga no Brasil, destacando o trabalho de Costa Nunes, que propôs a “Norma para Prova de Carga em Estacas”, apresentada e debatida na 6ª Reunião da ABNT em 1945, sendo publicada somente em 1951 como norma NB-20, que prescreveu os ensaios de prova de carga em incrementos lentos de carga, permitindo a escolha das cargas admissíveis através da observação dos recalques.

Atualmente, a metodologia está normatizada pela NBR 12.131 “Estacas – Prova de Carga Estática – Método de ensaio”, que pode ser aplicada a todos os tipos de estacas, verticais ou inclinadas, independentemente do processo de execução e instalação no terreno (ABNT, 2006), pelas normas americanas D1143/D1143M-07 (ASTM,2013) “Standard Test Methods for Deep Foundations under Static Axial Compressive Load” e observada no Eurocode 7 (CEN, 2004) “Geotechnical Design”.

A NBR 6122 (ABNT, 2010) torna obrigatória a execução de provas de carga estática em obras com quantitativo de estacas superior ao especificado na Tabela 6 da norma, sendo executado um número de provas de carga igual a 1% da quantidade total de estacas, arredondando para mais, a norma ainda especifica obrigatoriedade de ensaio quando, independentemente do número de estacas da obra, as estacas forem empregadas para tensões médias superiores aos indicados na Tabela 6. O desempenho da estaca é considerado satisfatório quando o fator de segurança da carga de ruptura obtida na prova de carga ou por extrapolação pela carga de trabalho for maior ou igual a 2,0 e se o recalque na carga de trabalho for admissível pela estrutura (ABNT, 2010).

Cintra *et al.* (2013) observam que a NBR 6122 trata da quantidade de prova de carga estática sem abordar a questão de representatividade estatística, apenas recomendando que “se deve

elaborar um programa de provas de carga adicionais” ao tratar do caso em que uma prova de carga apresentar “resultado insatisfatório” faltando uma prescrição similar para um resultado satisfatório. Os autores ressaltam a necessidade de um conjunto representativo de ensaios, ou de ensaiar um número adequado de estacas, pois ensaiar uma única estaca não permite inferir o comportamento do estaqueamento.

2.4.1 Ensaio de carregamento lento

A prova de carga estática é um ensaio de campo que consiste basicamente em medir as deformações e deslocamentos decorrentes da aplicação de cargas conhecidas ao solo através do elemento estrutural de fundação (NIYAMA *et al.*, 1996)

As definições e prazos para preparação da estaca e prova de carga são definidos nos itens 3.3 e 3.4 da NBR 12131 (ABNT, 2006), enquanto que o ensaio com carregamento lento é descrito no item 3.5.2, compreendendo duas fases distintas, a fase de carregamento e descarregamento.

O carregamento deve ser executado em estágios iguais e sucessivos, não superiores a 20% da carga de trabalho da estaca, mantendo cada incremento de carga até a estabilização dos deslocamentos, por um tempo mínimo de 30 min. Em cada estágio, os deslocamentos são lidos imediatamente após cada aplicação de carga seguindo os intervalos de 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 h, 2 h, 3 h, 4 h, etc., até a estabilização dos deslocamentos, que é atendida quando a diferença entre duas leituras consecutivas corresponder a no máximo 5% do deslocamento total do mesmo estágio. Terminada a fase de carregamento, o período entre a estabilização dos recalques e o início do descarregamento deve ser de no mínimo 12 h, mantendo a carga máxima de ensaio (ABNT, 2006).

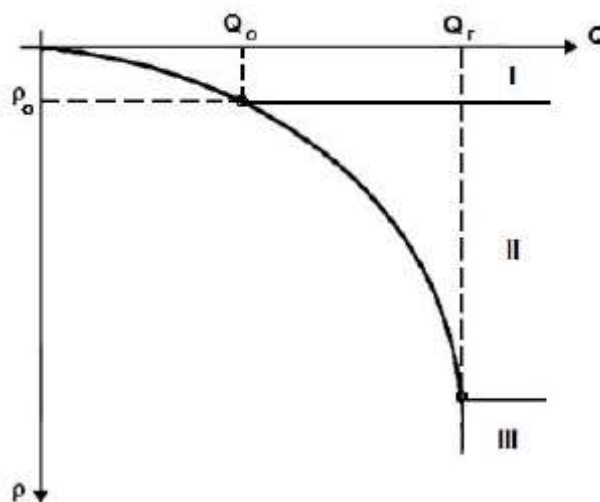
Se a estaca não atingir a ruptura, o descarregamento deve ser realizado em pelo menos quatro estágios, respeitando a estabilização dos deslocamentos em um tempo mínimo de 15 min por estágio, com registro em intervalos de tempo de 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 h, 2 h, 3 h, 4 h, etc. Mesmo após o descarregamento total, deve-se prosseguir com as leituras dos deslocamentos até a estabilização (ABNT, 2006).

2.4.2 Interpretação da curva carga-recalque

O produto principal da prova de carga é a curva carga-recalque, sendo a carga aplicada no topo da estaca representada pelo eixo das abscissas, e o recalque do topo da estaca representada no eixo das coordenadas voltado para baixo, a curva carga-recalque pode ser expressa entre os intervalos de carregamento ou passando pelos pontos finais dos estágios. (CINTRA *et al.*, 2013).

Vargas (1977, apud NIYAMA *et al.*, 1996, p.735) divide a curva carga-recalque obtida da prova de carga em estacas em três regiões (Figura 2.4): Região (I), de quase proporcionalidade entre as cargas e os recalques, sendo utilizada para determinar o coeficiente de recalque; Região (II), de deformação viscoplástica, onde a velocidade de carregamento tem muita influência sobre os recalques; E a região (III), que corresponde à região de ruptura, definido a carga de ruptura, quando o recalque aumenta indefinidamente com pequenos ou nenhum acréscimo de carga.

Figura 2.4 – Gráfico carga-recalque por região de ruptura



Fonte: Vargas, (1977 apud MELO, 2009, p.25)

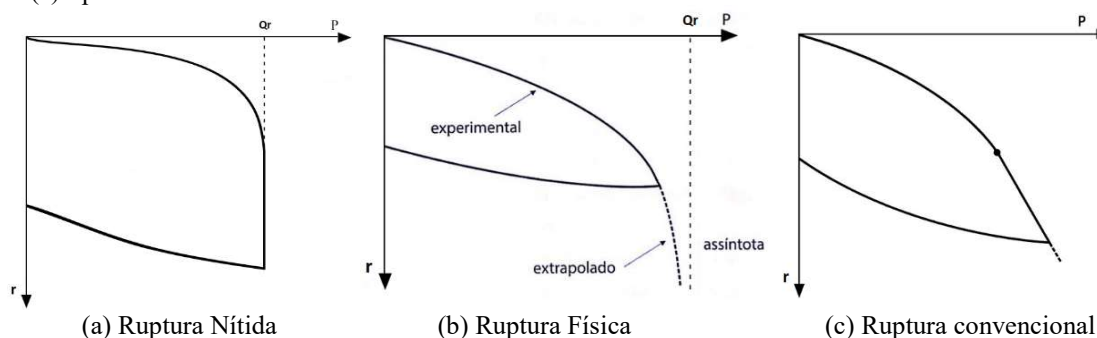
Apesar de a NBR 6122 (ABNT 2010) contemplar somente a ruptura nítida e convencional, Cintra *et al.*, (2013), abordam três possíveis modos de ruptura geotécnica em provas de carga estática observados abaixo:

- Ruptura nítida, curva em que antes do 10º estágio de carregamento, ocorre sua verticalização, em função de deformações contínuas sem novos acréscimos de carga. A carga

correspondente ao trecho vertical define o valor da capacidade de carga de ruptura sem qualquer ambiguidade (Figura 2.5 (a));

- Ruptura física é quando o valor da capacidade de carga de ruptura é definido pela assíntota vertical, quando os pontos obtidos na fase de carregamento constituem parte de um gráfico assintótico a uma reta vertical. Na ruptura física a carga de ruptura é inatingível no ensaio, porém próximo a ruptura os recalques são muito elevados, tendendo ao infinito (Figura 2.5 (b)).
- Ruptura convencional, representada na Figura 2.5 (c), nos últimos estágios de carregamento a curva carga-recalque se transforma em um segmento linear não vertical, sem qualquer limite para a mobilização de resistência do sistema estaca-solo. Nesses casos de indefinição de ruptura, costuma-se adotar arbitrariamente um ponto da curva de carregamento onde a carga correspondente seja convencionada como carga de ruptura, daí a denominação de ruptura convencional.

Figura 2.5 – Gráficos carga-recalque de tipos de rupturas: (a) ruptura nítida, (b) ruptura física e (c) ruptura convencional



Fonte: Adaptado de Cintra *et al.*, 2013.

2.4.3 Extrapolação da curva carga-recalque

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010) o comportamento de uma estaca quando submetida a prova de carga, pode não apresentar ruptura nítida. Quando isso ocorre, a norma permite que se extrapole a curva carga-recalque para avaliar a ruptura por critérios baseados na engenharia geotécnica.

Segundo Niayama *et al.* (1996), os métodos para determinação da carga de ruptura da estaca podem ser divididos em quatro grupos: do recalque limite, deformabilidade limite, da interseção das fases pseudo-elástica e pseudoplástica, e forma matemática. No primeiro grupo fixa-se a

carga de ruptura em função de um valor de recalque máximo, como o método da NBR 6122 (ABNT, 2010), no segundo grupo a carga de ruptura corresponde a um módulo de deformabilidade limite da estaca, como ocorre no método de Fuller e Hoy (1970). Os métodos do terceiro grupo definem duas retas na curva carga-recalque, correspondendo as duas fases, a carga de ruptura define-se na interseção das retas, como o método De Beer (1967). O quarto e último grupo de métodos parte do ajuste gráfico da curva carga-recalque através de formulação matemática, sendo os métodos mais utilizados, como a curva exponencial de Van der Veen (1953).

Dos vários métodos existentes na literatura que estimam a carga de ruptura, serão utilizados nesta dissertação os métodos da norma NBR 6122 (ABNT, 2010), de Van der Veen (1953) e de Van der Veen modificado por Aoki (1976).

2.4.3.1 Método NBR 6122 (2010)

A norma NBR 6122 (ABNT, 2010) possui um método para determinar o recalque máximo da fundação, a partir da Equação 2.8, sendo a primeira parcela da equação correspondente ao encurtamento elástico da estaca enquanto que a segunda parcela expressa o deslocamento da estaca como corpo rígido.

$$\Delta r = \frac{P \cdot L}{A \cdot E} + \frac{D}{30} \quad [2.8]$$

Δr = Recalque de ruptura convencional (mm);

P = Carga de ruptura convencional;

L = Comprimento da estaca;

A = Área da seção transversal da estaca (estrutural);

E = Módulo de elasticidade do material da estaca;

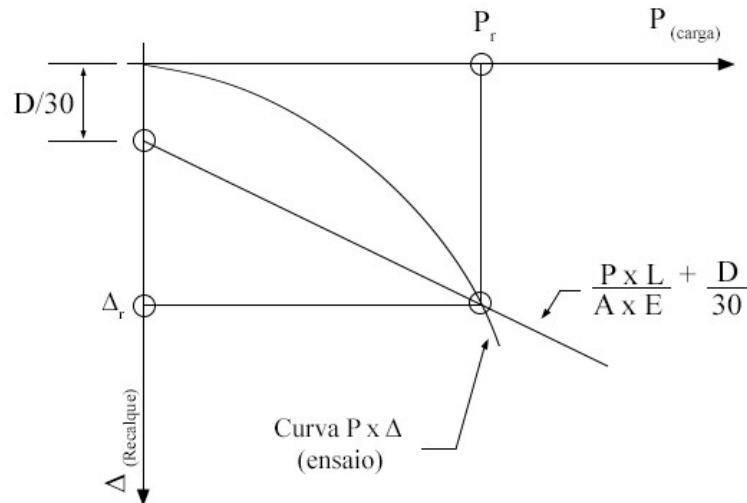
D = Diâmetro da estaca.

O módulo de elasticidade (E) para estacas de concreto pode ser calculado pela NBR 6118 (ABNT, 2014), em função da resistência característica do concreto (f_{ck}).

Os parâmetros devem estar em unidades compatíveis, conforme Figura 2.6, então é estimado um valor arbitrário para a carga (P) e calcula-se o recalque correspondente, obtendo um ponto

(P; r). Segundo Cintra *et al.*, (2013), a carga de ruptura pode ser convencionada como aquela correspondente à interseção da curva carga-recalque obtida (extrapolada, quando necessário) com a reta da Equação 2.8.

Figura 2.6 – Carga de ruptura convencional NBR 6122 (ABNT,2010)



Fonte: NBR 6122 (ABNT, 2010)

2.4.3.2 Método de Van der Veen (1953)

Segundo Melo (2009), o método de Van der Veen (1953) é o mais utilizado no Brasil, quando necessário extrapolar as curvas de prova de carga que não foram levadas à ruptura. O método proposto por Van der Veen (1953) associa a curva carga-recalque a uma função exponencial (Equação 2.9).

$$P = Q_r \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot r}) \quad [2.9]$$

Onde:

P = Carga aplicada no topo da estaca;

Q_r = Carga de ruptura;

α = Coeficiente que define a forma da curva de extrapolação (mm^{-1});

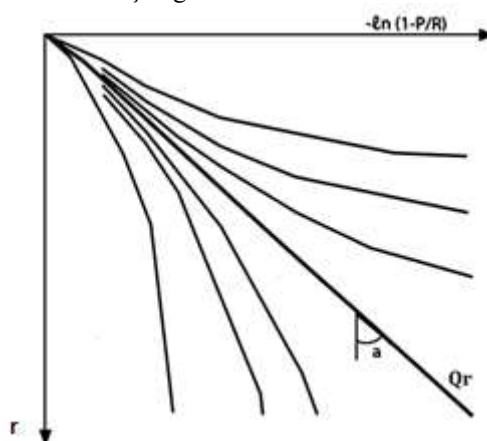
r = Recalque correspondente à carga P (mm).

Reescrevendo a Equação 2.9, obtemos a Equação 2.10 da reta.

$$\alpha \cdot r + \ln(1 - P/Q_r) \quad [2.10]$$

Em que α e Q_r são duas constantes determinadas em processo de tentativa e erro, onde adotando-se valores para Q_r e obtendo os respectivos valores para os eixos $-\ln(1 - P/Q_r)$ nas abscissas e r nas ordenadas, o gráfico resultante que mais se aproximar de uma reta indicará o valor procurado de Q_r , e o valor de α dado pelo coeficiente angular da reta, conforme Figura 2.7.

Figura 2.7 – Solução gráfica do Método de Van der Veen



Fonte: Adaptado de Van der Veen (1953)

Magalhães (2005), verifica que quando a prova de carga é interrompida no trecho inicial (pseudo-elástico) da curva carga-recalque, a extrapolação pelo método de Van der Veen leva a valores de carga de ruptura exagerados. Décourt e Niayama (1994, apud NIYAMA *et al.*, 1996, p.738) consideram a extrapolação por este método confiável só para estacas de deslocamento e provas de carga em que a carga de ensaio alcançou ao menos 70% da carga de ruptura convencional. Porém, Magalhães (2005) observa que vários autores têm utilizado a extrapolação de Van der Veen (1953) também em estacas escavadas e hélice contínua.

2.4.3.3 Método de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976)

Aoki (1976) propõe uma alteração no método de Van der Veen (1953), deixando de impor que a curva ajustada passe pela origem do sistema de coordenadas, incluindo então o intercepto b no eixo dos recalques, da reta obtida na escala semilogarítmica, de acordo com a Equação 2.11:

$$P = Q_r \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot r + b}) \quad [2.11]$$

Cintra *et al.* (2013) observam que, com esse artifício, obtém-se um valor de r^2 mais próximo de 1, proporcionando um melhor ajuste da curva carga-recalque com os pontos intermediários e finais do carregamento, indicando não ter significado físico no fato de a curva carga-recalque iniciar na origem do sistema de coordenadas. Porém Velloso e Lopes (2010) comentam que a existência desse intercepto é aceitável, ao se reconhecer que o solo é um material viscoso, apresentando resistência viscosa a cada velocidade de carregamento e ao lembrar que a prova de carga estática é na realidade quase estática, havendo um salto viscoso na prova de carga assim como ocorre nos ensaios de laboratório.

2.5 ANÁLISE DE PROBABILIDADE DE RUPTURA EM ESTACAS

Todos os processos, sejam eles naturais ou criados pelo ser humano, estão sujeitos à variabilidade. Na área da engenharia geotécnica não é diferente e possui incertezas advindas desde a variabilidade intrínseca do solo até erros de medição nos ensaios. Para lidar com essas incertezas, é necessário primeiro obter e investigar uma amostra dos dados, tal como um conjunto de sondagens SPT. Para propósitos inferenciais, porém, é preciso tomar decisões sobre a população da qual a amostra foi retirada. O problema é que para a maioria dos processos geotécnicos, tal população é o virtualmente ilimitado conjunto de todas as possíveis medições, uma vez que ela geralmente é descrita por uma variável aleatória discreta (como uma distribuição normal, por exemplo) que pode assumir qualquer valor dentro de determinado intervalo (isto é, pode assumir infinitos valores diferentes). O maior interesse do engenheiro geotécnico ao analisar os dados deve estar na agregação; os itens individuais fornecem dicas, pistas e evidências.

Um conjunto de dados compreende um determinado número de medições de um fenômeno, tal como os fatores de segurança do solo para sondagens realizadas em diferentes pontos de um terreno. As quantidades medidas são denominadas variáveis e podem assumir um valor qualquer dentro de um intervalo especificado. Devido à sua inerente aleatoriedade e, portanto, imprevisibilidade, fenômenos encontrados por engenheiros e cientistas são frequentemente chamados de variáveis aleatórias, nome dado a qualquer quantidade cujo valor dependa do acaso. Variáveis aleatórias costumam ser representadas por letras maiúsculas e podem ser classificadas pela forma que se assume que seus possíveis valores têm. O padrão de variabilidade é denominado distribuição. Uma variável contínua pode assumir qualquer valor

em uma escala entre dois limites, tal como o fator de segurança do solo em diferentes sondagens SPT. Por outro lado, uma variável discreta pode assumir apenas números contáveis isolados, tais como inteiros, um exemplo é o número de golpes N_{SPT} para cada metro de diferentes sondagens.

Existem diversas metodologias probabilísticas que podem ser utilizadas para estimar a variabilidade do fator de segurança para cada estaca. Dentre esses métodos destacam-se o Método do Segundo Momento de Primeira Ordem (FOSM), o Método das Estimativas Pontuais (PEM) e a Simulação de Monte Carlo (MCS). Todas as metodologias dependem do conhecimento da distribuição de probabilidade do fator de segurança e/ou das variáveis envolvidas no seu cálculo.

O Método do Segundo Momento de Primeira Ordem requer do projetista conhecimento sobre série de Taylor multivariada para seu entendimento. Como o objetivo deste trabalho é fazer que projetistas habituados a trabalhar exclusivamente de forma determinista passem a levar em consideração a variabilidade intrínseca que o solo possui não se considerou que a introdução de conceitos matemáticos mais avançados tais como a série de Taylor multivariada fossem incentivar esses projetistas a passar a utilizar conceitos de estatística nos seus cálculos. O Método das Estimativas Pontuais, por sua vez, possui a desvantagem de que para simplificar o seu cálculo, é preciso que as variáveis aleatórias necessárias para o cálculo da função de desempenho sejam simétricas, o que nem sempre é verdade. Já a Simulação de Monte Carlo, além de possuir grande custo computacional, não se mostrou necessária para a realização deste trabalho, ao qual foi realizada a análise gráfica a partir de histogramas das amostras, estudando a variabilidade do fator de segurança das estacas.

2.5.1 Análise probabilística

A análise probabilística pode ser entendida como o estudo sobre a previsão comportamental de uma determinada experiência aleatória que tem valores aleatórios e não previsíveis, tendo como característica de interesse a sua variável aleatória, que pode ser considerada discreta, quando assume apenas certos valores específicos, ou contínua, quando pode assumir qualquer valor dentro de um intervalo. O conjunto de todas as variáveis aleatórias é denominado de espaço amostral, que é dito discreto se possui um número contável de elementos, ou contínuo se os elementos constituem continuidade, sendo então, a caracterização de um espaço amostral em

discreto ou contínuo determinada através do tipo de variável aleatória em questão (RIBEIRO, 2008).

2.5.1.1 Função de probabilidade

Sendo X uma variável aleatória contínua qualquer, a distribuição de probabilidades dessa variável aleatória X é uma descrição do conjunto das probabilidades associadas com os valores possíveis para X , podendo essa distribuição ser classificada em mais de uma maneira. A função densidade de probabilidade $f(x)$ pode ser usada para descrever a distribuição de probabilidades de uma variável aleatória X , descrevendo assim o comportamento probabilístico desse fenômeno aleatório.

Para a estimativa da probabilidade de ocorrência da variável aleatória X ser menor ou igual a um certo valor x , utiliza-se a função de distribuição acumulada $F(x)$ definida abaixo.

$$P[X \leq x] = F(x) = \int_{-\infty}^x f(t) dt \quad [2.12]$$

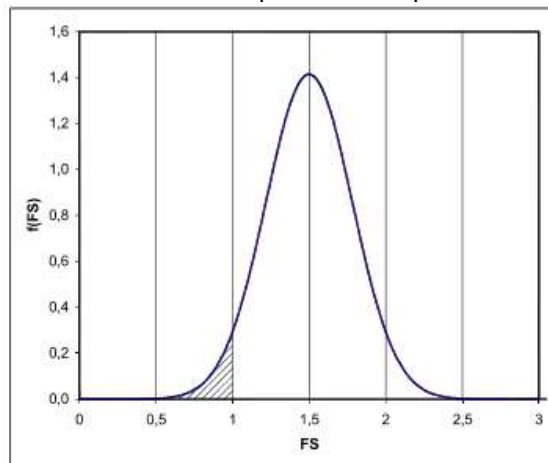
A Equação 2.13 demonstra a estimativa da probabilidade de ocorrência da variável aleatória X , caso esta ocorra em um certo intervalo $[a, b]$.

$$P[a \leq X \leq b] = \int_a^b f(x) dx \quad [2.13]$$

Portanto, a probabilidade de ocorrência de X em um determinado intervalo é a área sob a função $f(X)$ para esse intervalo, sendo essa área melhor estimada a partir de análise gráfica ou aritmética do tratamento estatístico de uma coleção de observações. Esta análise estatística será melhor abordada adiante.

Na Engenharia Geotécnica, em uma análise de equilíbrio limite, a probabilidade de ruptura é obtida calculando-se a área sob a função densidade de probabilidade de um fator de segurança (FS), para valores de FS menores ou iguais a um. Essa área é ilustrada na Figura 2.8.

Figura 2.8 – Área hachurada representando a probabilidade de $FS \leq 1$



Fonte: Ribeiro (2008)

2.5.1.2 Momentos probabilísticos

A densidade de probabilidade pode ser estudada de forma mais detalhada a partir de medidas estatísticas que descrevem a locação e a dispersão da distribuição. O primeiro momento de um sistema de densidade de probabilidade $f(x)$ é a locação, que é dada pela média μ da distribuição ou valor esperado $E[X]$ da densidade de probabilidade da variável aleatória contínua X correspondente, definida pela Equação 2.14.

$$\mu = \int_{-\infty}^{\infty} x f(x) dx \quad [2.14]$$

Já o segundo momento de $f(x)$ com relação à média, denotado por $V(X)$, é a variância da distribuição. Assim sendo, a variância é uma estimativa da variação da densidade de probabilidade, definida por:

$$V[X] = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu)^2 f(x) dx \quad [2.15]$$

Uma medição mais concreta da variabilidade da densidade probabilística é dada pelo desvio padrão da distribuição $\sigma(X)$, que é definido como a raiz quadrada positiva da variância (Equação 2.16).

$$\sigma[X] = \sqrt{V[X]} \quad [2.16]$$

O terceiro momento é usado para descrever a simetria ou assimetria da distribuição, enquanto o quarto momento descreve a curtose ou “falta de pico” da densidade de probabilidade. A partir do conhecimento de todos os momentos probabilísticos que se obtém a forma exata da densidade de probabilidade.

Ribeiro (2008) define de forma objetiva que a função densidade de probabilidade descreve a forma da curva de distribuição da probabilidade de ocorrência de cada valor possível da variável aleatória. Dentre as formas mais usuais, podem ser citadas as distribuições normal ou gaussiana, lognormal, gama, qui-quadrado e t de Student, entre outras. Neste trabalho serão abordadas somente a distribuição normal e lognormal, em função de serem as mais citadas em trabalhos relacionados.

2.5.1.2.1 Distribuição normal

Conhecida também como distribuição gaussiana, tem como características ser simétrica em relação à média e se aproximar de uma seção em corte de um sino (Figura 2.9), onde o valor de $E(X) = \mu$ determina o centro da função densidade de probabilidade e o valor $V(X) = \sigma^2$ determina a largura. A função densidade de probabilidade da distribuição normal é dada por:

$$f(x, \mu, \sigma^2) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad [2.17]$$

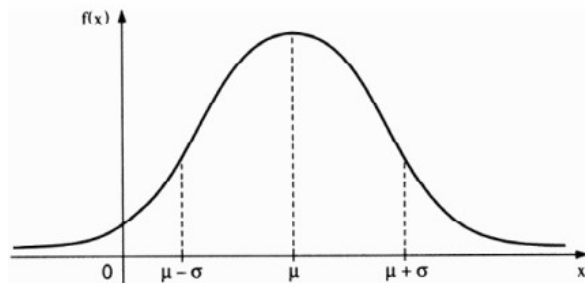
onde $-\infty < x < \infty$.

Já a função distribuição acumulada da distribuição normal pode ser escrita como:

$$F(x, \mu, \sigma^2) = \int_{-\infty}^x f(t, \mu, \sigma^2) dt \quad [2.18]$$

onde se obtém $f(t, \mu, \sigma^2)$ substituindo $x = t$ na Equação 2.17.

Figura 2.9 – Gráfico da distribuição gaussiana com média μ e desvio padrão σ



Fonte: Ribeiro (2008)

Em função do fato de a Equação 2.17 não ser integrável analiticamente, as probabilidades relacionadas à distribuição normal são obtidas a partir de integração numérica, sendo os resultados dispostos em forma de tabela padronizada para uma densidade normal com média $\mu = 0$ e desvio padrão $\sigma = 1$.

Substituindo na Equação 2.17 os valores de μ e σ utilizados para padronização (Equações 2.14 e 2.16, respectivamente), temos uma distribuição normal padrão ou reduzida, cuja função densidade de probabilidade é:

$$\phi(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{z^2}{2}} \quad [2.19]$$

onde Z é definida por:

$$Z = \frac{X - \mu}{\sigma} \quad [2.20]$$

Já a função distribuição acumulada de Z pode ser escrita como

$$\Phi(z) = \int_{-\infty}^z \phi(t) dt \quad [2.21]$$

onde se obtém $\phi(t)$ substituindo $z = t$ na Equação 2.19.

2.5.1.2.2 Distribuição lognormal

A distribuição lognormal ocorre sempre que o logaritmo de uma variável aleatória for normalmente distribuído. De forma simplificada, sendo Y uma variável aleatória com distribuição normal e sendo $\ln(X) = Y$, então a variável aleatória X possui densidade lognormal. A distribuição lognormal é encontrada tomando-se a exponencial de uma variável aleatória normal, sendo caracterizada por possuir somente valores positivos. Sua forma é ilustrada na Figura 2.10, e a Equação 2.22 descreve seu comportamento para $x > 0$.

$$f(x, \mu, \sigma^2) = \frac{1}{x\sigma_{\ln(X)}\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x) - \mu_{\ln(X)}}{\sigma_{\ln(X)}}\right)^2} \quad [2.22]$$

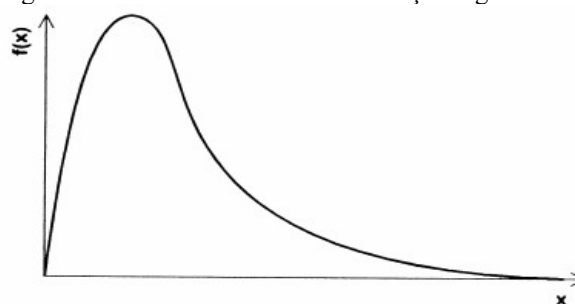
Os valores da média e variância são determinados a partir das seguintes equações:

$$\mu_{\ln(X)} = \ln(\mu_X) - 0,5 \left[\ln \left(1 + \left(\frac{\sigma_X}{\mu_X} \right)^2 \right) \right] \quad [2.23]$$

$$\sigma^2 = \ln \left(1 + \left(\frac{\sigma_X}{\mu_X} \right)^2 \right) \quad [2.24]$$

Onde σ_X e μ_X são respectivamente os valores populacionais do desvio padrão e da média da variável aleatória X .

Figura 2.10 – Gráfico de uma distribuição lognormal



Fonte: Ribeiro (2008)

2.5.2 Análise estatística

O tratamento estatístico está relacionado à análise de uma coleção de observações, coleção esta denominada de amostra ou conjunto amostral, que visa caracterizar um fenômeno aleatório de interesse e não prever o comportamento do fenômeno em si, como ocorre na análise probabilística. O tratamento do conjunto amostral pode ser realizado a partir de análise gráfica ou aritmética.

2.5.2.1 Análise gráfica da amostra

Essa análise é utilizada para inferir qual distribuição de probabilidades os dados possuem e pode ser dividida em duas etapas: histograma (análise gráfica para encontrar uma distribuição conhecida que sirva como candidata a ser também a distribuição do conjunto de dados) e o teste de Kolgomorov-Smirnov (para confirmar se a distribuição encontrada visualmente no histograma realmente se adéqua ao conjunto de dados).

2.5.2.1.1 Histograma

A análise gráfica de uma amostra compreende a classificação da variável aleatória segundo sua frequência de valores assumidos, resultando em um gráfico de frequência versus valor, denominado histograma (Figura 2.11). O comportamento de uma variável aleatória X em uma amostra pode ser caracterizado pela sua função de frequência $t(x)$, ou seja, é a função que melhor caracteriza a forma do histograma da variável aleatória.

Assim sendo, o histograma é um diagrama de blocos que divide os dados de acordo com suas magnitudes. O eixo horizontal do gráfico mostra as magnitudes. Blocos são desenhados para representar os grupos, sendo que cada um deles tem limites inferior e superior distintos. A área de cada bloco é proporcional ao número de ocorrências no grupo. A variabilidade dos dados é mostrada pelo espalhamento dos blocos, e os valores mais comuns são encontrados nos blocos com as maiores áreas. Outras características como a simetria dos dados ou falta dela também são mostradas.

O primeiro passo é levar em consideração o faixa r das observações, isto é, a diferença entre o maior e o menor valor das mesmas. Para desenhar um histograma, é necessário dividir a faixa em um número de classes n_c . O número de ocorrências de cada classe (conhecido como frequências) é contado e tabulado. Quando se divide o número de ocorrências de cada classe pelo número total de ocorrência obtém-se o que é chamado de frequências relativas. Geralmente se adota que os comprimentos das classes são iguais para facilitar a interpretação. Deve se ter cuidado na escolha do número de classes, n_c . Um número muito baixo irá causar omissão de características importantes dos dados; já um número alto demais não dará uma visão geral clara, pois pode haver grandes flutuações nas frequências. Denotando o número total de observações por n , a regra utilizada neste trabalho será a de escolher o inteiro mais próximo de $n_c = \sqrt{n}$ que satisfaça a condição $5 \leq n_c \leq 25$ (BIRGÉ, ROZENHOLC, 2006).

Figura 2.11 – Histograma de aproximação da função densidade de probabilidade para a variável aleatória de resistência



Fonte: Cintra e Aoki (2010)

2.5.2.1.2 Teste de Kolmogorov-Smirnov

O teste de Kolmogorov-Smirnov pode ser utilizado para avaliar as hipóteses: H_0 - os dados seguem a distribuição para eles assumida ou H_1 - os dados não seguem a distribuição para eles assumida.

Este teste observa a máxima diferença absoluta entre a função de distribuição acumulada assumida para os dados e a função de distribuição empírica dos dados. Como critério, comparamos esta diferença com um valor crítico, para um dado nível de significância.

Considere uma amostra aleatória simples X_1, X_2, \dots, X_n de uma população com função de distribuição acumulada contínua $F(x)$ desconhecida. A estatística utilizada para o teste é:

$$D_n = \max_x |F(x) - F_n(x)| \quad [2.25]$$

Esta função corresponde à distância máxima vertical entre os gráficos de $F(x)$ e $F_n(x)$ sobre a amplitude dos possíveis valores de x . Em D_n temos que:

$F(x)$ representa a função de distribuição acumulada assumida para os dados;

$F_n(x)$ representa a função de distribuição acumulada empírica dos dados.

Neste caso, queremos testar a hipótese $H_0: F(x) = F_n(x)$ contra a hipótese alternativa $H_1: F(x) \neq F_n(x)$. Para isto, tomamos $X_{(1)}, X_{(2)}, \dots, X_{(n)}$ as observações aleatórias ordenadas de forma crescente da população com função de distribuição contínua $F(x)$.

A função da distribuição empírica $F_n(x)$ corresponde à proporção de valores menores ou iguais a x . Tal função também pode ser escrita da seguinte forma:

$$F_n(x) = \begin{cases} 0, & \text{se } x < x_{(1)} \\ \frac{k}{n}, & \text{se } x_{(k)} \leq x \leq x_{(k+1)} \\ 1, & \text{se } x > x_{(n)} \end{cases} \quad [2.26]$$

Se D_n é maior que o valor crítico, rejeitamos a hipótese que os dados possuem a distribuição para eles assumida com $(1 - \alpha)100\%$ de confiança, onde α é o nível de significância do teste. Miller (1956) fornece uma tabela dos valores críticos $D_{n,\alpha}$ para o teste de Kolmogorov-Smirnov para diferentes valores de α . Nesta dissertação, serão mostrados apenas o p-valor de cada teste fornecidos pelo software Matlab R2013a, uma vez que eles não necessitam o uso de tabelas para saber o resultado do teste (se o p-valor for maior que α , significa que os dados têm a distribuição para eles assumida).

2.5.2.2 Análise aritmética da amostra

A análise aritmética da amostra é realizada através da determinação de parâmetros estatísticos que visam caracterizar a distribuição. Os parâmetros mais comumente utilizados são a média e a variância de uma amostra (x_1, x_2, \dots, x_n) retirada de uma população descrita pela variável aleatória X . Deve-se atentar que média e a variância amostrais, denotadas por \bar{x} e s_x^2 estão relacionadas aos valores de um determinado conjunto de observações, enquanto a média e variância da distribuição de probabilidade da variável aleatória X , denotadas respectivamente por μ e σ^2 , fornecem a média e a variância de toda a população do fenômeno aleatório. A média e a variância amostrais são dadas respectivamente pelas Equações 2.27 e 2.28.

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad [2.27]$$

$$s_x^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(x_i - \bar{x})^2}{n-1} \quad [2.28]$$

O desvio padrão amostral é definido como a raiz quadrada da variância, definido por:

$$s_x = \sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{(x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \quad [2.29]$$

O coeficiente de variação da amostra, $Cov(x)$, representa o desvio padrão amostral como percentagem da média, conforme indicado na expressão abaixo:

$$Cov(x) = \frac{s_x}{\bar{x}} \quad [2.30]$$

2.5.3 Aspectos conceituais de análise de confiabilidade

A confiabilidade é quantificada através da utilização de uma relação entre os estados que limitam o insucesso e o sucesso associados à previsão comportamental de uma determinada variável aleatória.

A função desempenho $G(X)$ (Equação 2.31) da relação entre os estados que limitam o sucesso e o insucesso para uma análise de equilíbrio limite, é definida como a diferença entre as densidades de probabilidade da capacidade de resistência (R) e da demanda de solicitação (S).

$$G(X) = R - S \quad [2.31]$$

Onde X é o vetor de parâmetros necessários para cálculo de $G(X)$. A função de desempenho, também denominada margem de segurança, pode ser subdividida em uma região segura ($G(X) > 0$), que é condição para não ocorrência de ruína e uma região instável ($G(X) < 0$), sendo ($G(X) = 0$) a superfície de estado limite para o sistema $R - S$.

O índice de confiabilidade (β) surgiu da dificuldade de definição das distribuições da capacidade de resistência e da demanda de solicitação, as formulações que utilizam este índice de confiabilidade são classificadas como relativas, pois é uma medida direta do desempenho de $G(X)$ levando em conta diretamente a variabilidade das curvas de resistência e solicitação. Sua proposta baseia-se no fato de não ser necessário o conhecimento prévio do comportamento absoluto ou global da função de desempenho para estimativa da segurança.

As primeiras medições de confiabilidade foram obtidas através de um índice definido por:

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} \quad [2.32]$$

Onde μ_G e σ_G denotam o valor médio e o desvio padrão da função de desempenho. A probabilidade de ruptura (P_r) tem relação com o índice de confiabilidade a partir do desenvolvimento da Equação 2.32, como demonstrado a seguir.

$$P_r = P[G(X) \leq 0] \quad [2.33]$$

$$P_r = P \left[\frac{G(X) - \mu_G}{\sigma_G} \leq \frac{-\mu_G}{\sigma_G} \right] \quad [2.34]$$

$$P_r = P[Z \leq -\beta] \quad [2.35]$$

$$P_r = \int_{-\infty}^{-\beta} \phi(z) dz \quad [2.36]$$

$$P_r = \Phi(-\beta) \quad [2.37]$$

Onde Z é uma variável padronizada e $\phi(z)$ e $\Phi(z)$ são, respectivamente, suas funções densidade de probabilidade e de distribuição acumulada, aferidas em z . A motivação para se padronizar uma variável aleatória Z é obter $\mu_Z = 0$ e $\sigma_Z^2 = 1$, tornando possível, por exemplo, no caso da variável aleatória ser normal, o uso de tabela da distribuição normal padrão.

Hasofer e Lind (1974, apud RIBEIRO, 2008, p. 51) definem o índice de confiabilidade β como sendo a distância mínima entre a origem e a superfície do estado limite que define o insucesso do sistema no espaço transformado dos parâmetros Z . Partindo da Equação 2.32, o índice β é definido como:

$$\beta = \frac{\bar{R}-\bar{S}}{\sigma[R-S]} \quad [2.38]$$

onde \bar{R} e \bar{S} denotam os valores médios das distribuições de capacidade de resistência e da demanda de solicitação. O desvio padrão $\sigma [R - S]$ é matematicamente expresso como:

$$\sigma[R - S] = \sqrt{\sigma^2_R + \sigma^2_S} \quad [2.39]$$

Rearranjando a Equação 2.32 para facilidade de compreensão, tem-se:

$$\beta = \frac{\frac{\bar{R}-1}{\bar{S}}}{\frac{\sigma[R-S]}{\bar{S}}} = \frac{\frac{\bar{R}}{\bar{S}}-1}{\sqrt{\frac{\sigma^2_R}{\bar{S}^2} + \frac{\sigma^2_S}{\bar{S}^2}}} = \frac{\frac{\bar{R}}{\bar{S}}-1}{\sqrt{\frac{\sigma^2_R \bar{R}^2}{\bar{S}^2 \bar{R}^2} + \frac{\sigma^2_S}{\bar{S}^2}}} \quad [2.40]$$

Definindo-se fator de segurança central \overline{FS} como sendo a razão entre as médias da capacidade resistiva e solicitante ($\overline{FS} = \bar{R}/\bar{S}$), o índice de confiabilidade definido pela Equação 2.32 pode ser escrito como:

$$\beta = \frac{\overline{FS}-1}{\sqrt{\overline{FS}^2 Cov^2(R) + Cov^2(S)}} \quad [2.41]$$

Onde $Cov(R)$ e $Cov(S)$ são os coeficientes de variação de R e S respectivamente.

Morlá Catalán e Cornell (1976, apud RIBEIRO, 2008, p. 52), admitindo distribuição gaussiana para FS, utilizam um índice de confiabilidade obtido a partir das seguintes considerações algébricas:

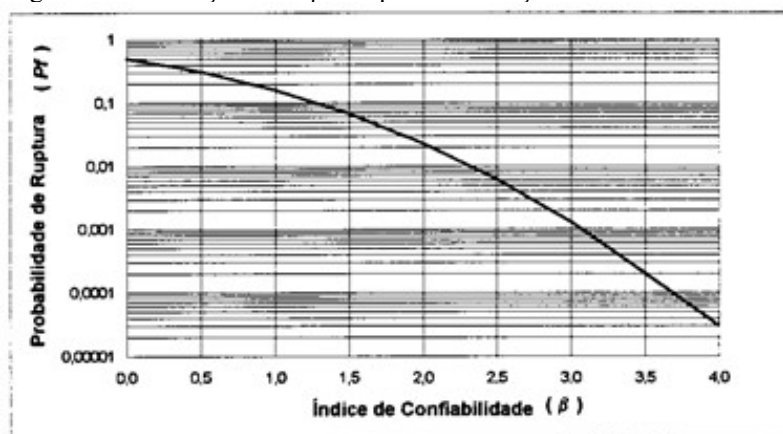
$$\beta = \frac{\bar{R}-\bar{S}}{\sigma_R} \quad [2.42]$$

$$\beta = \frac{\bar{R}/\bar{S}-1}{\sigma_R/\bar{S}} \quad [2.43]$$

$$\beta = \frac{\overline{FS}-1}{\sigma_{FS}} \quad [2.44]$$

Observa-se que, nesta formulação, o desvio padrão do fator de segurança é igual à razão σ_R/\bar{S} .

Segundo Cintra e Aoki (2010), devido à sua interdependência, o índice de confiabilidade, o fator de segurança e a probabilidade de ruptura não podem ser tratados separadamente. A Figura 2.12 mostra a variação da probabilidade de ruptura de acordo com o índice de confiabilidade, para um fator de segurança com distribuição normal.

Figura 2.12 – Relação entre β e Pr para distribuição normal de FS

Fonte: Christian *et al.* (1992)

É possível observar a partir da Equação 2.44, que o índice β definido, quantifica a segurança através do número de desvios padrão do fator de segurança, σ_{FS} , que separa a média do valor que define a ruptura ($FS = 1$). E que com a definição de um índice de confiabilidade admissível, que está diretamente associado a uma probabilidade de ruptura admissível, e com o desvio padrão de FS , é possível a obtenção de um valor adequado de FS para uma determinada obra:

$$FS = \beta \sigma_{FS} + 1 \quad [2.45]$$

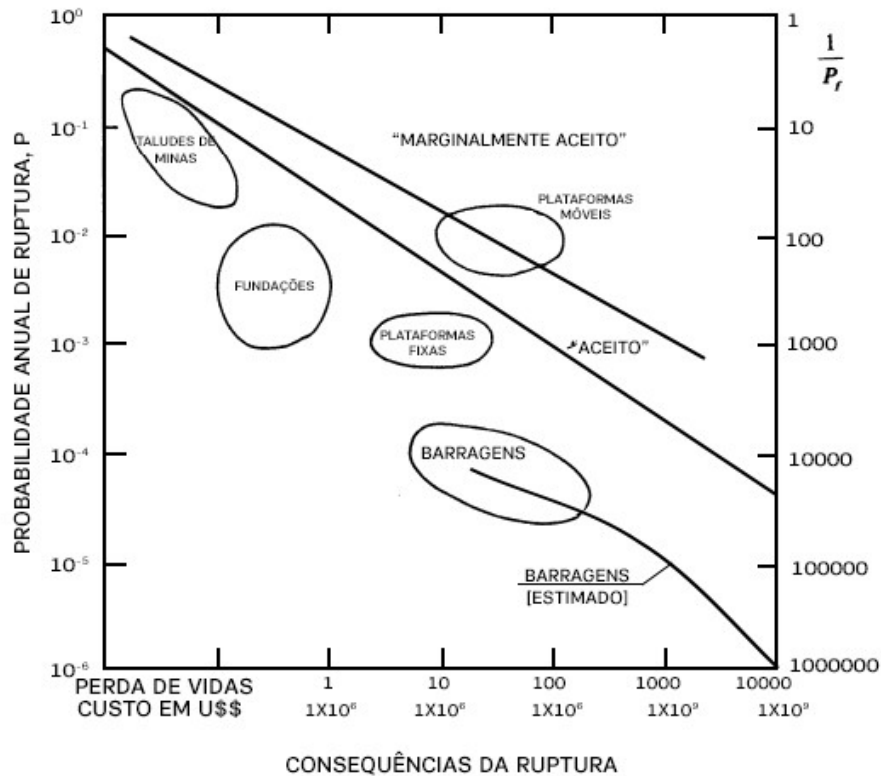
2.5.4 Risco admissível

Segundo Pereira Junior (2003), a quantificação de riscos através da confiabilidade relativa não deve ser entendida como um valor mínimo final em si, e sim representar de forma direta as incertezas presentes nos dados de análise, elevando o valor mínimo de confiabilidade à medida que aumenta o número de incertezas presentes.

A probabilidade de fracasso admissível deve refletir a importância de um projeto, como ocorre no exemplo citado por Ribeiro (2008), que para um mesmo conjunto de dados, um talude de jusante de uma barragem de terra, sob condições de fluxo permanente, deve ter recomendado uma probabilidade de ruptura inferior à de um talude de uma estrada de acesso ao canteiro de obras desta mesma barragem.

Whitman (1984) apresenta através da Figura 2.13 uma avaliação sobre o risco praticado em algumas áreas de projetos de engenharia civil, fornecendo indicações sobre o risco usualmente aceito e, conseqüentemente, um limite superior do risco admissível para cada caso.

Figura 2.13 – Riscos selecionados para projetos de engenharia



Fonte: Adaptado de Whitman (1984)

2.6 ANÁLISE DE ESTUDOS ANTERIORES

A partir de minuciosa revisão bibliográfica, Silva (2006) considera que a engenharia geotécnica é a que menos se desenvolveu no campo da confiabilidade, quando comparada às outras engenharias, tendo como causa a variabilidade dos sistemas e materiais estudados na geotecnia. O autor também afirma que ainda é pouca a bibliografia sobre confiabilidade em fundação por estacas e o que mais se encontra são estudos sobre confiabilidade em fundação direta (SILVA, 2006).

Freudenthal (1947), ao analisar a influência das incertezas no comportamento do subsolo, explica que o elemento estrutural de fundação, a partir da interação solo-estrutura, é parte

integrante da estrutura, e seu comportamento influencia no estado de deformação de estruturas estaticamente indeterminadas. O autor mostra as tendências de evolução da segurança de estruturas e define a probabilidade de ruína como sendo a integral da distribuição de probabilidade das variáveis em um certo domínio, classificando as causas da variabilidade dos fatores independentes que influenciam a probabilidade de ruína em três grupos: Grupo A – Causas de flutuação no valor de cargas; Grupo intermediário – Causas de incerteza no cálculo de solicitação; Grupo B – Causas de flutuação da resistência. Após, Freudenthal (1956) analisa a probabilidade de ruína envolvendo ambos os estado limites (serviço e último) observando a importância dessas verificações.

Whitman (1984) enumera como as principais fontes de incerteza na variabilidade dos parâmetros geotécnicos, os erros estatísticos por incertezas decorrentes de amostragem reduzida, erros tendenciosos (associados a ensaios in situ, por exemplo), variabilidade espacial das propriedades geotécnicas e por fim, erros aleatórios (humanos, dentre outros), como principais fatores de incerteza na variabilidade dos parâmetros geotécnicos. O autor também apresenta, conforme Figura 2.13 deste capítulo, uma avaliação sobre o risco praticado em algumas atividades da engenharia geotécnica, onde fornece indicadores sobre a probabilidade de ruptura usualmente aceitável e seu limite superior admissível em cada caso, associando as consequências em custo e vidas deste risco.

Sandroni e Sayão (1992) apresentaram procedimentos simples para a avaliação estatística do fator de segurança de taludes, utilizando como exemplo um talude de mineração. A metodologia utilizada seguiu inicialmente de forma determinística, ao fixar os parâmetros geotécnicos médios, buscar a superfície crítica de ruptura e obter o fator de segurança médio. A segunda fase visou estimar a variância do fator de segurança através do método do Segundo Momento de Primeira Ordem, considerando como variáveis aleatórias os parâmetros efetivos de resistência, pesos específicos acima e abaixo do nível d'água e a piezometria, estimando então o índice de confiabilidade através da formulação proposta por Morlá Catalán e Cornell (1976), obtendo a probabilidade de ruptura igual à 1:60.

Os autores salientam que é preciso acumular experiência no uso do procedimento, indicando a reanálise de projetos existentes para obter valores de probabilidade de ruptura a eles associados. Os autores concluem que a probabilidade de ruptura é uma função da variabilidade dos parâmetros geotécnicos, da geometria e das solicitações externas, exemplificando que se fossem considerados apenas os parâmetros geotécnicos variáveis e um valor fixo para piezometria, ter-se-ia uma probabilidade de ruptura inferior à obtida no estudo, observando então que a principal

decisão do procedimento é estabelecer o valor aceitável da probabilidade de ruptura (SANDRONI; SAYÃO, 1992)

Fenton e Griffiths (2002) apresentaram um método para estimativa da probabilidade associada à previsão de recalques absolutos e diferenciais segundo a aplicação do método dos elementos finitos (FEM) e da simulação de Monte Carlo. Os autores analisaram os recalques em uma sapata isolada e recalques diferenciais entre duas sapatas apoiadas na camada única de solo, concluindo que para uma sapata isolada a forma do histograma de frequência dos recalques se aproxima de uma distribuição lognormal, enquanto que tem-se uma distribuição complexa para recalques diferenciais, considerada conservativa se estimada através da função densidade de probabilidade normal. Posteriormente, Fenton e Griffiths (2005) reforçaram o estudo anterior com uma análise de três dimensões, e os resultados obtidos concordaram para o caso da sapata isolada, enquanto que a função bi-variada lognormal teve boa concordância para o caso de recalques diferenciais.

Aoki *et al.* (2002) analisaram a capacidade de carga previstas pelo método Aoki-Velloso (1975) e obtidas por 13 provas de carga em estacas tubadas com ponta fechada cravadas no Cais de Alamoia, em Santos-SP. Propondo a associação do fator de segurança de um estaqueamento a uma probabilidade total de ruína, os autores, admitindo uma probabilidade de ruína aceitável de 1:1000 e uma distribuição normal para cargas solicitantes e resistentes, concluíram que a fixação arbitrária de fatores de segurança globais de 1,6 e 2,0 conforme indica a norma NBR 6122, conduziram a probabilidade de ruínas inaceitáveis, tanto no caso das resistências medidas nas provas de carga quanto previstas pelo método semi-empírico.

Pereira Junior (2003) realizou um estudo do controle de cravação de estacas via repique elástico, com foco nos aspectos probabilísticos das variáveis envolvidas na estimativa de capacidade de carga de estacas pré-moldadas, utilizando o método do Segundo Momento de Primeira Ordem. O autor concluiu que a adoção de um fator de segurança quanto à capacidade de carga deve se fundamentar na análise de confiabilidade, pois esta contempla as incertezas que afetam o cálculo determinístico. Os índices de confiabilidade, relativos à capacidade de carga, foram fortemente influenciados pela variância obtida na análise aritmética do parâmetro N_{SPT} , enquanto que a variação da nega, apesar de pouco ter influenciado na estimativa do índice de confiabilidade, deve ser considerada fundamental nas análises, visto que sua medição sofre das mesmas influências que o repique elástico. De modo geral, foi evidenciada a magnitude das incertezas e variabilidade do solo, confirmando a necessidade de aprofundamento das técnicas e metodologias adotadas no meio geotécnico.

Silva (2006) apresentou uma proposta para projeto de fundações por estacas que inclui índice de confiabilidade e probabilidade de ruína a partir da metodologia proposta por Cintra e Aoki (1999), considerando o comportamento geológico-geotécnico do maciço de solo e do elemento estrutural de fundação, submetidos às ações aleatórias ambientais e funcionais, resultando em variáveis aleatórias tanto da resistência quanto da sollicitação. A metodologia proposta supõe que a população é finita, podendo ser avaliada tanto pela preposição de Aoki (2002, apud SILVA, 2006, p.42) onde a estatística da amostra obtida a partir de sondagens SPT e/ou provas de carga representa satisfatoriamente os parâmetros desta população, quanto pelas estatísticas de ordem. A metodologia foi aplicada a fundação do Píer 3 do Porto de Vila do Conde / PA e demonstrou que pode ser aplicada nas obras de fundações por estacas, auxiliando na avaliação do comportamento da obra por pessoas não qualificadas e assim na tomada de decisão entre cliente, projetistas e executores.

Ribeiro (2008) realizou estimativas de probabilidades de ruptura de fundações profundas onde aplica os métodos do Segundo Momento e das Estimativas Pontuais utilizando os métodos determinísticos semi-empíricos de Aoki e Velloso (1975), Aoki e Velloso com valores de Laprovitera (1988) e Benegas (1993) e Décourt e Quaresma (1978), tomando-se como base uma estaca isolada instalada em um solo sedimentar. Os métodos do Segundo Momento e das Estimativas Pontuais apresentaram resultados idênticos de média e variância e a maior probabilidade de ruptura ocorreu no método de Aoki e Velloso (1975) com valores K , α , $F1$ e $F2$ de Laprovitera (1988) e Benegas (1993), cuja magnitude foi influenciada primordialmente pelo baixo valor médio de FS .

No mesmo trabalho, Ribeiro (2008) apresentou uma metodologia similar a aplicada neste trabalho, ao analisar a probabilidade de os recalques previstos serem superiores a um recalque máximo em sapatas utilizando o método de Schmertmann *et al.* (1978). Segundo Ribeiro (2008) essa metodologia proposta é semelhante à aplicação do método da Simulação de Monte Carlo, diferenciando-se por não adotar variáveis independentes como geradores das simulações. O procedimento utilizado se resumiu nas seguintes etapas:

- Calcular deterministicamente (através do modelo de Schmertmann *et al.*, 1978) os recalques para cada ensaio (CPT ou SPT, por exemplo) relacionando com as cargas dos pilares da edificação analisada, obtendo-se todas as possíveis combinações de resultados de previsão de recalques, podendo caso desejável incluir na análise outros fatores, aumentando assim a amostra, neste estudo Ribeiro (2008) incluiu o parâmetro α (correlação empírica entre módulo de elasticidade e resistência de ponta do cone);

- Através dos resultados encontrados, deve-se calcular a média, a variância e o desvio-padrão amostral, utilizando as Equações 2.27, 2.28 e 2.29, respectivamente;
- A partir da análise dos gráficos de frequência é observada a distribuição que mais se aproxima da distribuição gerada pela amostra, no caso estudado, Ribeiro (2008) observou ser a distribuição normal. Então a distribuição proposta é utilizada na análise de probabilidade, considerando os valores de média e desvio padrão.

Reinert (2011) apresentou um estudo sobre o comportamento de fundações compostas por diferentes tipos de estacas em uma obra industrial no litoral fluminense, onde o terreno possui estratigrafia composta por duas camadas de argila separadas por camadas de areia. O estudo foi baseado em ensaios de campo SPT, CPT e prova de carga estática. Nesta pesquisa a capacidade de carga das estacas foi prevista com cinco métodos semi-empíricos, e os resultados obtidos foram comparados com as curvas carga-recalque das estacas. A autora também abordou a capacidade de carga das estacas baseada no método de Bustamante e Gianeselli (1982) de forma probabilística, considerando a variabilidade do solo e adotando uma curva de probabilidade log-normal para o atrito lateral e normal para a ponta, utilizando-se como resistência do solo 10 mil valores gerados aleatoriamente a partir das distribuições, obtendo o valor da capacidade de carga para a probabilidade de ruptura de 5%. Foi observado um melhoramento na previsão da capacidade de carga, sendo que o valor para probabilidade de ruptura a 5% teve um erro 50% menor do que o valor estimado pelo método tradicional, se comparados com os resultados das provas de carga, percebendo-se ainda a influência da variabilidade do solo quando utilizados ensaios a um raio de 100 m e 200 m das estacas.

3 ANÁLISE DE UMA OBRA NA REGIÃO DE TRÊS LAGOAS/MS

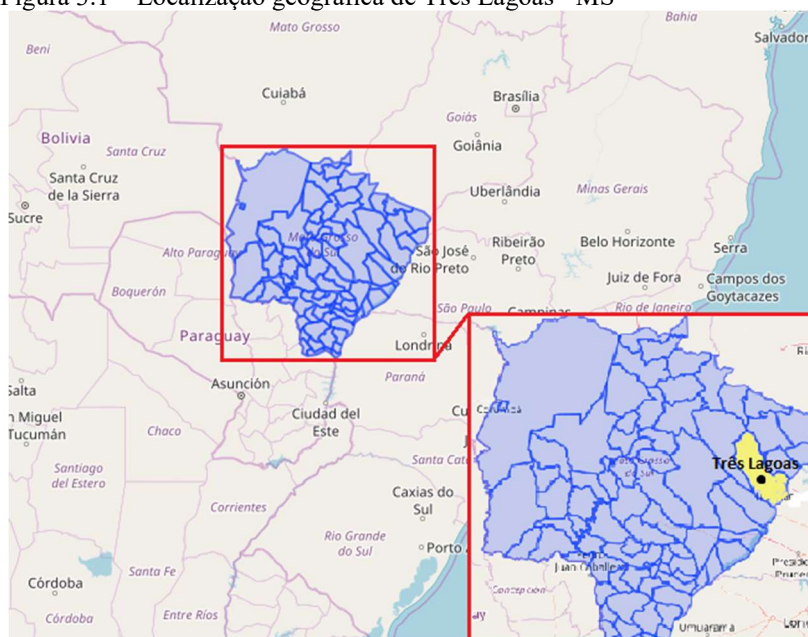
Nesse capítulo são apresentados os aspectos geológicos/geotécnicos da região em estudo, seguindo com a descrição da obra estudada.

3.1 DESCRIÇÃO DA REGIÃO (ASPECTOS GEOLÓGICOS/GEOTÉCNICOS)

O estado do Mato Grosso do Sul está localizado na região centro-oeste do Brasil, limitando-se ao norte com o estado de Mato Grosso, nordeste com Goiás e Minas Gerais, a leste com o estado de São Paulo e a sudeste com o Paraná. Limita-se também com dois países sul-americanos, ao sul e sudeste com Paraguai e a oeste com a Bolívia (Figura 3.1). A área total do estado é de 357145,531 km² distribuídos em 79 municípios, dentre os quais está sua capital Campo Grande e o município de Três Lagoas, local analisado no presente trabalho. (IBGE, acesso em 03 de jun. de 2018).

Na maior parte do Estado predomina o clima do tipo tropical, com chuvas de verão e inverno seco, com médias termométricas que variam entre 26°C na baixada do Paraguai e 23°C no Planalto, e pluviosidade de aproximadamente 1.500mm anuais (GEMS, acesso em 03 de jun. de 2018).

Figura 3.1 – Localização geográfica de Três Lagoas - MS



Fonte: Adaptado de IBGE (acesso em 03 de jun. de 2018)

O território estadual é drenado pelos sistemas dos rios Paraná e Paraguai, sendo que pelo Paraguai escoam as águas da planície do Pantanal e terrenos periféricos. A vegetação é composta basicamente pelos cerrados, que recobrem a maior parte de Mato Grosso do Sul, tendo também o Complexo do Pantanal, revestimento vegetal em que se combinam cerrados e campos, com predominância da vegetação de campos que constituem cinco por cento do Estado (GEMS, acesso em maio 2018).

A estrutura geológica de Mato Grosso do Sul é formada por três unidades geotectônicas distintas: a plataforma amazônica, o cinturão metamórfico Paraguai-Araguaia e a bacia sedimentar do Paraná. Pertencendo a dois conjuntos estruturais: o mais antigo, com dobras e falhas, localizado em terrenos precambrianos, e o conjunto estrutural em terrenos fanerozóicos, na bacia sedimentar do Paraná (GEMS, acesso em 03 de jun. 2018).

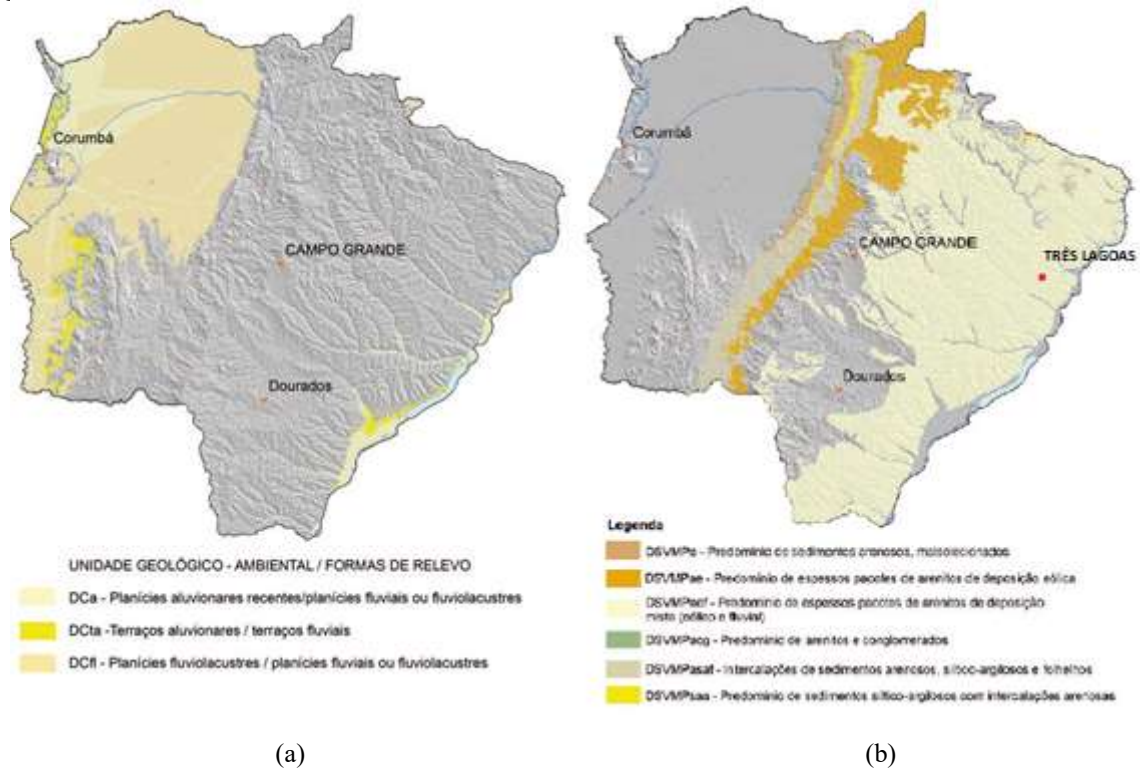
A partir do trabalho de Theodorovicz e Theodorovicz (2010), pode-se observar que o município de Três Lagoas possui colinas amplas e suaves, e pertence a dois domínios de formação:

O primeiro (Figura 3.2 (a)) corresponde a terrenos de domínio dos sedimentos cenozoicos inconsolidados ou pouco consolidados depositados em meio aquoso (DC), são terrenos sustentados por sedimentos quaternários formados por empilhamento irregular de camadas horizontalizadas de espessuras variadas de vários tipos de areia, argila, cascalho e silte, sendo representados pelas planícies aluviais e pela formação do pantanal. Este situado no limite do município margeando o Rio Paraná.

O segundo (Figura 3.2 (b)) formado por terrenos de domínio das coberturas sedimentares e vulcanossedimentares mesozoicas e paleozoicas pouco a moderadamente consolidadas, associadas a grandes e profundas bacias sedimentares do tipo sinéclise (DSVMP), domínio este formado predominantemente por sedimentos de origem clástica e clastoquímica pertencentes à Bacia do Paraná – unidades geotectônica com mais de 400 milhões de anos, preenchida assim por materiais de diferentes ambientes deposicionais dos tipos continental, marinho, fluvial, desértico, glacial e vulcânico.

Ainda na Figura 3.2 (b), percebe-se que o município de Três Lagoas, tem-se o predomínio de espessos pacotes de arenitos de deposição mista – Eólica e Fluvial (DSVMPaef), fazem parte do conjunto de terrenos formados principalmente, por espessos pacotes de composição arenosa; outros litotipos de composição siltico-argilosa e de modo bastante subordinado a presença de conglomerados. Os arenitos da DSVMPaef são de granulometria fina e neles tem-se ainda camadas de sedimentos argilosos intercalados irregularmente e de modo subordinado.

Figura 3.2 – Geodiversidade de Mato Grosso do Sul



Fonte: Adaptado de Theodorovicz e Theodorovicz (2010)

Popularmente conhecida como “Cidade das Águas”, Três Lagoas ganhou recentemente o título de “Capital Mundial da Celulose” devido ao crescimento do setor nos últimos anos, além da transição da agropecuária para a industrialização e o aumento de florestas de eucalipto na região. (PMTL, acesso em 03 de jun. 2018).

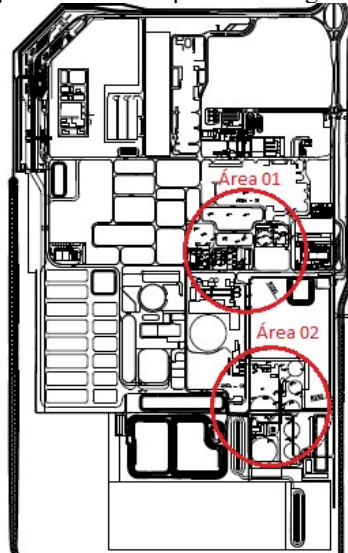
3.2 DESCRIÇÃO DA OBRA ANALISADA

A obra analisada neste trabalho transcorreu entre os anos de 2015 e 2017 e é referente ao Projeto Horizonte II, que adicionou mais uma linha de produção de celulose da Fibria na cidade de Três Lagoas/MS.

As estacas analisadas pertencem a uma área da obra da construtora Fortes Engenharia, sendo ensaiadas pela Brascontec Engenharia e Tecnologia. Os dados fornecidos configuram um montante de 41 provas de carga e 127 sondagens, onde 14 provas de carga foram eliminadas inicialmente, 06 por impossibilidade de locação, 04 por serem estaca raiz, 02 por serem ensaios a tração e por fim 02 foram eliminadas em função da prova de carga resultar em fator de

segurança menor que 1,6 com relação a carga de trabalho da estaca, chegando a dois nichos de ensaios, Área 01 e Área 02 com aproximadamente 196 mil m² cada, caracterizadas na Figura 3.3.

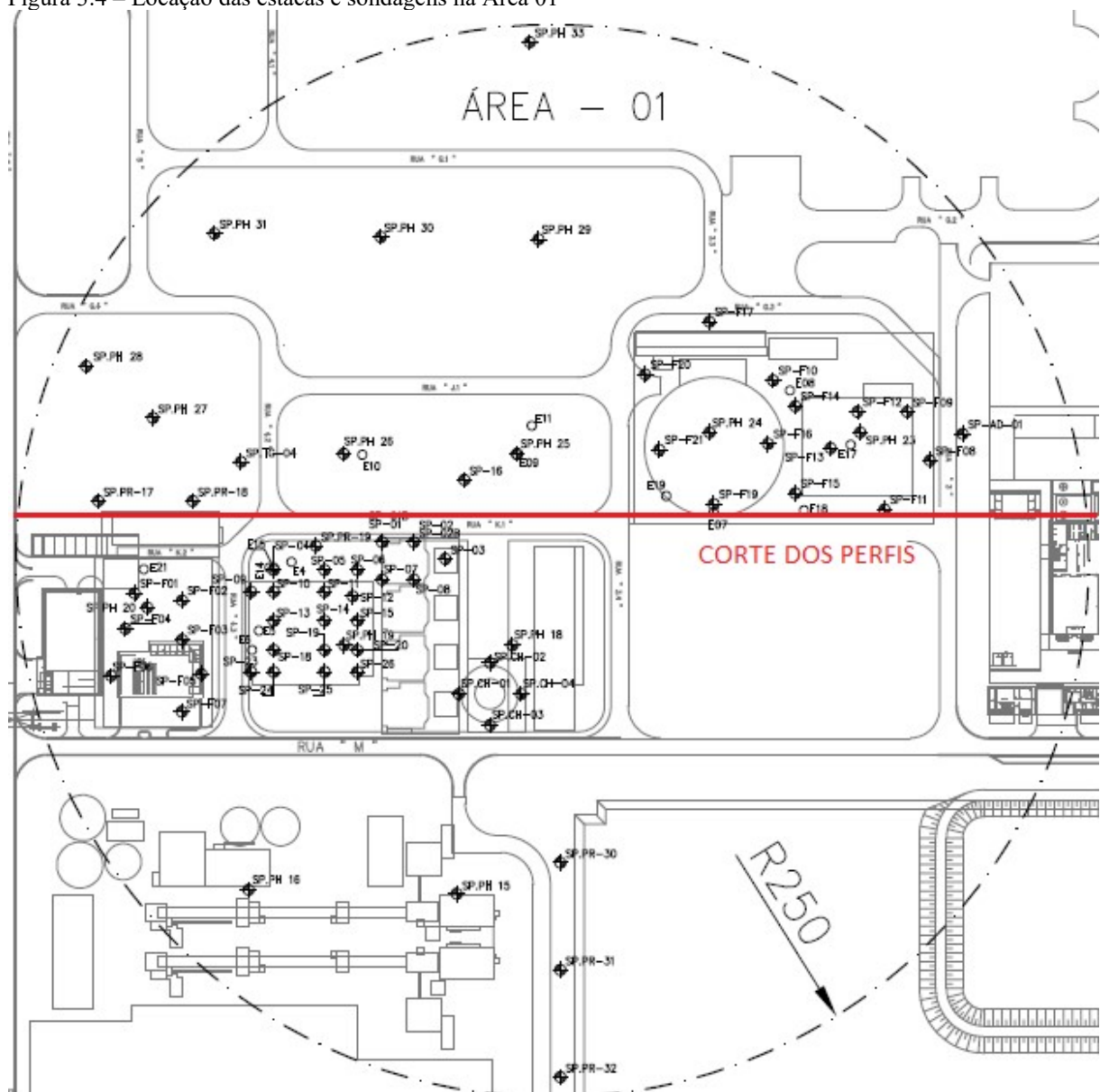
Figura 3.3 – Locação das áreas de prova de carga no estudo de caso.



Fonte: Autor

Após inferência estatística, foi observado que o número de sondagens da Área 02 eram insuficientes para um quantitativo adequado para análise, resultando somente na análise das 14 estacas pertencentes à Área 01, cuja distribuição das 70 sondagens e das estacas estão caracterizados na Figura 3.4 abaixo.

Figura 3.4 – Localização das estacas e sondagens na Área 01



Fonte: Autor

O tipo de estaca escolhida para esta obra foi hélice contínua em função da ausência de vibração em estruturas próximas durante o processo executivo, elevada produtividade se comparada a estacas cravadas e por ter sido a solução mais econômica. As características das estacas são apresentadas na Tabela 3.1, sendo que as estacas analisadas foram em sua maioria estacas piloto (de teste), para alinhamento dos cálculos de capacidade de carga das estacas.

Tabela 3.1 - Dados das estacas

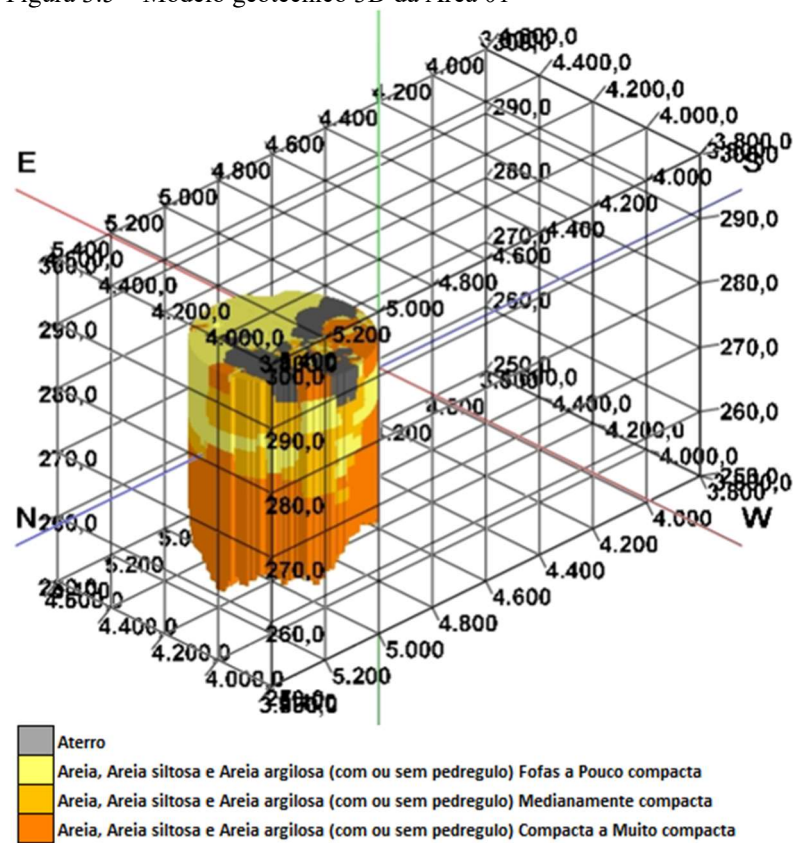
Diâmetro (m)	Estaca	Comprimento (m)	L/D	Carga de trabalho (kN)	Prova de Carga	
					Qr (kN)	FS
0,4	E06	11,5	29	270	540	2,00
	E21	16,5	41	800	1600	2,00
0,5	E07	16	32	1300	3250	2,50
	E09	20,2	40	1300	2800	2,15
	E11	17,5	35	1200	2400	2,00
	E15	14,6	29	1300	2600	2,00
	E19	18,1	36	1150	2070	1,80
0,6	E05	16,3	27	1440	2880	2,00
	E08	16,2	27	1400	3360	2,40
	E10	20,2	34	1900	4560	2,40
	E14	16	27	1800	3600	2,00
	E17	22,84	38	1600	3200	2,00
	E18	22,82	38	1600	3200	2,00
0,8	E04	18,1	23	2370	3760	1,59

Fonte: Autor

O terreno possui pontos com camada inicial de aterro e caracteriza-se por um solo de composição predominantemente arenosa, siltico-argilosa de compactidade variando de acordo com a profundidade, passando de fofa a pouco compacta, por medianamente compacta até compacta a muito compacta, descritos nos ensaios SPT.

Não muito longe do esperado, o perfil geotécnico gerado pelas sondagens se mostrou bastante heterogêneo, e de forma a ter uma visão geral, foi caracterizado em modelo geotécnico gerado pelo *software* RockWorksTM, baseado nas descrições táctil-visuais das camadas nos boletins de sondagens, gerando a modelagem tridimensional em função da compactidade conforme a Figura 3.5.

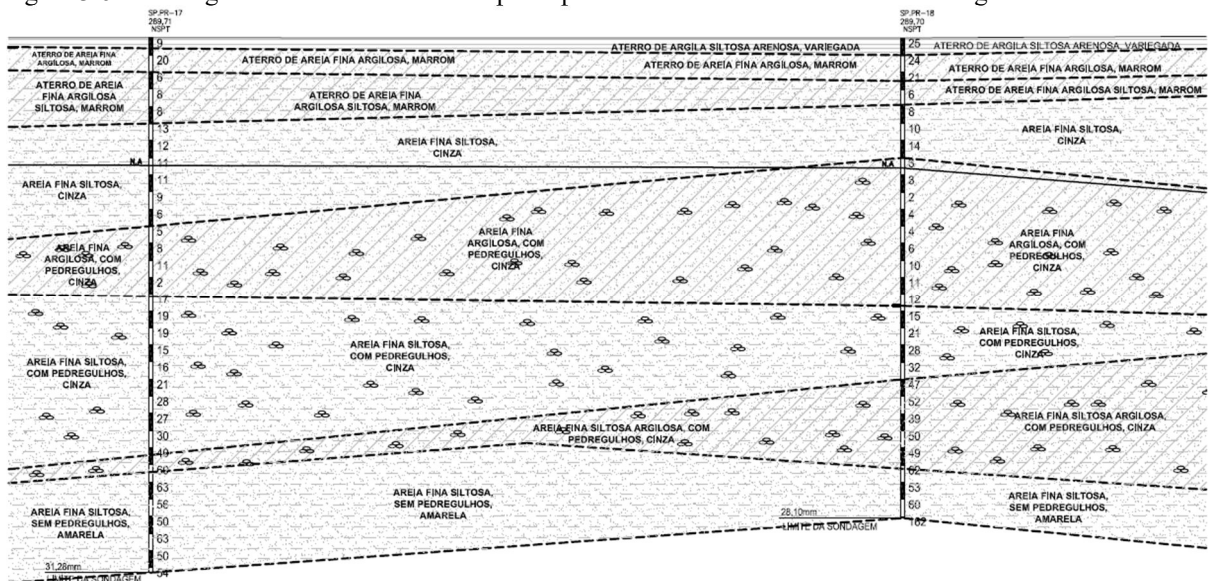
Figura 3.5 – Modelo geotécnico 3D da Área 01



Fonte: Autor

Para melhor visualização, gerou-se seis perfis (APÊNDICE A) ao longo do corte descrito na Figura 3.4, partindo do extremo oeste com o primeiro perfil 01 (Figura 3.6) até o extremo leste finalizando com o perfil 06, cortando as duas áreas de maior concentração de sondagem.

Figura 3.6 – Perfil geotécnico de um solo composto por sedimentos aluvionares de Três Lagoas - MS



Fonte: Autor

4 ANÁLISE DE CAPACIDADE DE CARGA

4.1 EXTRAPOLAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA

As curvas carga-deslocamento das provas de carga estática (PCE) foram extrapoladas, para que se tenham valores de máxima capacidade de carga nas estacas, uma vez que as estacas não chegaram até a ruptura. Para isso, foram utilizados os métodos de Van der Veen (1953), Van der Veen modificado por Aoki (1976) e o método sugerido pela norma NBR 6122 (2010), como costumeiro ocorrer na literatura, a estimativa da carga de ruptura pela NBR 6122 (ABNT, 2010) não ocorreu em algumas análises devido a não interseção da curva de carregamento com a reta estabelecida pela norma, como Cintra *et al.* (2013) mencionam a possibilidade de extrapolar a curva carga-recalque quando necessário, foram feitas as análises, quando necessário, com o método da NBR 6122 (2010) com a curva carga-recalque extrapolada por uma curva exponencial.

Os gráficos das curvas carga-recalque tanto da prova de carga estática quanto dos métodos de extrapolação são apresentados no (APÊNDICE B).

As estacas E07, E08, E09 e E10, apesar de aplicado carga superior a duas vezes a carga de trabalho com o intuito de obter a ruptura, não chegaram a romper, portanto as análises neste trabalho serão feitas todas com base em cargas de ruptura extrapoladas.

Os resultados obtidos para as cargas são apresentados na Tabela 4.1 e na Figura 4.1 para visualização e comparação dos métodos.

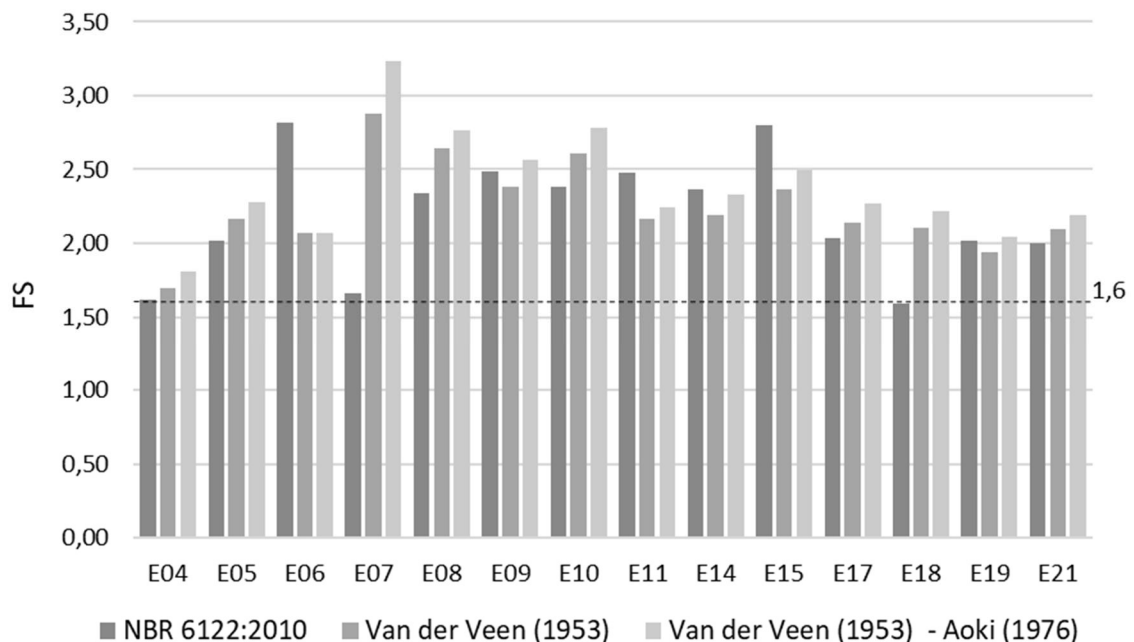
Tabela 4.1 – Resultado da extrapolação das provas de carga

Diâmetro (m)	Estaca	Comprimento (m)	L/D	Carga de trabalho (kN)	NBR 6122:2010		Van der Veen (1953)		Van der Veen modificado por Aoki (1976)	
					Qr (kN)	FS	Qr (kN)	FS	Qr (kN)	FS
0,4	E06	11,5	29	270	760	2,81	560	2,07	560	2,07
	E21	16,5	41	800	1600	2,00	1680	2,10	1750	2,19
0,5	E07*	16	32	1300	2160	1,66	3740	2,88	4200	3,23
	E09	20,2	40	1300	3230	2,48	3100	2,38	3330	2,56
	E11	17,5	35	1200	2970	2,48	2600	2,17	2690	2,24
	E15	14,6	29	1300	3640	2,80	3080	2,37	3240	2,49
	E19	18,1	36	1150	2325	2,02	2230	1,94	2350	2,04
	E05	16,3	27	1440	2900	2,01	3120	2,17	3280	2,28
0,6	E08*	16,2	27	1400	3280	2,34	3700	2,64	3870	2,76
	E10	20,2	34	1900	4520	2,38	4960	2,61	5290	2,78
	E14	16	27	1800	4250	2,36	3950	2,19	4190	2,33
	E17	22,84	38	1600	3260	2,04	3430	2,14	3630	2,27
	E18*	22,82	38	1600	2550	1,59	3370	2,11	3550	2,22
	E04	18,1	23	2370	3830	1,62	4030	1,70	4290	1,81

* Sem extrapolação no método da NBR 6122 (ABNT, 2010)

Fonte: Autor

Figura 4.1 – FS para carga de ruptura obtida pelos métodos de extrapolação da PCE



Fonte: Autor

Com base na Figura 4.1, é observado que o método de Van der Veen modificado por Aoki (1976) apresenta os maiores valores de capacidade de carga para as estacas analisadas, seguido do método de Van der Veen (1953), tendo a menor carga de ruptura estimada pela NBR 6122 (ABNT, 2010), mesmo está sendo extrapolada e incluindo os três casos sem extrapolação, essa tendência ocorreu em 57,14% dos estacas. Seguido do observado em 28,57% das estacas, onde a NBR 6122 (ABNT, 2010) com todas extrapoladas, estimou a maior carga de ruptura, seguido pelo Van der Veen modificado por Aoki (1976) e então Van der Veen (1953). Finalizando com a tendência de menor ocorrência, onde Van der Veen modificado por Aoki (1976) permanece com a maior carga de ruptura, porém o método da NBR 6122 (ABNT, 2010) (extrapolada) teve maior carga que Van der Veen (1953), ocorrendo em 14,29% das estacas.

4.2 CAPACIDADE DE CARGA POR ABORDAGEM TRADICIONAL

O fator de segurança foi adotado a partir da capacidade de carga das estacas estimadas através de métodos semi-empíricos baseados em ensaio SPT, a partir dos métodos semi-empíricos: Aoki-Velloso (1975) – Velloso-Lopes (2002), Aoki-Velloso (1975) modificado por Monteiro (1997); Décourt-Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996); Alonso (1996) e Antunes-Cabral (1996), conforme descrito no Capítulo 2. Onde, foi adotado o perfil stratigráfico para a sondagem mais próxima à estaca analisada (Tabela 4.2), os relatórios de sondagem utilizados na análise determinística são apresentados no APÊNDICE C.

Tabela 4.2 – Sondagens mais próxima de cada estaca

Estaca	Sondagem mais próxima	Distância estaca-sondagem mais próxima (m)
E04	SP-04	9,1
E05	SP-13	8,3
E06	SP-18	10,1
E07	SP-F19	3,9
E08	SP-F14	7,7
E09	SP.PH 25	0,5
E10	SP.PH 26	8,7
E11	SP.PH 25	14,8
E14	SP-04	2,3
E15	SP-04	1,1
E17	SP.PH 23	7,3
E18	SP-F15	9,0
E19	SP-F21	21,8
E21	SP-F01	12,0

Fonte: Autor

O erro para cada método de previsão foi calculado em relação à carga de ruptura extrapolada, pelos métodos Van der Veen (1953), Van der Veen modificado por Aoki (1976) e o método sugerido pela norma NBR 6122 (ABNT, 2010) (extrapolado, quando necessário). Esse erro foi calculado já que, em grande parte dos casos, os ensaios de provas de carga estática não são carregados até a ruptura sendo então utilizados em grande escala os métodos de extrapolação. Esses resultados são apresentados nas Tabelas 4.3 a 4.5 abaixo.

Sendo que o erro percentual de cada método semi-empírico correlacionado a cada método de extrapolação foi calculado por estaca, conforme Equação 4.1.

$$Erro(\%) = 100. \left(\frac{FS_{estimado} - FS_{extrapolado}}{FS_{extrapolado}} \right) \quad [4.1]$$

Tabela 4.3 – Resultados e erros entre os métodos semi-empíricos e a extrapolação pela NBR 6122:2010

Estaca	Método de previsão											Erro por estaca (%)
	NBR 6122:2010	Aoki-Velloso (1975) - Velloso-Lopes (2002)		Aoki-Velloso (1975) - Monteiro (1997)		Décourt-Quaresma (1978) - Décourt (1996)		Alonso (1996)		Antunes-Cabral (1996)		
	FS	FS	Erro (%)	FS	Erro (%)	FS	Erro (%)	FS	Erro (%)	FS	Erro (%)	
E04	1,62	3,11	92,37	2,49	53,90	2,10	30,17	2,65	64,12	2,49	53,94	58,90
E05	2,01	3,35	66,33	2,48	23,23	1,86	-7,50	2,54	26,11	1,86	-7,72	20,09
E06	2,81	4,09	45,42	3,10	10,00	3,05	8,41	3,28	16,53	3,00	6,49	17,37
E07	1,66	2,43	46,07	1,66	-0,11	1,20	-27,52	1,55	-6,61	1,40	-15,64	-0,76
E08	2,34	3,67	56,54	2,25	-3,99	1,41	-39,74	1,83	-21,79	1,70	-27,59	-7,31
E09	2,48	3,33	34,16	2,40	-3,48	1,99	-19,72	2,42	-2,70	2,04	-17,86	-1,92
E10	2,38	3,83	60,89	2,53	6,31	2,08	-12,41	2,59	8,88	2,05	-13,91	9,95
E11	2,48	3,12	26,10	2,10	-15,28	1,65	-33,46	2,03	-17,93	1,83	-26,01	-13,31
E14	2,36	3,30	39,69	1,97	-16,67	1,93	-18,14	2,13	-9,78	2,07	-12,22	-3,43
E15	2,80	2,45	-12,44	1,64	-41,26	1,79	-36,11	1,99	-28,89	1,55	-44,72	-32,68
E17	2,04	7,13	249,76	4,31	111,31	3,92	92,46	4,47	119,25	4,09	100,65	134,69
E18	1,59	5,56	248,61	3,52	120,86	2,91	82,74	3,40	113,07	2,71	70,20	135,21
E19	2,02	5,20	157,23	3,15	55,82	2,79	37,99	3,05	50,93	2,56	26,76	65,75
E21	2,00	4,52	125,83	3,33	66,36	2,39	19,42	3,23	61,47	2,89	44,75	63,56
	Média Erro (%)	88,33		26,21		5,47		26,62		9,79		
	Desvio Padrão Erro (%)	79,96		48,61		42,49		48,34		42,78		

Fonte: Autor

Tabela 4.4 – Resultados e erros entre os métodos semi-empíricos e a extrapolação por Van der Veen (1953)

Estaca	Método de previsão											Erro por estaca (%)
	Van der Veen (1953)	Aoki-Velloso (1975) - Velloso-Lopes (2002)		Aoki-Velloso (1975) - Monteiro (1997)		Décourt-Quaresma (1978) - Décourt (1996)		Alonso (1996)		Antunes-Cabral (1996)		
	FS	FS	Erro (%)	FS	Erro (%)	FS	Erro (%)	FS	Erro (%)	FS	Erro (%)	
E04	1,70	3,11	82,82	2,49	46,26	2,10	23,71	2,65	55,98	2,49	46,30	51,01
E05	2,17	3,35	54,60	2,48	14,54	1,86	-14,02	2,54	17,22	1,86	-14,23	11,62
E06	2,07	4,09	97,36	3,10	49,28	3,05	47,13	3,28	58,15	3,00	44,52	59,29
E07	2,88	2,43	-15,64	1,66	-42,31	1,20	-58,14	1,55	-46,06	1,40	-51,28	-42,69
E08	2,64	3,67	38,77	2,25	-14,89	1,41	-46,58	1,83	-30,67	1,70	-35,81	-17,83
E09	2,38	3,33	39,79	2,40	0,57	1,99	-16,35	2,42	1,38	2,04	-14,42	2,19
E10	2,61	3,83	46,62	2,53	-3,12	2,08	-20,18	2,59	-0,78	2,05	-21,54	0,20
E11	2,17	3,12	44,05	2,10	-3,23	1,65	-23,99	2,03	-6,25	1,83	-15,48	-0,98
E14	2,19	3,30	50,30	1,97	-10,34	1,93	-11,92	2,13	-2,93	2,07	-5,56	3,91
E15	2,37	2,45	3,48	1,64	-30,58	1,79	-24,49	1,99	-15,96	1,55	-34,67	-20,44
E17	2,14	7,13	232,42	4,31	100,8	3,92	82,92	4,47	108,3	4,09	90,70	123,0
E18	2,11	5,56	163,78	3,52	67,12	2,91	38,28	3,40	61,22	2,71	28,79	77,98
E19	1,94	5,20	168,19	3,15	62,46	2,79	43,86	3,05	57,36	2,56	32,16	72,81
E21	2,10	4,52	115,08	3,33	58,43	2,39	13,73	3,23	53,78	2,89	37,86	55,78
	Média Erro (%)	80,12		21,07		2,43		22,20		6,24		
	Desvio Padrão Erro (%)	68,96		42,63		40,09		43,81		40,54		

Fonte: Autor

Tabela 4.5 – Resultados e erros entre os métodos semi-empíricos e a extrapolação por Van der Veen (1953) – modificado por Aoki (1976)

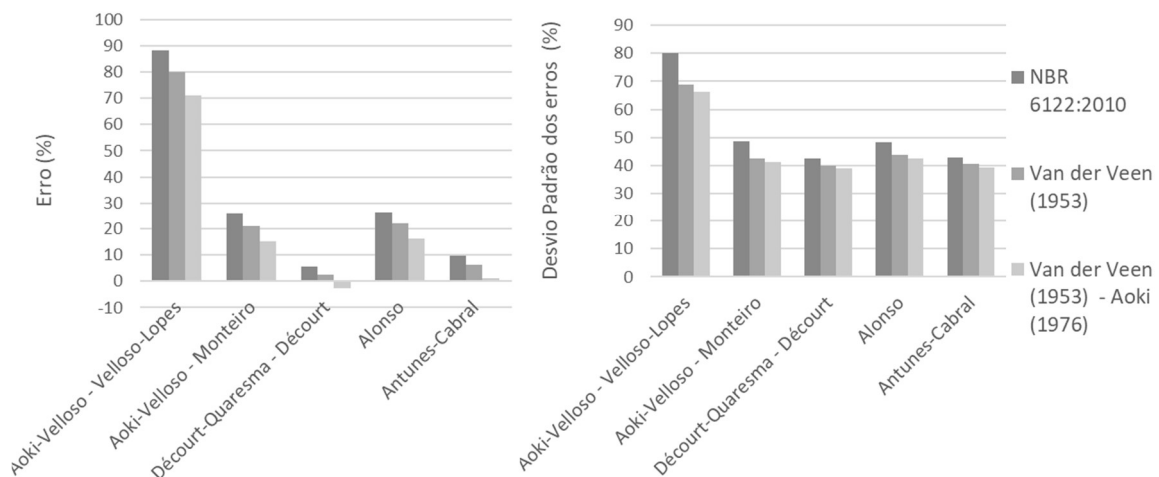
Estaca	Método de previsão											Erro por estaca (%)
	Van der Veen (1953) - Aoki (1976)	Aoki-Velloso (1975) – Velloso-Lopes (2002)		Aoki-Velloso (1975) - Monteiro (1997)		Décourt-Quaresma (1978) - Décourt (1996)		Alonso (1996)		Antunes-Cabral (1996)		
	FS	FS	Erro (%)	FS	Erro (%)	FS	Erro (%)	FS	Erro (%)	FS	Erro (%)	
E04	1,81	3,11	71,74	2,49	37,40	2,10	16,21	2,65	46,52	2,49	37,43	41,86
E05	2,28	3,35	47,06	2,48	8,95	1,86	-18,22	2,54	11,50	1,86	-18,41	6,18
E06	2,07	4,09	97,36	3,10	49,28	3,05	47,13	3,28	58,15	3,00	44,52	59,29
E07	3,23	2,43	-24,88	1,66	-48,63	1,20	-62,72	1,55	-51,97	1,40	-56,62	-48,96
E08	2,76	3,67	32,68	2,25	-18,62	1,41	-48,93	1,83	-33,71	1,70	-38,63	-21,44
E09	2,56	3,33	30,13	2,40	-6,38	1,99	-22,13	2,42	-5,62	2,04	-20,33	-4,87
E10	2,78	3,83	37,47	2,53	-9,16	2,08	-25,16	2,59	-6,97	2,05	-26,44	-6,05
E11	2,24	3,12	39,23	2,10	-6,46	1,65	-26,53	2,03	-9,38	1,83	-18,31	-4,29
E14	2,33	3,30	41,69	1,97	-15,48	1,93	-16,97	2,13	-8,49	2,07	-10,97	-2,04
E15	2,49	2,45	-1,63	1,64	-34,01	1,79	-28,22	1,99	-20,11	1,55	-37,90	-24,37
E17	2,27	7,13	214,11	4,31	89,77	3,92	72,85	4,47	96,90	4,09	80,19	110,76
E18	2,22	5,56	150,41	3,52	58,65	2,91	31,27	3,40	53,05	2,71	22,26	68,96
E19	2,04	5,20	154,49	3,15	54,16	2,79	36,52	3,05	49,33	2,56	25,41	63,98
E21	2,19	4,52	106,48	3,33	52,10	2,39	9,18	3,23	47,63	2,89	32,34	49,54
	Média Erro (%)	71,17		15,11		-2,55		16,20		1,04		
	Desvio Padrão Erro (%)	66,15		41,26		38,89		42,42		39,25		

Fonte: Autor

A partir das Tabelas 4.3 a 4.5 é possível observar que os erros referentes aos métodos semi-empíricos comparados aos métodos de extrapolação da curva carga-recalque mantiveram um padrão ao analisarmos os métodos semi-empíricos. A partir das médias dos erros por métodos, observou-se, a favor da segurança, que o método de Décourt-Quaresma (1978) - Décourt (1996) apresentou o menor erro, seguido dos métodos Antunes-Cabral (1996), Alonso (1996), Aoki-Velloso (1975) - Monteiro (1997), finalizando com o método de Aoki-Velloso (1975) – Velloso-Lopes (2002) que apresentou o maior erro. Apenas na comparação com o método de extrapolação Van der Veen (1953) – modificado por Aoki (1976) que o método semi-empírico de Antunes-Cabral (1996) teve menor erro que Décourt-Quaresma (1978) - Décourt (1996). Essas observações podem ser visualizadas na Figura 4.2, sendo que de modo geral, Décourt-Quaresma (1978) - Décourt (1996) apresentou o menor erro tanto na média quanto no desvio

padrão aos ser comparado com os métodos de extrapolação de prova de carga, enquanto que Van der Veen (1953) – modificado por Aoki (1976) apresentou o menor erro tanto em média quanto desvio padrão quando comparado com os métodos semi-empíricos.

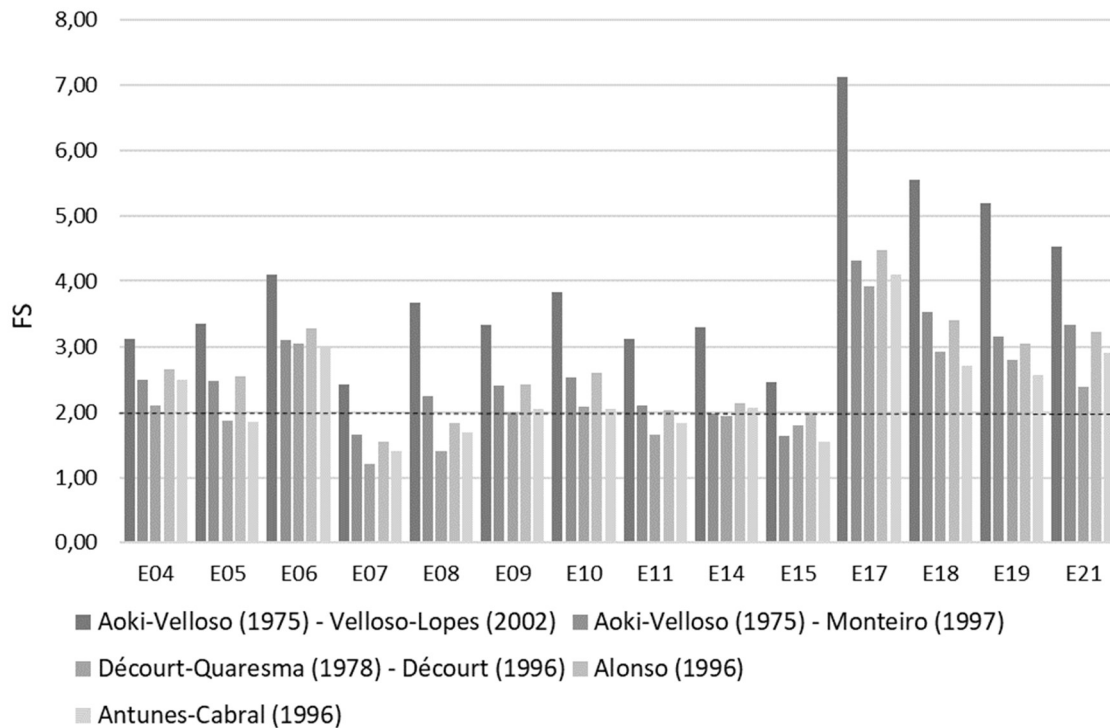
Figura 4.2 – Relação de erros médios (%) e desvio padrão dos erros (%) entre métodos semi-empíricos e os métodos de extrapolação de curva carga-recalque



Fonte: Autor

A Figura 4.3 relaciona os fatores de segurança obtidos pelos métodos semi-empíricos por estacas. Observa-se que na maioria dos casos o método Aoki-Velloso (1975) – Velloso-Lopes (2002) apresenta cargas de ruptura e fatores de segurança muito mais elevados que os demais métodos, enquanto que Alonso (1996) e Aoki-Velloso (1975) - Monteiro (1997) apresentam valores próximos um do outro e medianos com relação aos demais, por fim os métodos de Décourt-Quaresma (1978) - Décourt (1996) e Antunes-Cabral (1996) foram os métodos semi-empíricos que apresentam os menores valores para a carga de ruptura, tendo seus resultados próximos.

Figura 4.3 – Resultados da estimativa do FS pelas métodos semi-empíricos de forma determinística



Fonte: Autor

4.3 CAPACIDADE DE CARGA POR ABORDAGEM PROBABILÍSTICA

4.3.1 Metodologia utilizada

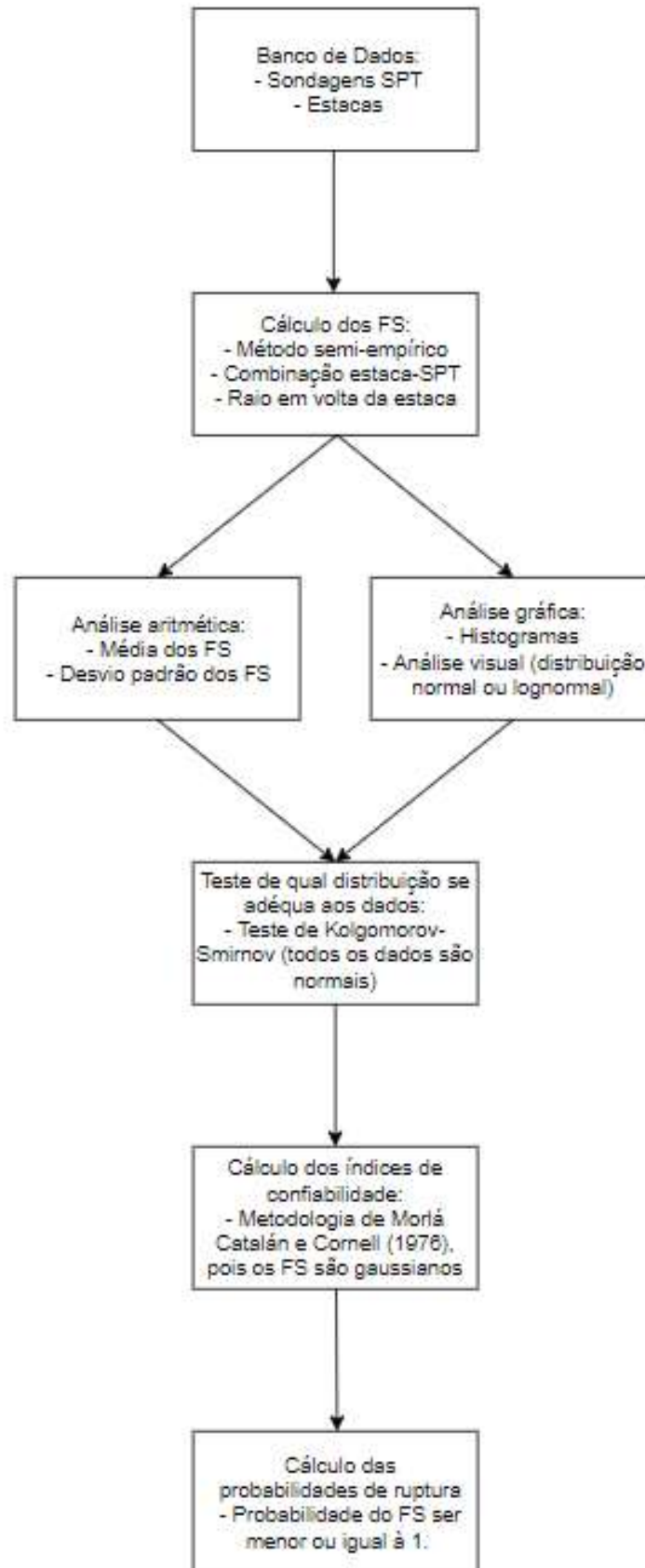
A metodologia utilizada nesta dissertação é similar à utilizada por Reinert (2011). Foram estudadas sondagens em diversos raios especificados (100 m, 150 m e 200 m) em volta de cada estaca para estimar a variabilidade do fator de segurança nessas regiões. No trabalho de Reinert (2011) foi estudada a variabilidade da capacidade de carga. Primeiramente, se calcula tanto a média quanto o desvio padrão amostrais para cada conjunto de dados em estudo. Depois disso, deve-se descobrir qual é a distribuição de probabilidade dos dados das sondagens para cada raio em volta de cada estaca por meio da análise visual de um histograma para saber se os dados se assemelham a uma das distribuições de interesse (normal e lognormal), que são amplamente utilizadas em problemas de engenharia, sendo que a distribuição normal é preferida se a amostra é simétrica, enquanto a distribuição lognormal se adequa melhor a amostras assimétricas. A próxima etapa é utilizar o teste de qualidade de ajuste de Kolmogorov-Smirnov para verificar

separadamente se as hipóteses de que os dados possuem cada uma das duas distribuições de interesse são válidas ou não.

Descobriu-se pelo teste de Kolmogorov-Smirnov que a distribuição dos fatores de segurança nos raios especificados em volta de cada estaca é gaussiana, o que permitiu o uso da metodologia de Morlá Catalán e Cornell (1976, apud RIBEIRO, 2008, p. 52) para calcular os índices de confiabilidade para cada caso, uma vez que as médias e os desvios padrão amostrais dos fatores de segurança já foram calculados. De posse dos índices de confiabilidade chega-se à probabilidade de ruptura de cada estaca levando em conta as sondagens em volta de cada raio considerado.

Todos os cálculos foram realizados no software Matlab R2013a, mas todo o procedimento também poderia ser feito no Excel. Para a obtenção dos histogramas, primeiramente foram calculados o número de classes n dos mesmos; posteriormente, a função *hist* com $nbins = n$, foi escolhida para obter o número de elementos e o centro de cada classe, de posse dessas informações, os histogramas foram gerados com a função *bar*. Foram utilizadas as funções *kstest* e *kstest2* para os testes de Kolmogorov-Smirnov para testar as hipóteses de os dados terem distribuições normal e lognormal, respectivamente. Os testes de normalidade com a função *kstest* foram feitos com os fatores de segurança padronizados, uma vez que essa função testa a hipótese de os dados possuírem distribuição normal padrão. A metodologia utilizada está esquematizada na Figura 4.4.

Figura 4.4 – Metodologia utilizada



Fonte: Autor

É importante ressaltar que não foi feita filtragem dos dados além das limitações de número de golpes pelos métodos semi-empíricos, o que tornou os resultados mais fidedignos ao que foi observado nas medições de campo. Porém não foi possível a utilização de outras técnicas de investigação da variabilidade do solo tais como a escala de flutuação, pois o solo não tem uniformidade na sua composição e nem na sua geometria, características essas que são bastante desejáveis para o cálculo da escala de flutuação como mostram os trabalhos de (JAKSA *et al.*, 1999) e (CHING *et al.*, 2017).

4.3.2 Resultados obtidos

Foram utilizados métodos probabilísticos para estimar a probabilidade de ruptura e a confiabilidade das fundações analisadas a partir da análise de capacidade de carga por métodos semi-empíricos, gerando histogramas dos fatores de segurança obtidos, que deram a noção visual de que as amostras tenderam a uma função densidade de probabilidade normal, o que foi confirmado pelo teste de Kolgomorov-Smirnov. Os histogramas gerados estão no APÊNDICE D, observando que não foram gerados histogramas para as estacas E04 e E21 para o método de Décourt-Quaresma (1978) - Décourt (1996), pois em algumas distâncias estas estacas não apresentaram distribuição gaussiana.

O menor raio de estudo em volta de cada estaca foi definido em 100 m, em função do quantitativo amostral. Nos histogramas consta a quantidade n que compõe cada amostra analisada, as menores amostras ocorreram no menor raio analisado e as amostras aumentaram conforme o aumento da área analisada. Quanto ao raio de 100 m, a menor amostra é composta por 14 sondagens para a estaca E11 e as maiores amostras são compostas por 37 sondagens para as estacas E04, E14 e E15. Com exceção das estacas E17 e E18 para os métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso (1975) - Monteiro (1997) e Alonso (1996), que, por serem estacas muito profundas tiveram quantidades menores de amostras (3 a 5 sondagens), pois a região de ponta para cálculo dos métodos ultrapassou a profundidade de algumas das sondagens das amostras dessas estacas, não gerando os histogramas.

Nas Tabelas 4.6 a 4.10 a seguir, são mostrados os resultados aritméticos e resultado do teste de Kolgomorov-Smirnov das amostras para cada método semi-empírico, nos raios de 100, 150 e 200 m envolta de cada estaca.

Tabela 4.6 – Análise aritmética do FS e resultado de p-valor para uma curva normal para o método de Aoki-Velloso (1975) - Velloso-Lopes (2002)

Aoki-Velloso (1975) - Velloso-Lopes (2002)									
Estaca	100 (m)			150 (m)			200 (m)		
	FS		p-valor Normal	FS		p-valor Normal	FS		p-valor Normal
Média	V(FS)	Média		V(FS)	Média		V(FS)		
E04	4,36	0,78	0,87	4,30	0,83	0,90	4,33	0,92	0,92
E05	3,59	0,90	0,27	3,54	0,83	0,34	3,52	0,90	0,45
E06	4,95	3,84	0,36	4,89	4,20	0,23	4,79	3,97	0,09
E07	3,35	1,04	0,95	3,29	0,89	0,56	3,26	0,58	0,65
E08	3,90	1,77	0,81	3,85	1,59	0,82	3,83	1,53	0,40
E09	4,37	0,70	0,99	4,15	0,54	0,72	4,11	0,68	0,90
E10	3,71	0,31	0,81	3,69	0,49	0,95	3,73	0,54	0,76
E11	3,80	1,22	0,46	3,42	0,81	0,70	3,43	0,87	0,67
E14	2,86	0,58	0,42	2,84	0,56	0,43	2,83	0,56	0,67
E15	2,63	0,68	0,44	2,62	0,63	0,36	2,62	0,66	0,51
E17	5,80	0,48	0,81	5,77	0,46	0,77	5,58	0,54	0,87
E18	5,62	0,61	0,22	5,55	0,63	0,18	5,47	0,69	0,56
E19	4,59	1,53	1,00	4,60	1,09	0,98	4,39	0,83	0,88
E21	3,94	0,63	0,86	3,97	0,59	0,67	3,87	0,68	0,75

Fonte: Autor

Tabela 4.7 – Análise aritmética do FS e resultado de p-valor para uma curva normal para o método de Aoki-Velloso (1975) - Monteiro (1997)

Aoki-Velloso (1975) - Monteiro (1997)									
Estaca	100 (m)			150 (m)			200 (m)		
	FS		p-valor Normal	FS		p-valor Normal	FS		p-valor Normal
Média	V(FS)	Média		V(FS)	Média		V(FS)		
E04	2,84	0,13	0,90	2,80	0,14	0,95	2,78	0,17	0,94
E05	2,41	0,23	0,91	2,38	0,23	0,90	2,36	0,25	0,98
E06	3,64	1,21	0,38	3,56	1,25	0,49	3,48	1,23	0,32
E07	2,22	0,31	0,70	2,20	0,29	0,57	2,21	0,19	0,92
E08	2,43	0,53	0,91	2,41	0,48	0,94	2,42	0,45	0,65
E09	2,98	0,22	1,00	2,90	0,18	0,84	2,88	0,20	0,86
E10	2,59	0,08	0,98	2,52	0,13	0,77	2,53	0,15	0,96
E11	2,52	0,44	0,40	2,30	0,29	0,60	2,34	0,30	0,49
E14	1,92	0,15	0,96	1,90	0,15	0,98	1,88	0,16	0,97
E15	1,75	0,19	0,80	1,73	0,18	0,83	1,72	0,19	0,86
E19	3,04	0,41	1,00	3,09	0,32	0,94	3,03	0,24	0,95
E21	2,80	0,19	0,94	2,83	0,20	0,98	2,77	0,23	0,98

Fonte: Autor

Tabela 4.8 – Análise aritmética do FS e resultado de p-valor para uma curva normal para o método de Décourt-Quaresma (1978) - Décourt (1996)

Décourt-Quaresma (1978) - Décourt (1996)									
Estaca	100 (m)			150 (m)			200 (m)		
	FS		p-valor Normal	FS		p-valor Normal	FS		p-valor Normal
	Média	V(FS)		Média	V(FS)		Média	V(FS)	
E05	1,95	0,25	0,22	1,95	0,26	0,13	1,94	0,26	0,18
E06	3,31	0,79	0,32	3,29	0,93	0,27	3,22	0,91	0,28
E07	1,63	0,24	0,50	1,64	0,20	0,41	1,69	0,16	0,24
E08	1,76	0,31	0,64	1,78	0,29	0,63	1,83	0,25	0,37
E09	2,50	0,14	0,84	2,37	0,13	0,52	2,41	0,23	0,15
E10	2,03	0,05	0,79	2,09	0,15	0,13	2,09	0,15	0,14
E11	2,01	0,21	0,53	1,83	0,16	0,71	1,90	0,23	0,10
E14	1,53	0,15	0,24	1,51	0,14	0,18	1,53	0,15	0,19
E15	1,45	0,15	0,31	1,43	0,14	0,31	1,43	0,16	0,23
E17	3,19	0,25	0,67	3,19	0,22	0,56	3,14	0,21	0,63
E18	3,03	0,27	0,76	3,03	0,24	0,63	3,05	0,23	0,82
E19	2,51	0,35	0,93	2,51	0,26	0,97	2,42	0,19	0,60

Fonte: Autor

Tabela 4.9 – Análise aritmética do FS e resultado de p-valor para uma curva normal para o método de Alonso (1996)

Alonso (1996)									
Estaca	100 (m)			150 (m)			200 (m)		
	FS		p-valor Normal	FS		p-valor Normal	FS		p-valor Normal
	Média	V(FS)		Média	V(FS)		Média	V(FS)	
E04	2,79	0,15	0,99	2,77	0,14	0,99	2,74	0,18	0,70
E05	2,40	0,26	0,89	2,37	0,26	0,94	2,35	0,28	0,92
E06	3,78	1,29	0,29	3,68	1,36	0,39	3,61	1,32	0,26
E07	2,09	0,34	0,69	2,11	0,32	0,56	2,12	0,20	0,51
E08	2,27	0,50	0,81	2,26	0,45	0,84	2,31	0,41	0,54
E09	2,99	0,20	0,97	2,88	0,17	0,96	2,85	0,20	0,99
E10	2,56	0,07	0,84	2,52	0,12	0,66	2,52	0,13	0,84
E11	2,51	0,40	0,83	2,29	0,28	0,75	2,33	0,30	0,62
E14	1,88	0,17	0,95	1,86	0,17	0,90	1,86	0,17	0,96
E15	1,75	0,18	0,52	1,73	0,17	0,47	1,73	0,18	0,56
E19	3,01	0,38	0,96	3,05	0,31	1,00	2,98	0,23	0,52
E21	2,79	0,24	0,87	2,82	0,23	0,93	2,76	0,27	0,98

Fonte: Autor

Tabela 4.10 – Análise aritmética do FS e resultado de p-valor para uma curva normal para o método de Antunes-Cabral (1996)

Antunes-Cabral (1996)									
Estaca	100 (m)			150 (m)			200 (m)		
	FS Média	V(FS)	p-valor Normal	FS Média	V(FS)	p-valor Normal	FS Média	V(FS)	p-valor Normal
E04	2,24	0,13	0,17	2,22	0,13	0,18	2,22	0,17	0,13
E05	2,04	0,17	0,43	2,04	0,18	0,38	2,03	0,17	0,55
E06	3,56	1,37	0,34	3,44	1,34	0,60	3,38	1,29	0,48
E07	1,71	0,18	0,32	1,73	0,17	0,67	1,75	0,11	0,28
E08	1,86	0,22	0,84	1,86	0,19	0,70	1,90	0,18	0,64
E09	2,45	0,17	0,30	2,35	0,13	0,72	2,40	0,25	0,15
E10	2,04	0,05	0,78	2,10	0,14	0,13	2,08	0,16	0,17
E11	2,08	0,22	0,33	1,94	0,16	0,26	2,02	0,25	0,06
E14	1,63	0,11	0,27	1,61	0,11	0,22	1,61	0,11	0,29
E15	1,58	0,13	0,31	1,56	0,12	0,32	1,56	0,13	0,47
E17	3,12	0,34	0,85	3,15	0,31	0,93	3,07	0,27	0,70
E18	2,93	0,35	0,77	2,91	0,33	0,63	2,95	0,29	0,62
E19	2,44	0,35	0,63	2,48	0,27	0,93	2,43	0,18	0,64
E21	2,47	0,32	0,35	2,46	0,28	0,23	2,43	0,31	0,18

Fonte: Autor

Ao compararmos os erros dos métodos semi-empíricos para estimativa dos valores do FS obtidos pelas análises aritméticas das amostras com cada método de extrapolação da curva carga-recalque (Tabelas 4.11 e 4.12), observa-se que:

- Para 100 m, os erros médios aumentaram e o desvio-padrão dos erros diminuiu quando comparados às análises determinísticas (sondagem mais próxima da estaca), com exceção dos métodos de Antunes-Cabral (1996) e Décourt-Quaresma (1978) - Décourt (1996) que tiveram o erro médio diminuído;
- Para 150 e 200 m, os erros médios aumentaram e o desvio-padrão diminuiu quando comparados às análises determinísticas, com exceção do método de Antunes-Cabral (1996) que teve o erro médio diminuído;
- Comparando somente a análise aritmética entre os raios, percebe-se que a tendência para todos os casos foi diminuir tanto o erro médio quanto o desvio padrão do erro com o aumento da distância, com exceção quando correlacionados os métodos semi-empírico com NBR 6122 (ABNT, 2010), que de 100 m para 150 m teve um aumento do desvio padrão do erro e ao observar o método semi-empírico de Décourt-Quaresma (1978) - Décourt (1996) que teve um aumento no erro médio a favor da segurança.

Tabela 4.11 – Resultado erros médios para todas as comparações

Método de extrapolação PCE	Distância	Aoki-Velloso (1975)	Aoki-Velloso (1975) - Monteiro (1997) *	Décourt-Quaresma (1978) - Décourt (1996) **	Alonso (1996) *	Antunes-Cabral (1996)
NBR 6122:2010	Determinístico	88,33	11,23	2,25	11,70	9,79
	100 (m)	96,76	18,91	3,47	17,31	8,92
	150 (m)	93,47	17,11	2,61	15,81	8,03
	200 (m)	91,04	16,28	2,78	15,15	8,02
Van der Veen (1953)	Determinístico	80,12	10,59	-0,29	11,77	6,24
	100 (m)	87,82	17,92	0,06	16,80	5,31
	150 (m)	84,52	15,97	-1,00	15,06	4,22
Van der Veen (1953) - Aoki (1976)	Determinístico	71,17	5,26	-5,09	6,41	1,04
	100 (m)	78,44	12,19	-4,76	11,18	0,22
	150 (m)	75,30	10,32	-5,77	9,50	-0,84
	200 (m)	73,05	9,45	-5,79	8,77	-0,95

* Estadas E17 e E18 retiradas da análise em função do método reduzir o número das amostras;

** Estacas E04 e E21 retiradas da análise por não apresentarem distribuição gaussiana.

Fonte: Autor

Tabela 4.12 – Resultado desvio padrão dos erros (%) para todas as comparações

Método de extrapolação PCE	Distância	Aoki-Velloso (1975)	Aoki-Velloso (1975) - Monteiro (1997) *	Décourt-Quaresma (1978) - Décourt (1996) **	Alonso (1996) *	Antunes-Cabral (1996)
NBR 6122:2010	Determinístico	79,96	32,79	45,26	32,55	42,78
	100 (m)	68,10	30,40	39,08	30,25	34,80
	150 (m)	68,21	31,21	39,52	31,00	34,99
	200 (m)	66,26	30,33	38,87	29,87	34,54
Van der Veen (1953)	Determinístico	68,96	35,45	42,88	36,56	40,54
	100 (m)	56,50	34,54	36,68	36,16	34,17
	150 (m)	56,50	34,57	36,63	35,83	33,57
Van der Veen (1953) - Aoki (1976)	Determinístico	66,15	35,03	41,67	36,14	39,25
	100 (m)	54,98	34,57	36,34	36,26	34,08
	150 (m)	54,92	34,48	36,28	35,83	33,40
	200 (m)	52,77	33,29	34,92	34,40	32,37

* Estadas E17 e E18 retiradas da análise em função do método reduzir o número da amostras;

** Estacas E04 e E21 retiradas da análise por não apresentarem distribuição gaussiana.

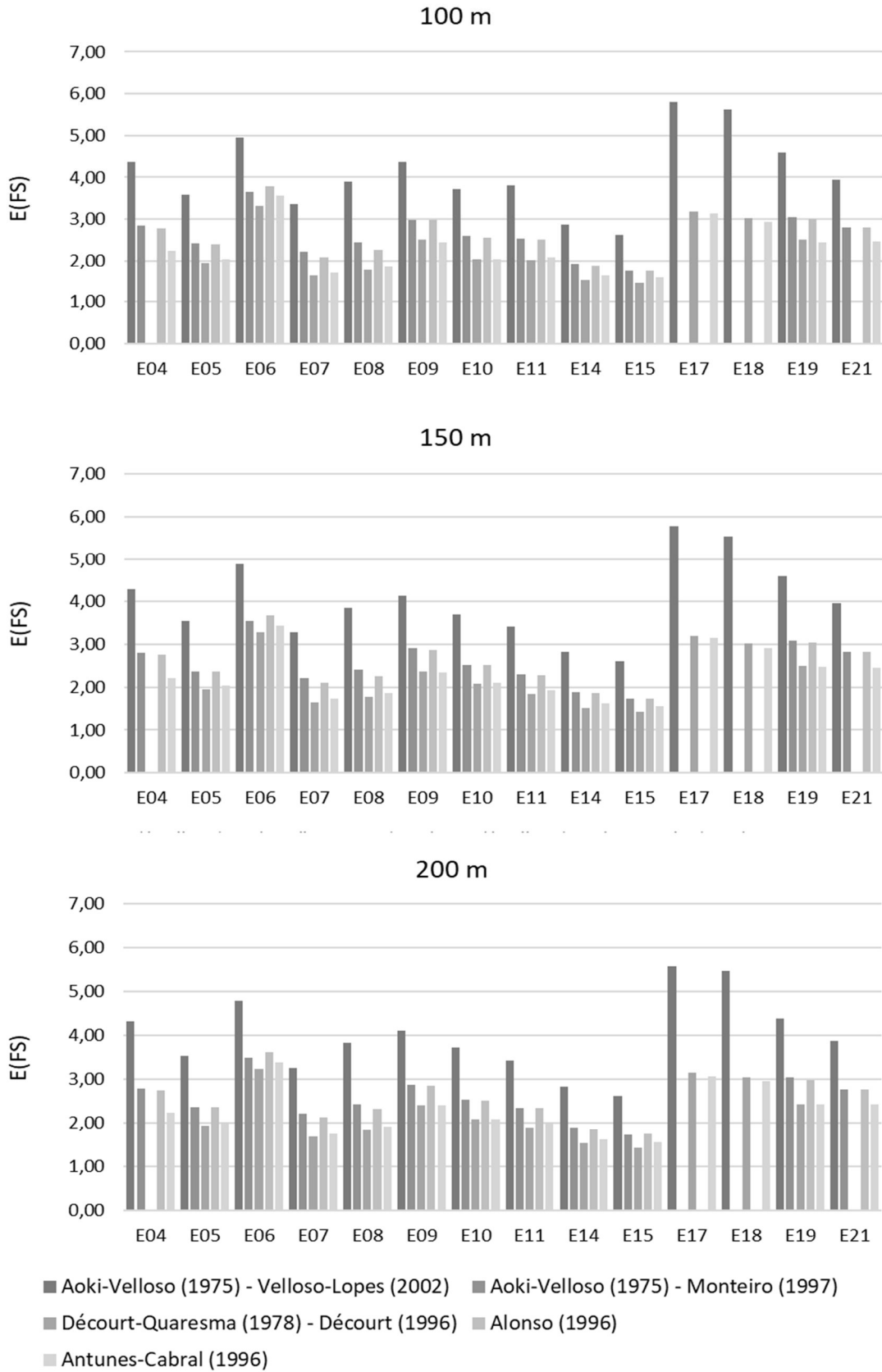
Fonte: Autor

A Figura 4.5, relaciona os valores do fator de segurança obtidos pelos métodos semi-empíricos para cada estaca, podemos afirmar que mesmo com a abordagem aritmética os métodos mantiveram o padrão da análise determinística, observa-se que na maioria dos casos o método

Aoki-Velloso (1975) – Velloso-Lopes (2002) teve um fator de segurança muito mais elevado que os demais métodos, enquanto que Alonso (1996) e Aoki-Velloso (1975) - Monteiro (1997) apresentam valores próximos um do outro e medianos com relação aos demais, por fim os métodos de Décourt-Quaresma (1978) - Décourt (1996) e Antunes-Cabral (1996) foram os métodos que tiveram os menores valores para o fator de segurança e conseqüentemente carga de ruptura, tendo seus resultados próximos. Esse padrão é mantido independente da distância de análise.

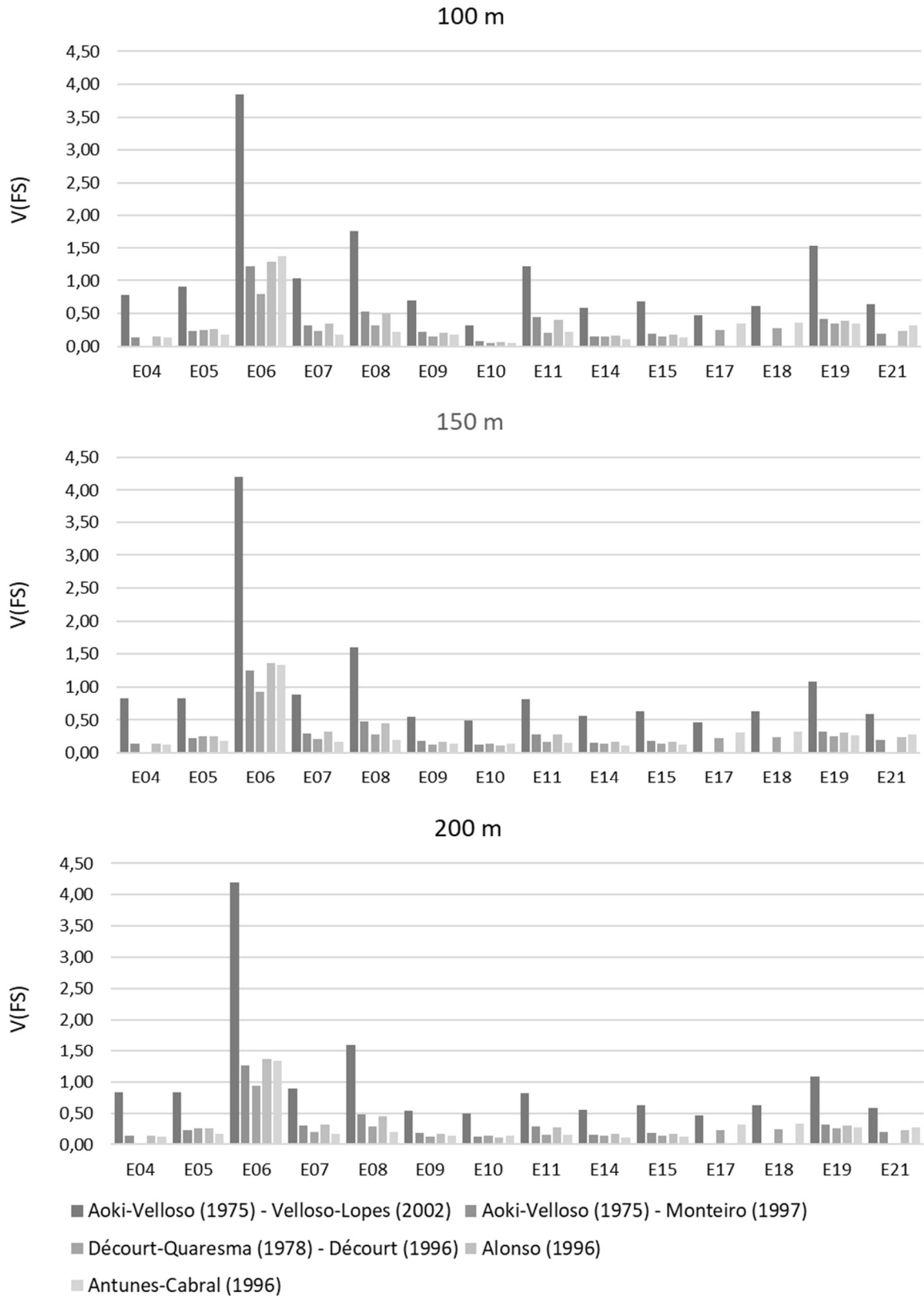
A Figura 4.6 relaciona os valores da variância do fator de segurança $V(FS)$ obtidos pelos métodos semi-empíricos para cada estaca. Podemos afirmar que com a abordagem aritmética, observa-se que na maioria dos casos o método Aoki-Velloso (1975) - Velloso-Lopes (2002) é o que possui maior variância entre os fatores de segurança obtidos, enquanto que Alonso (1996) e Aoki-Velloso (1975) - Monteiro (1997) apresentam valores próximos um do outro e medianos com relação aos demais, por fim os métodos de Décourt-Quaresma (1978) - Décourt (1996) e Antunes-Cabral (1996) foram os métodos que, para a maioria dos casos, tiveram a menor variância do fator de segurança, tendo seus resultados próximos. Esse padrão é mantido independente da distância de análise.

Figura 4.5 – Resultados da estimativa de FS médio pelos métodos semi-empíricos a partir de análise aritmética das amostras por distância de análise



Fonte: Autor

Figura 4.6 – Resultados da estimativa de V(FS) pelos métodos semi-empíricos a partir de análise aritmética das amostras por distância de análise



Fonte: Autor

Nas Tabelas 4.13 a 4.17, são mostrados os resultados de probabilidade de ruptura e índice de confiabilidade das amostras para cada método semi-empírico, nos raios de 100, 150 e 200 m ao redor de cada estaca.

Tabela 4.13 – Análise de probabilidade de ruptura e índice de confiabilidade de Aoki-Velloso (1975) - Velloso-Lopes (2002)

Aoki-Velloso (1975) – Velloso-Lopes (2002)									
Estaca	100 (m)			150 (m)			200 (m)		
	Pr	1/N	β	Pr	1/N	β	Pr	1/N	β
E04	0,000	0	3,80	0,000	0	3,63	0,000	0	3,47
E05	0,003	1/313	2,73	0,003	1/375	2,79	0,004	1/256	2,66
E06	0,022	1/46	2,02	0,029	1/35	1,90	0,029	1/35	1,90
E07	0,011	1/94	2,30	0,008	1/133	2,43	0,002	1/662	2,97
E08	0,014	1/69	2,18	0,012	1/83	2,26	0,011	1/91	2,29
E09	0,000	0	4,03	0,000	0	4,28	0,000	0	3,76
E10	0,000	0	4,87	0,000	0	3,84	0,000	0	3,71
E11	0,006	1/181	2,54	0,004	1/279	2,69	0,005	1/221	2,61
E14	0,007	1/137	2,44	0,007	1/145	2,46	0,007	1/144	2,46
E15	0,024	1/42	1,98	0,021	1/48	2,03	0,023	1/44	2,00
E17	0,000	0	6,97	0,000	0	7,05	0,000	0	6,23
E18	0,000	0	5,93	0,000	0	5,73	0,000	0	5,37
E19	0,002	1/540	2,90	0,000	0	3,45	0,000	0	3,72
E21	0,000	0	3,70	0,000	0	3,87	0,000	0	3,48
Média	0,006	1/158	3,456	0,006	1/168	3,458	0,006	1/175	3,331

Fonte: Autor

Tabela 4.14 – Análise de probabilidade de ruptura e índice confiabilidade de AV - Monteiro (1997)

Aoki-Velloso (1975) - Monteiro (1997)									
Estaca	100 (m)			150 (m)			200 (m)		
	Pr	1/N	β	Pr	1/N	β	Pr	1/N	β
E04	0,000	0	5,01	0,000	0	4,84	0,000	0	4,26
E05	0,002	1/613	2,94	0,002	1/529	2,90	0,003	1/307	2,72
E06	0,008	1/123	2,40	0,011	1/89	2,28	0,013	1/80	2,24
E07	0,015	1/68	2,18	0,013	1/76	2,22	0,003	1/395	2,80
E08	0,024	1/41	1,97	0,021	1/48	2,04	0,017	1/60	2,13
E09	0,000	0	4,19	0,000	0	4,50	0,000	0	4,24
E10	0,000	0	5,52	0,000	0	4,24	0,000	0	3,97
E11	0,011	1/89	2,28	0,008	1/128	2,42	0,007	1/146	2,47
E14	0,008	1/120	2,40	0,010	1/100	2,33	0,012	1/80	2,24
E15	0,040	1/25	1,75	0,043	1/23	1,72	0,048	1/21	1,66
E19	0,001	0	3,18	0,000	0	3,69	0,000	0	4,13
E21	0,000	0	4,11	0,000	0	4,15	0,000	0	3,67

Fonte: Autor

Tabela 4.15 – Análise de probabilidade de ruptura e índice de confiabilidade de Décourt-Quaresma (1978) - Décourt (1996)

Décourt-Quaresma (1978) - Décourt (1996)									
Estaca	100 (m)			150 (m)			200 (m)		
	Pr	1/N	β	Pr	1/N	β	Pr	1/N	β
E05	0,028	1/35	1,903	0,031	1/33	1,872	0,031	1/32	1,864
E06	0,005	1/207	2,587	0,009	1/113	2,372	0,010	1/102	2,332
E07	0,099	1/10	1,288	0,078	1/13	1,418	0,043	1/23	1,718
E08	0,086	1/12	1,366	0,072	1/14	1,461	0,048	1/21	1,662
E09	0,000	0	3,949	0,000	0	3,856	0,001	1/670	2,969
E10	0,000	0	4,466	0,002	1/466	2,856	0,003	1/381	2,791
E11	0,014	1/73	2,206	0,019	1/53	2,080	0,030	1/33	1,874
E14	0,085	1/12	1,370	0,088	1/11	1,351	0,085	1/12	1,373
E15	0,123	1/8	1,159	0,129	1/8	1,130	0,137	1/7	1,095
E17	0,000	0	4,360	0,000	0	4,632	0,000	0	4,693
E18	0,000	0	3,873	0,000	0	4,095	0,000	0	4,268
E19	0,005	1/200	2,575	0,001	1/670	2,969	0,001	0	3,250

Fonte: Autor

Tabela 4.16 – Análise de probabilidade de ruptura e índice de confiabilidade de Alonso (1996)

Alonso (1996)									
Estaca	100 (m)			150 (m)			200 (m)		
	Pr	1/N	β	Pr	1/N	β	Pr	1/N	β
E04	0,000	0	4,64	0,000	0	4,69	0,000	0	4,14
E05	0,003	1/324	2,74	0,003	1/289	2,70	0,005	1/201	2,58
E06	0,007	1/139	2,45	0,011	1/94	2,30	0,011	1/87	2,28
E07	0,031	1/32	1,86	0,025	1/41	1,97	0,006	1/160	2,50
E08	0,037	1/27	1,78	0,030	1/33	1,88	0,020	1/49	2,05
E09	0,000	0	4,46	0,000	0	4,53	0,000	0	4,11
E10	0,000	0	5,99	0,000	0	4,47	0,000	0	4,14
E11	0,009	1/116	2,38	0,007	1/142	2,46	0,008	1/129	2,42
E14	0,015	1/65	2,16	0,018	1/56	2,10	0,018	1/55	2,10
E15	0,039	1/26	1,77	0,039	1/26	1,76	0,042	1/24	1,73
E19	0,001	0	3,24	0,000	0	3,70	0,000	0	4,11
E21	0,000	0	3,69	0,000	0	3,76	0,000	0	3,42

Fonte: Autor

Tabela 4.17 – Análise de probabilidade de ruptura e índice de confiabilidade de Antunes-Cabral (1996)

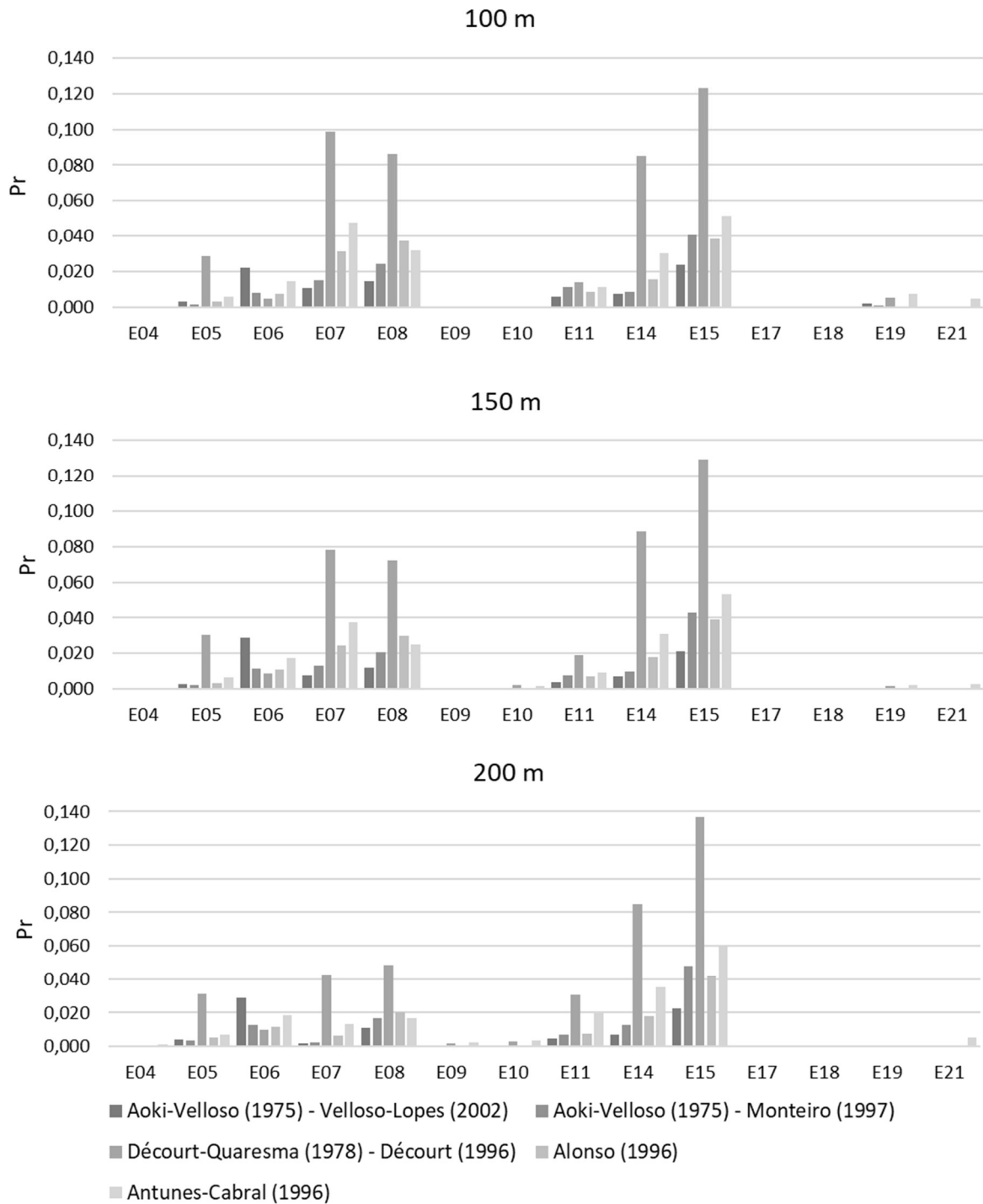
Antunes-Cabral (1996)									
Estaca	100 (m)			150 (m)			200 (m)		
	Pr	1/N	β	Pr	1/N	β	Pr	1/N	β
E04	0,000	0	3,44	0,000	0	3,40	0,001	1/760	3,01
E05	0,006	1/169	2,52	0,007	1/152	2,48	0,007	1/146	2,46
E06	0,015	1/69	2,18	0,017	1/58	2,11	0,018	1/55	2,09
E07	0,047	1/21	1,67	0,038	1/27	1,78	0,013	1/76	2,22
E08	0,032	1/31	1,86	0,025	1/40	1,96	0,017	1/60	2,13
E09	0,000	0	3,50	0,000	0	3,69	0,003	1/399	2,81
E10	0,000	0	4,67	0,002	1/590	2,93	0,003	1/315	2,73
E11	0,011	1/88	2,28	0,009	1/111	2,37	0,020	1/51	2,06
E14	0,030	1/33	1,88	0,031	1/32	1,87	0,035	1/28	1,81
E15	0,052	1/19	1,63	0,053	1/19	1,61	0,060	1/17	1,55
E17	0,000	0	3,64	0,000	0	3,85	0,000	0	4,01
E18	0,001	0	3,25	0,000	0	3,34	0,000	0	3,63
E19	0,007	1/139	2,45	0,002	1/482	2,87	0,000	0	3,37
E21	0,005	1/213	2,60	0,003	1/364	2,78	0,005	1/184	2,55
Média	0,015	1/68	2,682	0,013	1/75	2,645	0,013	1/77	2,602

Fonte: Autor

A Figura 4.7 relaciona os resultados da probabilidade de ruptura das estacas para cada método semi-empírico. Observa-se que as estacas E04, E09, E10, E17 e E18 obtiveram valores baixos ou praticamente nulos para a probabilidade de ruptura, independentemente do método. Ao analisar as demais estacas, observa-se que o método Décourt-Quaresma (1978) - Décourt (1996) apresentou maior probabilidade de ruptura, enquanto os outros métodos variaram.

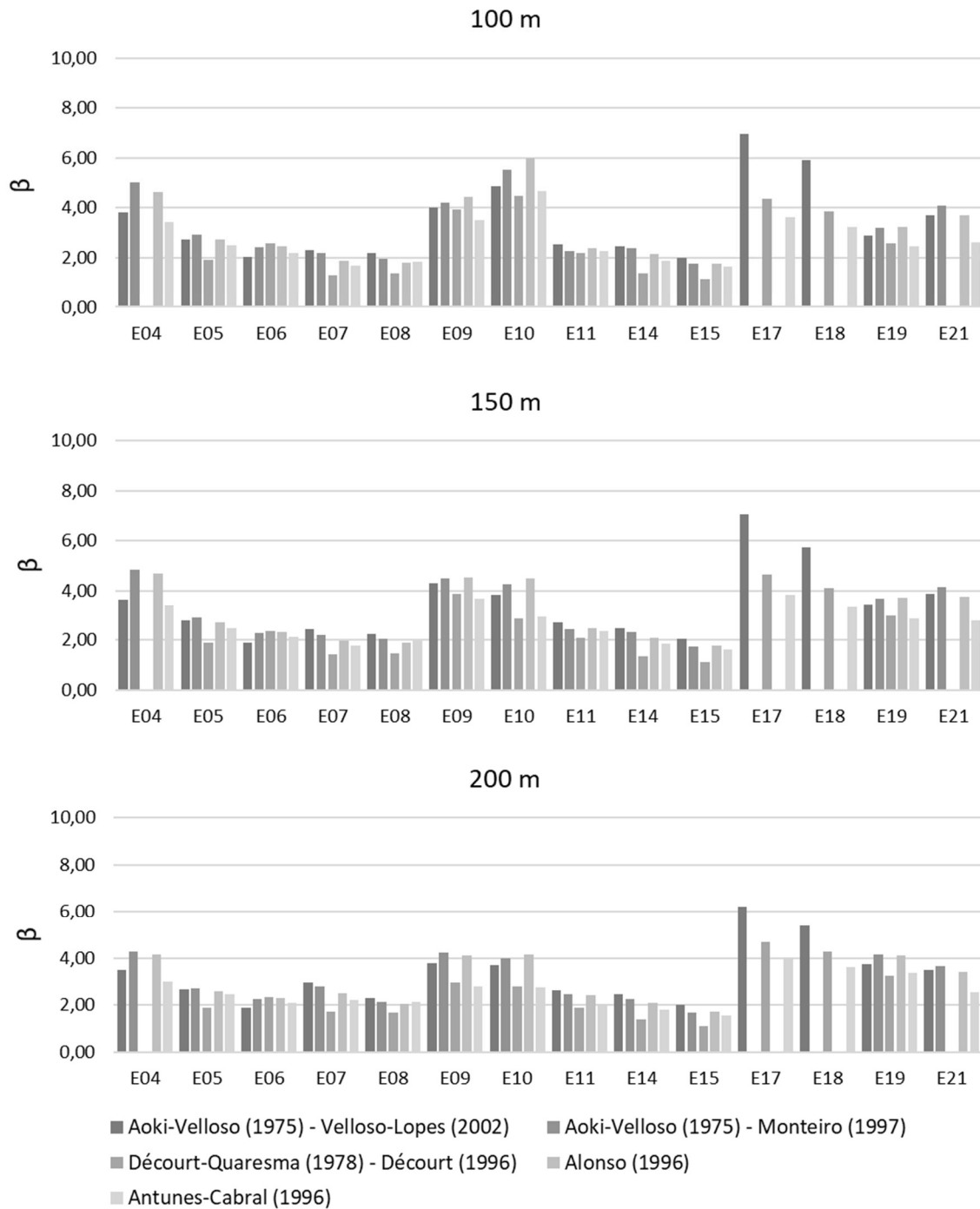
Quanto à Figura 4.8, esta relaciona os resultados do índice de confiabilidade das estacas para cada método semi-empírico, é possível observar que o método de Décourt-Quaresma (1978) - Décourt (1996) possui o menor índice de confiabilidade, dentre os demais, estes oscilaram bastante. Sendo observado que os métodos de Aoki-Velloso (1975) - Monteiro (1997) e Alonso (1996), vistos de forma mediana para \overline{FS} , $V(FS)$ e P_r tiveram valores elevados para o índice de confiabilidade em todas as estacas, Aoki-Velloso (1975) – Velloso-Lopes (2002) apesar das variações teve bom índice de confiabilidade, e Antunes-Cabral (1996) aparenta ter o menor índice de confiabilidade após Décourt-Quaresma (1978) - Décourt (1996).

Figura 4.7 – Resultados de probabilidade de ruptura pelos métodos semi-empíricos por distância de análise



Fonte: Autor

Figura 4.8 – Resultados de índice de confiabilidade pelos métodos semi-empíricos por distância de análise



Fonte: Autor

É sabido que na função densidade de probabilidade normal, quando se aumenta o \overline{FS} , desloca-se a curva para a direita e quando diminui a $V(FS)$ reduz a amplitude da curva resultando numa menor área sob a curva entre $-\infty$ e 1, e dessa forma a probabilidade de ruptura diminui. O oposto ocorre, se diminui o \overline{FS} ou se aumenta a $V(FS)$ tem-se a tendência do aumento na probabilidade de ruptura. Na Tabela 4.18, para as estacas com probabilidades de ruptura não nulas, está

exposto de forma ilustrativa o aumento, permanência ou redução do \overline{FS} , $V(FS)$ e P_r entre as distâncias de 100 e 200 metros, onde também é mostrado se ocorreu aumento ou redução do coeficiente de variação (COV) médio do N_{SPT} por estaca. Sendo o COV médio do N_{SPT} resultante da média do COV por metro dos N_{SPT} de todas as sondagens de cada amostra, ao longo do fuste da estaca.

Tabela 4.18 – Análise da tendência de probabilidade de ruptura dos métodos semi-empíricos com aumento da distância de amostragem

Estacas	COV médio N_{SPT}	Aoki-Velloso (1975) – Velloso-Lopes (2002)			Aoki-Velloso (1975) - Monteiro (1997)			Décourt-Quaresma (1978) - Décourt (1996)			Alonso (1996)			Antunes-Cabral (1996)		
		\overline{FS}	$V(FS)$	P_r	\overline{FS}	$V(FS)$	P_r	\overline{FS}	$V(FS)$	P_r	\overline{FS}	$V(FS)$	P_r	\overline{FS}	$V(FS)$	P_r
E05	+	-	=	+	-	+	+	-	+	+	-	+	+	-	=	+
E06	+	-	+	+	-	+	+	-	+	+	-	+	+	-	-	+
E07	-	-	-	-	-	-	-	+	-	-	+	-	-	+	-	-
E08	-	-	-	-	-	-	-	+	-	-	+	-	-	+	-	-
E11	-	-	-	-	-	-	-	-	+	+	-	-	-	-	+	+
E14	+	-	-	-	-	+	+	=	-	=	-	=	+	-	=	+
E15	+	=	-	-	-	=	+	-	+	+	-	=	+	-	=	+
E19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
E21	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	=

+ ou - : Corresponde a aumento ou redução de 100 para 200 metros;

= : Corresponde a permanência do valor de 100 para 200 metros;

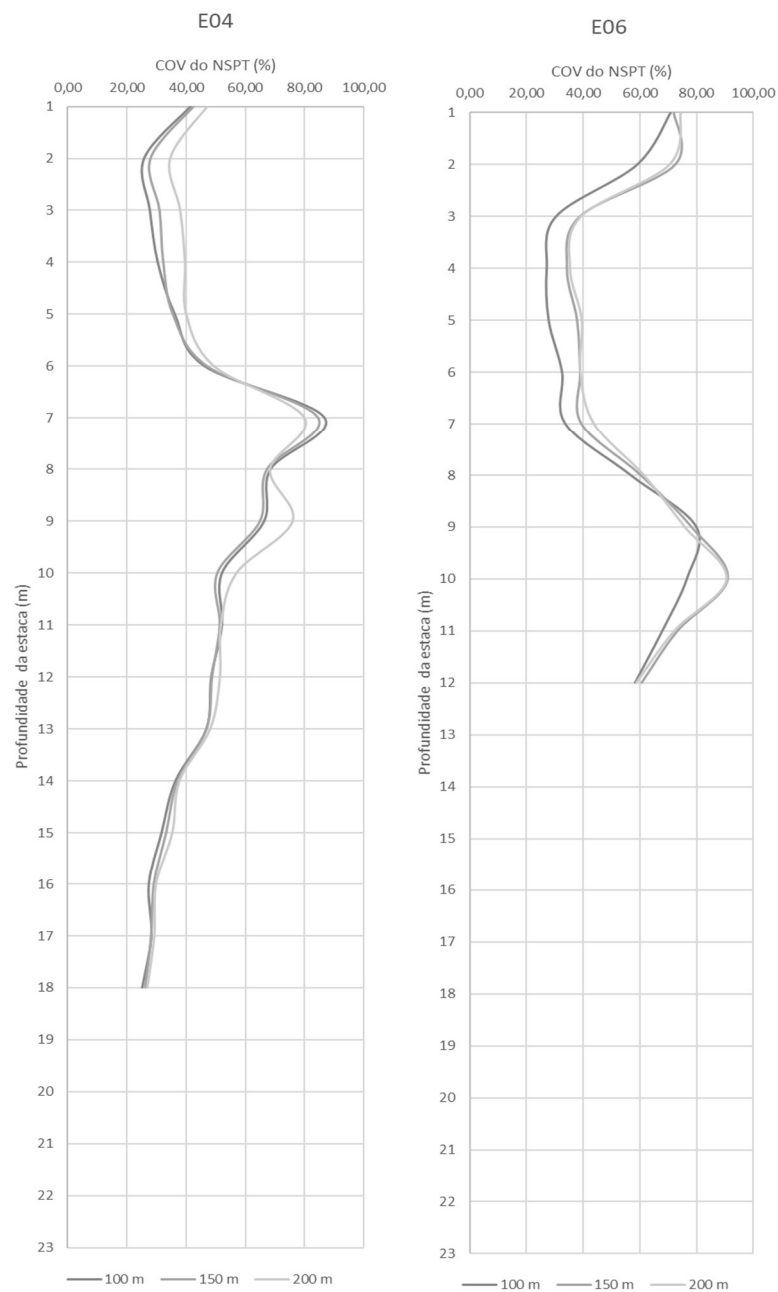
Vermelho: Corresponde a situação que tendeu a aumento da probabilidade de ruptura.

Fonte: Autor

Na Tabela 4.18, a partir do \overline{FS} e $V(FS)$, é observado que ocorre o esperado para a probabilidade de ruptura para cada método e estaca. Observa-se também que o COV médio do N_{SPT} está relacionado com a probabilidade de ruptura, mas não totalmente, uma vez que a amostra corresponde aos valores dos fatores de segurança calculados para cada estaca da amostra, e o fator de segurança é o resultado da razão entre a carga de ruptura e carga de solicitação, sendo a carga de ruptura estimada por cada método semi-empírico, e cada método tem sua peculiaridade como: coeficientes de correlação com o tipo de solo, razão de atrito de acordo com o tipo de solo, limitações do próprio N_{SPT} impostas por cada método, além da região de estimativa de carga de ponta de cada método, sendo o solo analisado não uniforme. Porém foi possível observar que mesmo com todas essas variáveis envolvidas, os métodos de Aoki-Velloso (1975) - Monteiro (1997) e Alonso (1996) tiveram sua probabilidade de ruptura seguindo o aumento ou não do COV médio.

A estaca E06 tem o menor comprimento útil entre todas as estacas analisadas, com 11,5 metros, diâmetro de 0,4 metros, resultando em relação L/D igual a 29. No APÊNDICE E se encontra a relação de COV dos N_{SPT} por estaca por metro de profundidade. É possível observar que em maiores profundidades o COV foi diminuindo, acarretando de a estaca E06 ficar na região de maior COV, devido ao seu comprimento reduzido se comparada com as demais estacas. Portanto devido à alta variação do N_{SPT} ao longo de seu comprimento, esta teve uma maior variância, Na Figura 4.9, segue a relação do COV do N_{SPT} por metro de profundidade para a estaca E06 e a estaca E04 como comparativo por ser mais profunda.

Figura 4.9 – COV do NSPT por metro de profundidade – Estaca E04 e E06



Fonte: Autor

A estaca E15 tem o segundo menor comprimento útil entre as estacas analisadas, com 14,6 metros, diâmetro de 0,5 metros, resultando em relação L/D igual a 29, porém teve uma carga de solicitação alta (1300 kN) se comparada a outras estacas de mesmo diâmetro e comprimentos maiores como a estaca E07 de 16 metros e carga de solicitação 1300 kN, e a estaca E11 de 17,5 metros e carga de solicitação de 1200 kN, portanto, a estaca E15 teve o menor fator de segurança de todos, como pode se observar na Figura 4.5.

5 CONCLUSÃO

No presente trabalho realizaram-se análises de capacidade de carga e fatores de segurança para fundações profundas executadas em uma obra industrial no Mato Grosso do Sul. Tais fundações foram instaladas em solo sedimentar aluvionar, com camadas variáveis, de composição arenosa, e outros litotipos de composição siltico-argilosa da bacia sedimentar do Paraná. É importante ressaltar que foram desprezados possíveis erros de medição nas sondagens, a única fonte de aleatoriedade do fator de segurança do solo é a variabilidade intrínseca que o mesmo possui.

5.1 EXTRAPOLAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA

Com relação à extrapolação das provas de carga, para a maioria dos casos (57,14%), notou-se que o método da NBR 6122:2010 (mesmo com extrapolação em alguns casos) se mostrou o mais conservador, seguido pelo método de Van der Veen (1953) e por último e menos conservador com a maior carga de ruptura estimada, o método de Van der Veen modificado por Aoki (1976).

5.2 PREVISÕES DETERMINÍSTICAS DO FATOR DE SEGURANÇA

Os fatores de segurança das estacas foram previstos através de métodos semi-empíricos baseados em ensaios SPT, sendo que os métodos de Décourt-Quaresma (1978) - Décourt (1996) e Antunes-Cabral (1996) se mostraram os mais conservadores, resultando nos menores valores para o fator de segurança e conseqüentemente menores capacidades de carga, tendo seus resultados próximos. Enquanto os valores de FS estimados pelo método de Aoki-Velloso (1975) – Velloso-Lopes (2002) foram os maiores.

A partir dos erros entre os valores de FS obtidos através dos métodos semi-empíricos e os obtidos a partir dos métodos de previsão de carga de ruptura por extrapolação da curva carga-recalque, observa-se que de modo geral e a favor da segurança, o método Décourt-Quaresma (1978) - Décourt (1996) apresentou o menor erro tanto na média quanto no desvio padrão ao ser comparado com os métodos de extrapolação de prova de carga, enquanto que Van der Veen

(1953) – modificado por Aoki (1976) apresentou o menor erro tanto na média quanto no desvio padrão ao ser comparado com os métodos semi-empíricos.

5.3 ANÁLISE DA PROBABILIDADE DE RUPTURA

Descobriu-se pelo teste de Kolgomorov-Smirnov que a distribuição dos fatores de segurança a partir das sondagens nos raios especificados em volta de cada estaca é gaussiana, observando que o aumento da área amostral, não indicou padrão de melhoria ou não do ajuste da curva, sendo que, na maioria dos casos, houve pouca variação da probabilidade de ruptura com o aumento das distâncias (isto é, com um tamanho amostral maior).

Ao comparamos os resultados obtidos pelos métodos semi-empíricos com os valores obtidos pelos métodos de extrapolação de prova de carga, observa-se que, quando comparamos os resultados da análise aritmética das amostras com a análise determinística para estimar FS, observa-se que o desvio padrão do erro diminui e somente no método de Antunes-Cabral (1996) tem redução no erro médio. Quando comparamos somente os resultados da análise aritmética do FS para cada raio, observa-se que a tendência é reduzir tanto o erro médio quanto o desvio padrão do erro com o aumento da distância.

De modo geral o método de Décourt-Quaresma (1978) - Décourt (1996) se mostrou o mais conservador entre os métodos, com os valores mais baixos de FS, com as menores capacidades de carga, com a maior probabilidade de ruptura e com o menor índice de confiança. Foi possível observar que a variação do N_{SPT} afeta a probabilidade de ruptura, mas os métodos semi-empíricos, com seus fatores de correlação, estimativa de resistência de ponta, interferem consideravelmente nas probabilidades de ruptura.

As estacas E04, E09, E10, E19 e E21 apresentaram probabilidade de ruptura entre ou menor que a faixa de limites máximo e mínimo para probabilidade de ruptura de fundações estabelecido por Whitman (1984) (Figura 2.13), para todos os métodos semi-empíricos e raios analisados. Enquanto estacas E17 e E18 foram as únicas que apresentaram probabilidade de ruptura menor que o limite inferior de 1 para 1000 estabelecido por Whitman (1984) para as metodologias semi-empíricas e raios as quais foram analisadas. Já estacas E07, E08 e E15 tiveram probabilidade de ruptura maior que o limite máximo aceito em todos os métodos semi-empíricos e alguns raios, enquanto que as estacas E05, E06, E11 e E14, em algumas situações

estiveram dentro da faixa de limites estabelecida e em outras apresentaram probabilidade de ruptura maiores que o limite máximo.

Ao observar os resultados das provas de carga, as estacas E04 e E19 não chegaram a ser ensaiadas até FS igual a dois mas tiveram probabilidades de ruptura menor que o limite inferior de Whitman (1984) em alguns métodos, enquanto que as demais estacas atenderam aos ensaios de prova de carga estática com FS maior ou igual a dois, podendo então, ter uma probabilidade admissível maior que 1 para 1000.

As conclusões obtidas servem principalmente para alertar que é possível uma melhor interpretação dos resultados obtidos através de ensaios de campo quando se tem um número de sondagens suficiente para realizar uma abordagem probabilística. Essa metodologia tem a vantagem de permitir a inferência da probabilidade de ruptura que, por sua vez, permite a tomada de decisão para a fundação de que o risco pode ser “aceito” ou não pelos limites estabelecidos por Whitman (1984) (Figura 2.13).

5.4 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Para pesquisa futura, sugere-se utilizar os Métodos do Segundo Momento de Primeira Ordem e das Estimativas Pontuais para estimar a variância do Fator de Segurança do solo para cada par estaca-sondagem, dessa forma seria obtida uma descrição mais completa da variabilidade do solo, uma vez que cada valor do fator de segurança obtido neste trabalho teria uma variância a ele associada. Essas estimativas poderiam ser verificadas através da utilização de Simulações de Monte Carlo com um tamanho amostral suficientemente grande para assegurar convergência em termos de vício e de erro quadrático médio.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALLEDI, C, T, D, B. *et al.* Estaca hélice contínua instrumentada: Previsão de carga de ruptura por métodos semiempíricos vs. Prova de carga. **Geotecnia**, v. 135, p. 115-127, 2015.

ALMEIDA NETO, J. A. **Análise do desempenho de estacas hélice contínua e ômega: Aspectos executivos**. 2002. 174 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo.

ALMEIDA NETO, J. A.; KOCHEN, R. Estacas hélice contínua e ômega: aspectos executivos. **Revista Engenharia**, v. 556, p. 88-93, 2003.

ALONSO, U. R. Estacas hélice contínua com monitoração eletrônica–Previsão da capacidade de carga através do ensaio SPT-T, SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA. 1996. v. 3, p. 141-151.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. **ASTM D1143/D1143M-07**: Standard Test Methods for Deep Foundations under Static Axial Compressive Load. 2013.

ANTUNES, W. R.; CABRAL, D. A. Capacidade de carga de estaca hélice contínua. In: SEFE, 3., 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 1996. v. 2, p. 105-109.

AOKI, N. **Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas**. 1976. 44 f. Curso de Extensão Universitária em Engenharia de Fundações, Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro, 1976.

AOKI, N. **Prática de fundações em estacas pré-moldadas em terra**. 1985. Palestra proferida no curso “Pile Foundations for Offshore Structures”. Rio de Janeiro, COPPE-UFRJ, 1985.

AOKI, N. Probabilidade de falha e carga admissível de fundação por estacas. **Revista Militar de Ciência e Tecnologia**, Brasil, v. XIX, p.48-64, 2002.

AOKI, N.; ALONSO, U. R. Previsão e comprovação da carga admissível em estacas. Workshop ministrado no Instituto de Engenharia de São Paulo. **Revista Engenharia**, São Paulo, Instituto de Engenharia, n. 469, p. 17-26, 1991.

AOKI, N.; MENEGOTTO, M. L.; CINTRA, J. C. A. Probabilidade de ruína como critério para definir o coeficiente de segurança a ser usado na previsão da carga admissível de fundações por estacas. In: COBRAMSEG, 12., 2002, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2002. v. 3. p. 1471-1481.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An Approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 5., 1975, Buenos Aires. **Proceedings...** Buenos Aires, 1975. v. 1, p. 367-376.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro, 2003.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2014.

BENEGAS, E. Q. **Previsões para a curva carga-recalque de estacas a partir do S.P.T.** 1993. 84 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1993.

BEREZANTZEV, V. G.; KHRISTOFOROV, V. S.; GOLUBKOV, V. N. Load bearing capacity and deformation of pile foundations. In: ICSMFE, 5., 1961, Paris, **Proceedings...** Paris, 1961. v. 2, p.11-15.

BIRGÉ, L; ROZENHOLC, Y. How many bins should be put in a regular histogram. In: ESAIM: Probability and Statistics, 2006. v. 10, p. 24-45.

BUSTAMANTE, M. e GIANESELLI, L. Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATING TEST, Amsterdam, **Proceedings...** Amsterdam, 1982. p. 493-500.

CAPUTO, A. N. *et al.* **Estaca hélice contínua: projeto, execução e controle.** São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS). São Paulo: Núcleo Regional de São Paulo, 1997.

CHING, Jianye *et al.* Estimating horizontal scale of fluctuation with limited CPT soundings. **Geoscience Frontiers**, 2017.

CHRISTIAN, J. T.; LADD, C. C.; BAECHER, G. B. Reliability Applied to Slope Stability Analysis. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, v. 120, p. 2180-2207, 1992.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Carga admissível em fundações profundas.** Livro do Projeto Reenge. São Paulo: Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1999.

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

CINTRA, J. C. A. *et al.* **Fundações:** Ensaio estáticos e dinâmicos. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

DANZIGER, B. R. **Estudo de correlação entre os ensaios de penetração estática e dinâmica e suas aplicações ao projeto de fundações profundas.** 1982. 265 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1982.

DE BEER, E. E. Different behavior of bored and driven piles. In: 1ST INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 1988, Ghent. **Proceedings...** Ghent: W. F. van Impe, 1988, p. 47-82.

DÉCOURT, L. Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on values of the SPT. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATING TEST, 2., 1982, Amsterdam. **Proceedings...** Amsterdam, 1982, v. 1. p. 29-34.

DÉCOURT, L. **Previsão da capacidade de estacas com base nos ensaios SPT e CPT**. Divisão Técnica de Mecânica dos Solos e Fundações – Instituto de Engenharia, São Paulo, 1986.

DÉCOURT, L. Análise e projeto de fundações profundas: estacas. In: HACHICH *et al.* (eds.). **Fundações: Teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1996 p. 265-301.

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

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A, R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT. In: **CBMSEF**, 6., 1978, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro, 1978. v. 1, p. 45-53.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Como calcular (rapidamente) a capacidade de carga limite de uma estaca. **A Construção São Paulo**, n. 1800, 1982.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EUROCODE 0**: Basis of Structural Design, 2001.

FENTON, G. A.; GRIFFITHS, D. V. Probabilistic foundation settlement on spatially random soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE**, 128(5), p. 381-390, 2002.

FENTON, G. A.; GRIFFITHS, D. V. Three-dimensional probabilistic foundation settlement. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE**, 131(2), p. 232-239, 2005.

FREUDDENTHAL, A. M. The Safety of Structural. **ASCE**. v. 112, p. 125-180, 1947.

FREUDDENTHAL, A. M. Safety and the probability of structural failure. **ASCE**. v. 121, p. 1337-1397, 1956.

FULLER, R. M.; HOY, H. E. Pile load tests including quick-load test method conventional methods and interpretations. **HRB**, n. 333, p. 78-86, 1970.

GEMS – GOVERNO DO ESTADO DO MATO GROSSO DO SUL. Dados demográficos. Disponível em <<http://www.ms.gov.br/dados-demograficos>>. Acesso em: Junho de 2018.

HASOFER, A. M.; LIND, N. C. Exact and Invariant Second Moment Code Format. **Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE**, v. 100, p. 111-121, 1974.

IBGE – INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Disponível em <<https://cidades.ibge.gov.br/brasil/ms/historico>>. Acesso em: Junho de 2018.

IBGE – INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Mapas. Disponível em <<https://portaldemapas.ibge.gov.br>>. Acesso em: Junho de 2018.

JAKSA, M. B.; KAGGWA, W. S.; BROOKER, P. I. Experimental evaluation of the scale of fluctuation of a stiff clay. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON APPLICATION OF STATISTICS AND PROBABILITY, 8., 1999, Rotterdam. **Proceedings...** Rotterdam. 1999. p. 415-422.

LAPROVITERA, H. **Reavaliação de método semi-empírico de previsão de capacidade de carga de estacas a partir de banco de dados**. 1988. 213 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1988.

LOBO, B. O. **Método de previsão de capacidade de carga de estacas: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT**. 2005. 121 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

MAGALHÃES, P. H. L. **Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalque de estacas hélice contínua via provas de carga**. 2005. 243 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade de Brasília, Brasília, 2005.

MELO, B. N. **Análise de provas de carga à compressão à luz do conceito de rigidez**. 2009. 219 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2009.

MEYERHOF, G. G. The ultimate bearing capacity of foundations, **Geotechnique**, v. 2, n. 4, p. 301-332, 1951.

MEYERHOF, G. G. Bearing capacity and settlements of pile foundation. Proc. American Society of Civil Engineering Div., **ASCE**, v. 102, n.3, 1976.

MILLER, L. H. Table of percentage points of Kolmogorov statistics. **Journal of the American Statistical Association**, v. 51, n. 273, p. 111-121, 1956.

MONTEIRO, P. F. Capacidade de carga de estacas – método Aoki-Velloso, Relatório interno de Estacas Franki Ltda, 1997.

MORLÁ-CATALÁN, J.; CORNELL, C. A. Earth Slope Reliability by a LevelCrossing Method. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v. 102 (GT6), p. 591-604, 1976.

NIYAMA, S. *et al.* Verificação de desempenho. In: HACHICH *et al.* (eds.). **Fundações: Teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1996. p. 723-751.

PEREIRA JUNIOR, E. S. **Análise de confiabilidade na cravação de estacas de concreto pré-moldado**. 2003. 102 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes.

PHOON, K. K.; KULHAWY, F. H. Evaluation of geotechnical variability. **Canadian Geotechnical Journal**. 36(4), p. 625-639, 1999.

PMTL – PREFEITURA MUNICIPAL DE TRÊS LAGOAS. Cidade. Disponível em <<http://www.treslagoas.ms.gov.br/a-cidade>>_Acesso em: Junho de 2018.

POLIDO, U. F. Experiência com Estaca Hélice Contínua na Região Sudeste: Algumas questões práticas. In: CONFERÊNCIA EM TECNOLOGIA DE FUNDAÇÕES, 2013, São Paulo.

REINERT, J. **Estudo do comportamento das fundações profundas de obra industrial no litoral fluminense usando abordagem probabilística**. 2011. 168 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2011.

RIBEIRO, R. C. H. **Aplicações de probabilidade e estatística em análises geotécnicas**. 2008. 161 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

SANDRONI, S. S.; SAYÃO, A. S. F. J. Avaliação estatística do coeficiente de segurança de taludes. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE TALUDES, 1., Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, 1992. v. 2, p. 523-535.

SCHMERTMANN, J. H.; HARTMAN, J. P.; BROWN, P. R. Improved strain influence factor diagrams. **Journal of the Geotechnical Division, ASCE**, 104(8), p. 1131-1135, 1978.

SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

SILVA, J. L. **Metodologia de projeto de fundações por estacas incluindo probabilidade de ruína**. 2006. 102 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

SOUZA, R. N. Observação do contato concreto-solo da ponta de estacas hélice contínua. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 13., 2006, Curitiba-PR. **Anais...** Curitiba: ABMS, 2006. v. 2, p. 1253-1258.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1943.

TERZAGHI, K; PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice**. 2. ed. New York: John Wiley & Sons, 1967.

THEODOROVICZ, A. M. G.; THEODOROVICZ, A. Geodiversidade do estado de Mato Grosso do Sul. Programa Geologia do Brasil, CPRM, 2010.

VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., 1953, Zurich. **Proceedings...** ISSMFE, 1953. v.2, p. 84-90.

VARGAS, M. Uma experiência brasileira em fundações por estacas. Parte 1: Teoria das estacas verticais carregadas axialmente. **Geotecnia**, Lisboa, n. 23, p. 3-33, 1977.

VARGAS, M. Provas de carga em estacas. Uma apreciação histórica. **Solos e Rochas**, São Paulo, v. 13, n. único, p. 3-12, 1990.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**: Fundações Profundas. v. 2. Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ, 2002.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**: Volume completo. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

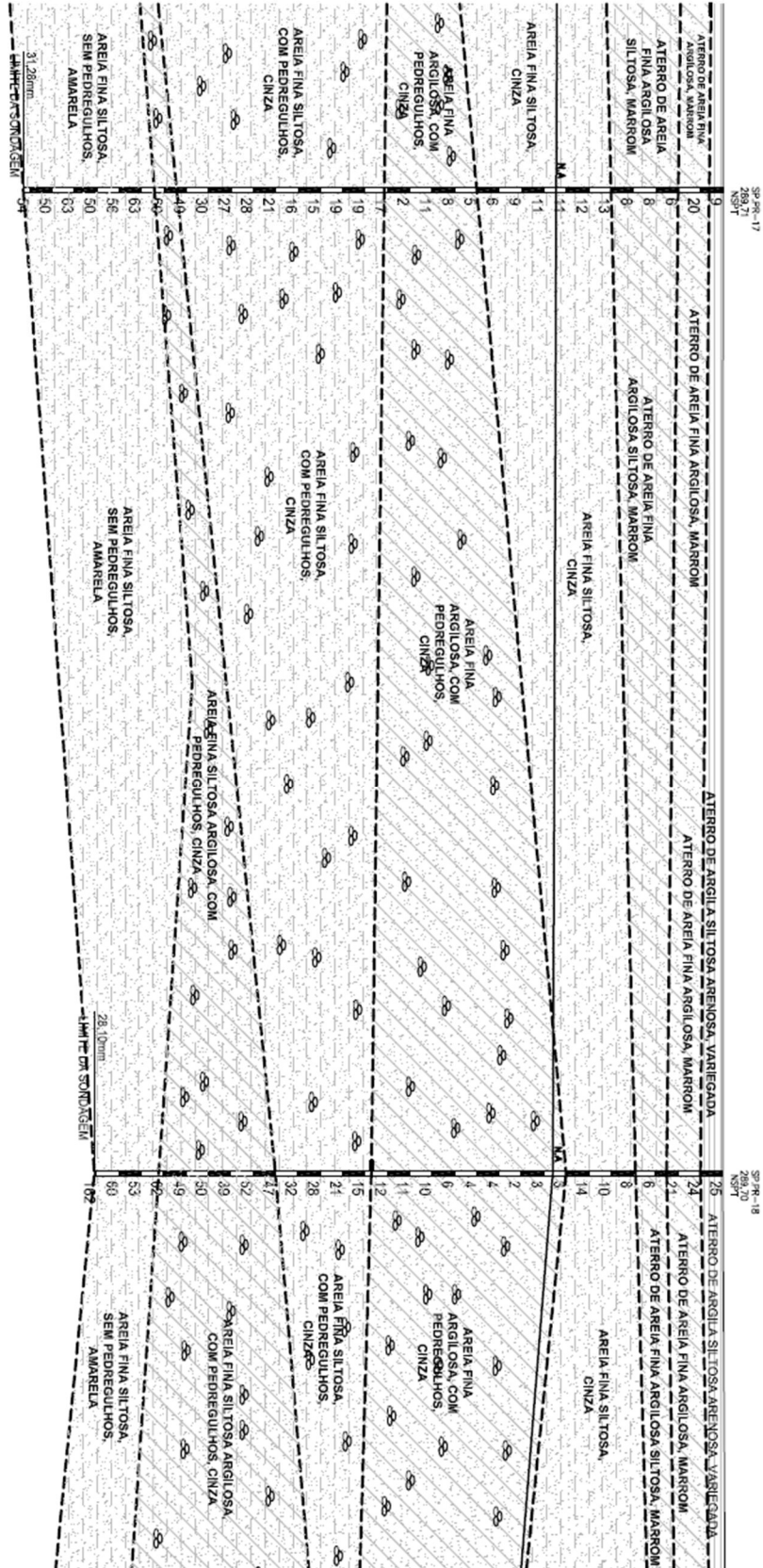
VESIC, A. S. Ultimate loads and settlements of deep foundations in sand. *Bearing Capacity and Settlement of Foundations*. In: SYMPOSIUM AT DUKE UNIVERSITY, 1965, Durham, North Carolina, 1965.

VESIC, A. S. Expansion of cavities in infinite soil mass, *JSMFD*, ASCE, v.98, n. SM3, p. 265-290, 1972.

WHITMAN, R. V. Evaluating Calculated Risk in Geotechnical Engineennng. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v. 110, p. 145-188, 1984.

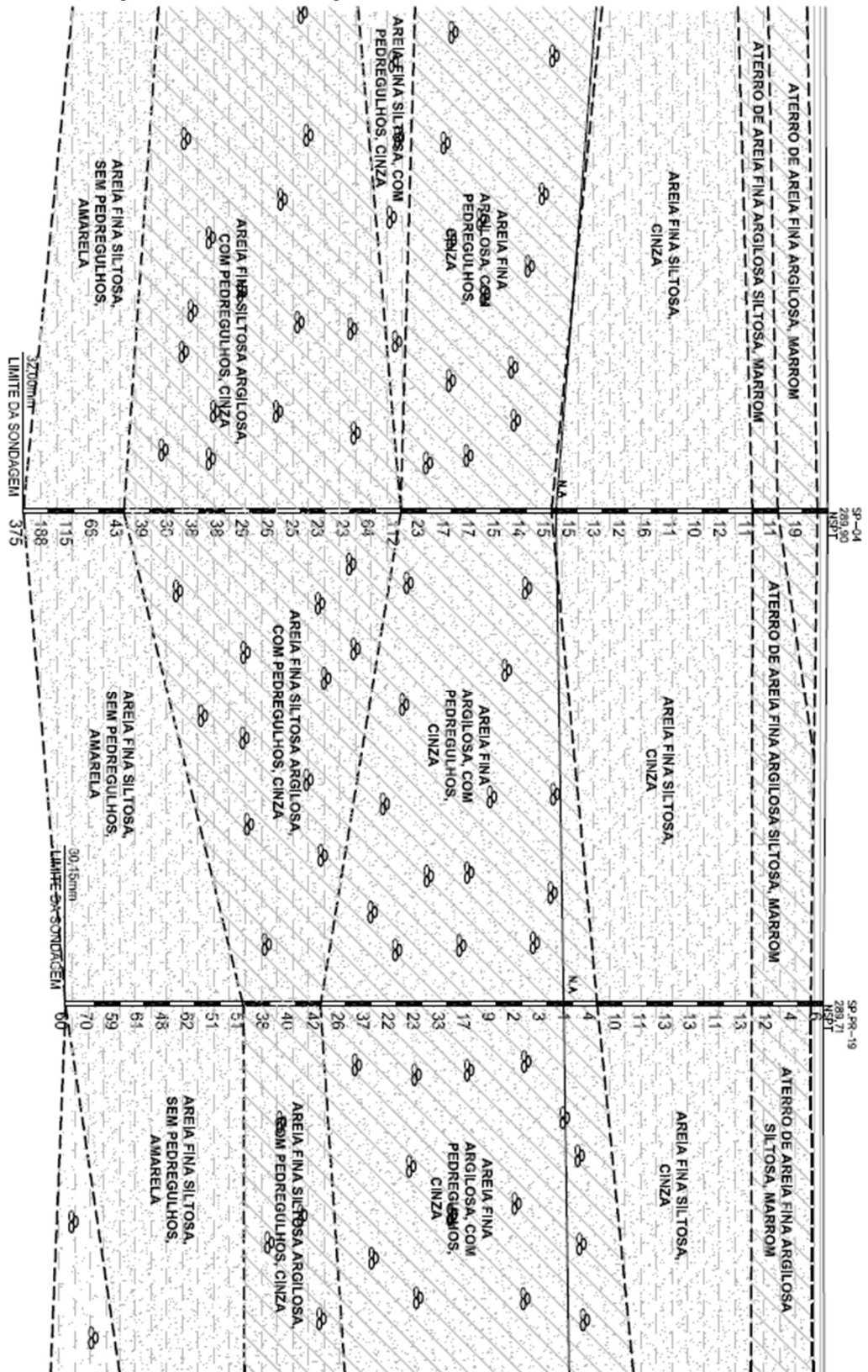
APÊNDICE A

Figura AA.1 – Perfil geotécnico 01 - Três Lagoas - MS



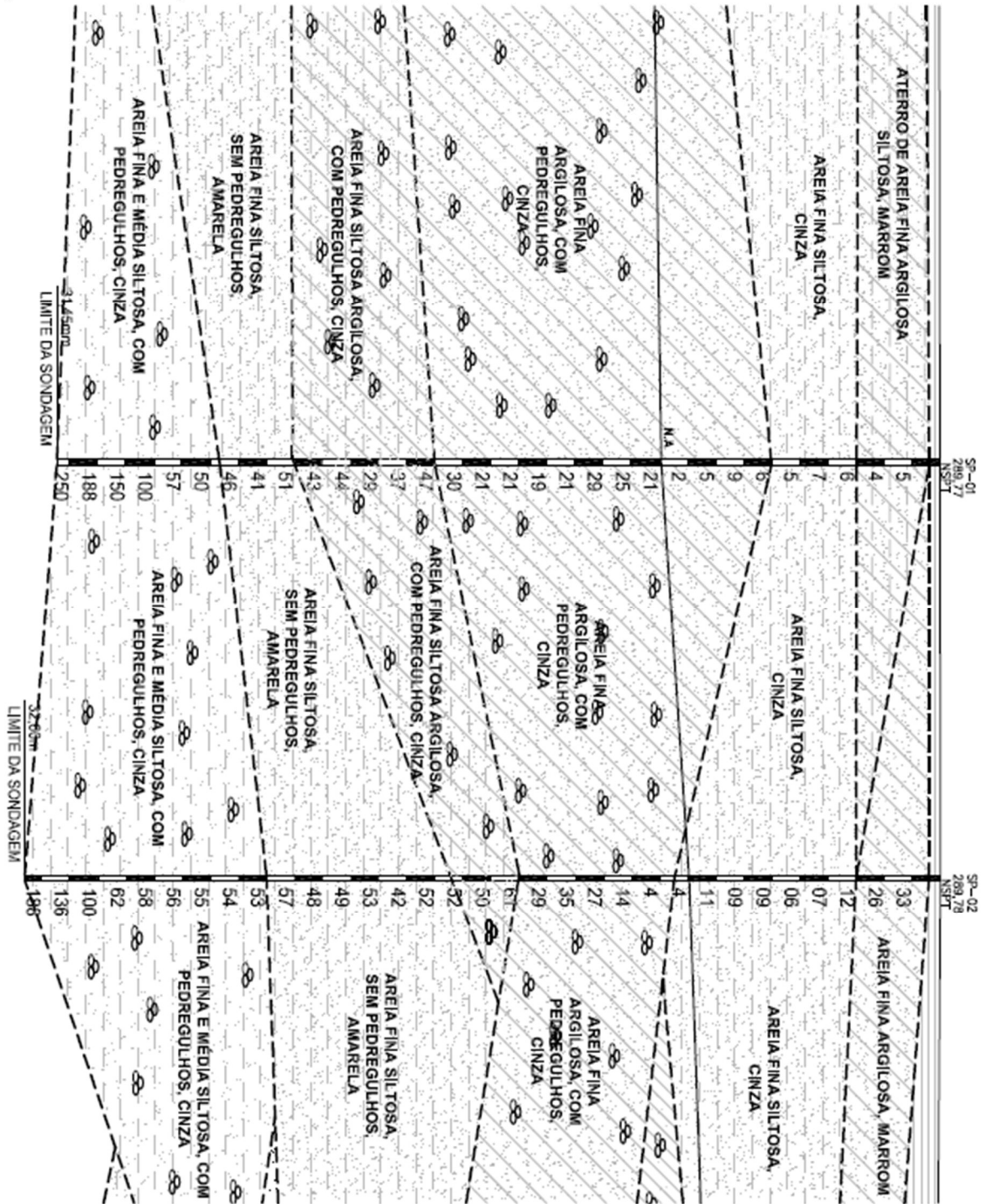
Fonte: Autor

Figura AA.2 – Perfil geotécnico 02 - Três Lagoas - MS



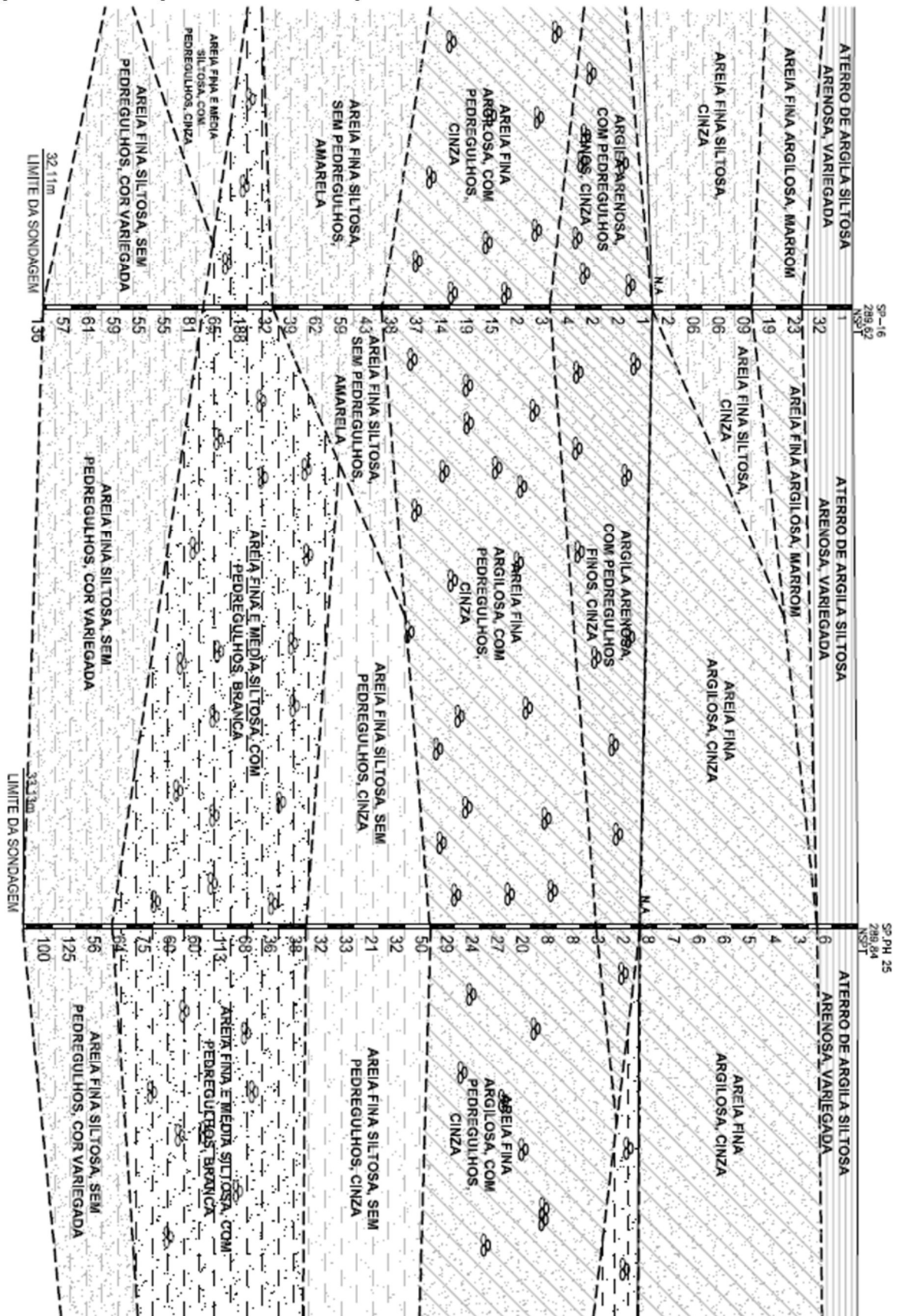
Fonte: Autor

Figura AA.3 – Perfil geotécnico 03 - Três Lagoas - MS



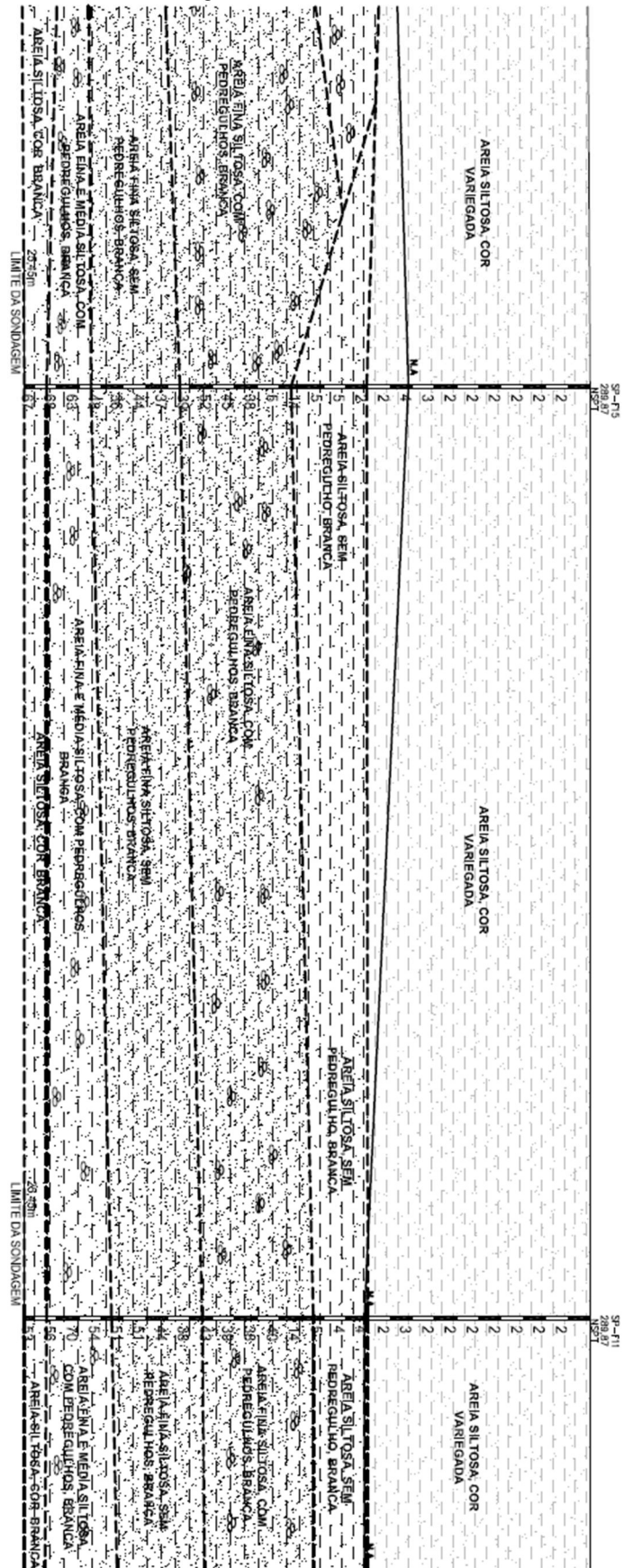
Fonte: Autor

Figura AA.4 – Perfil geotécnico 04 - Três Lagoas - MS



Fonte: Autor

Figura AA.6 – Perfil geotécnico 06 - Três Lagoas - MS

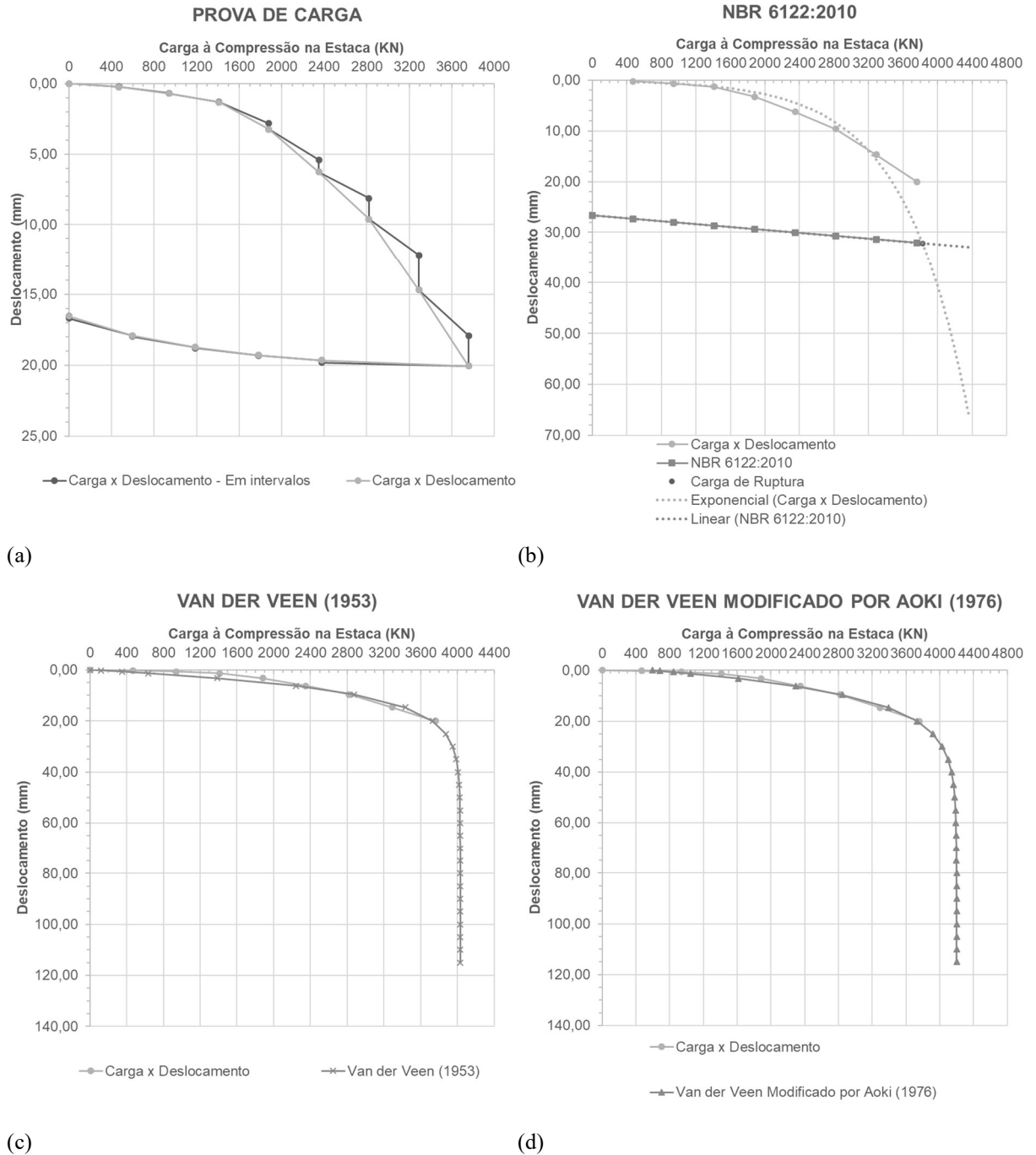


Fonte: Autor

APÊNDICE B

Figura AB.1 - Análise de ruptura nas Curvas Carga x Deslocamento (PCE-04): a) Prova de Carga; b) NBR 6122:2010; c) Van der Veen (1953); d) Van der Veen modificado por Aoki (1976).

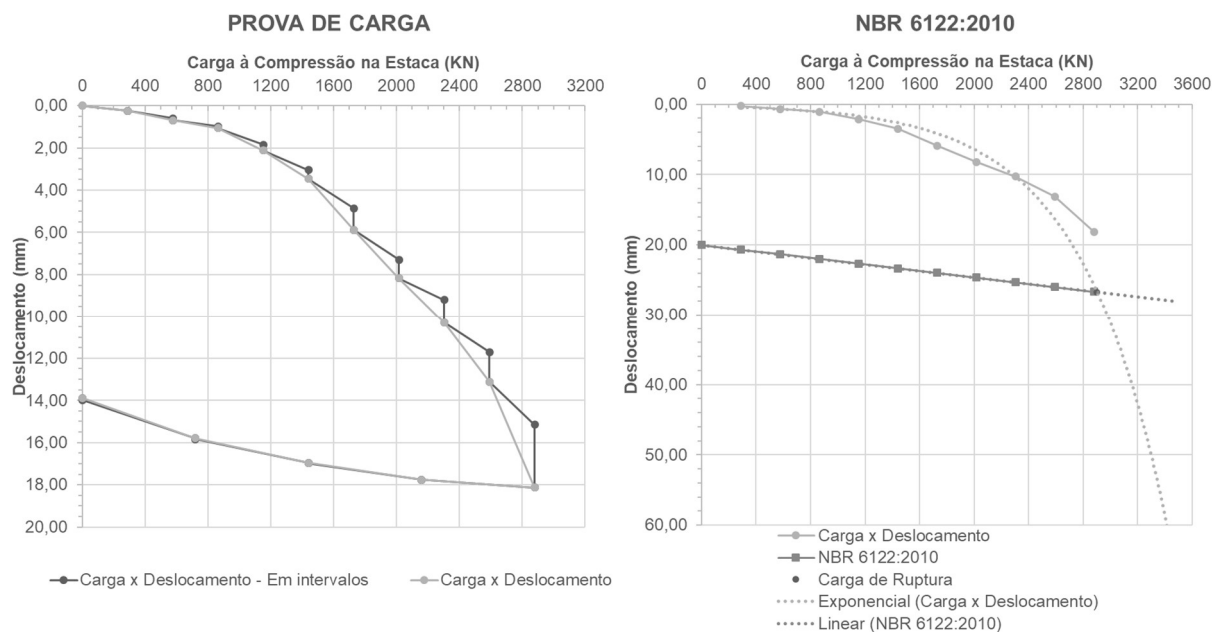
Estaca E04



Fonte: Autora.

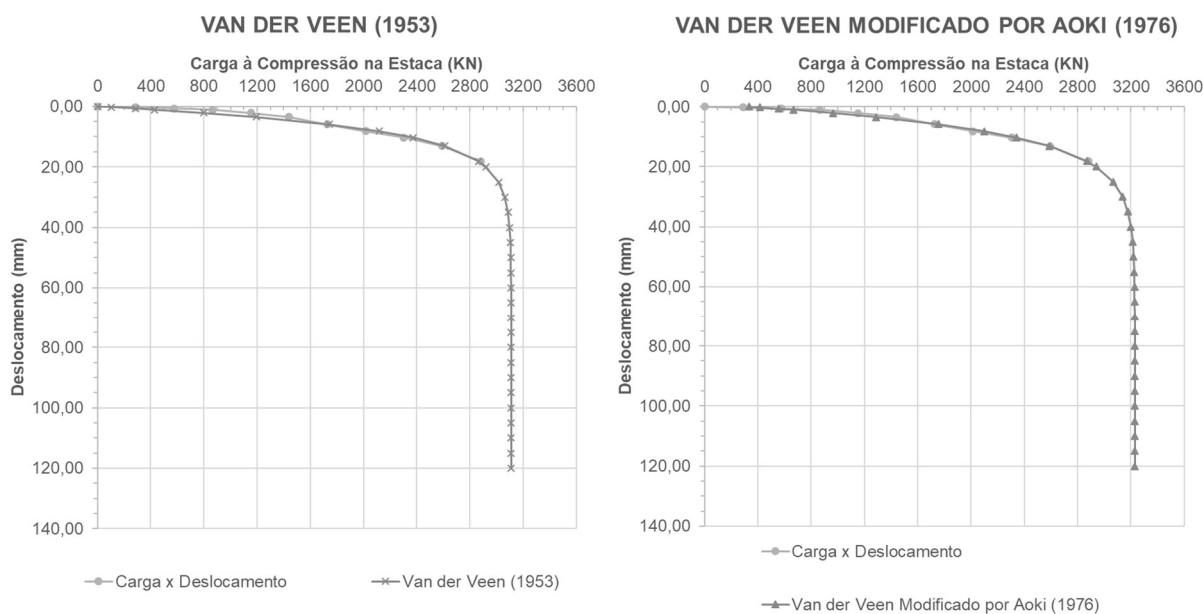
Figura AB.2 - Análise de ruptura nas Curvas Carga x Deslocamento (PCE-05): a) Prova de Carga; b) NBR 6122:2010; c) Van der Veen (1953); d) Van der Veen modificado por Aoki (1976).

Estaca E05



(a)

(b)



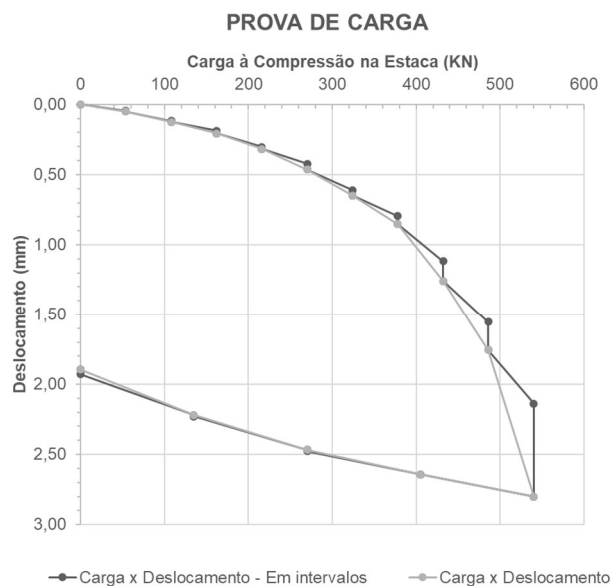
(c)

(d)

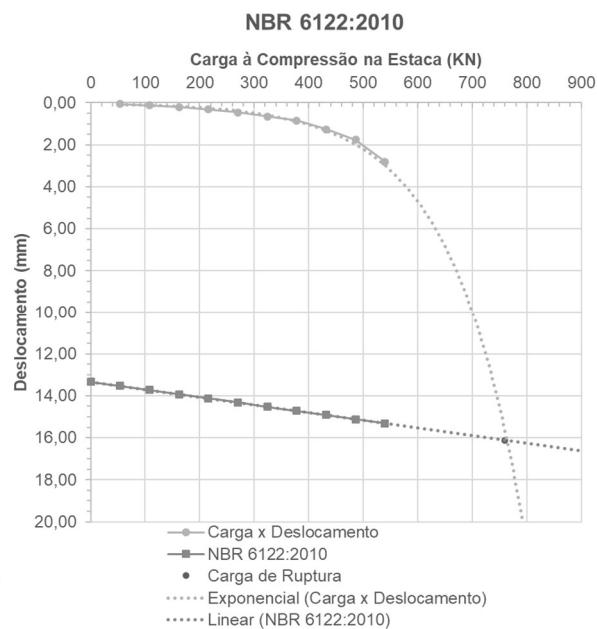
Fonte: Autora.

Figura AB.3 - Análise de ruptura nas Curvas Carga x Deslocamento (PCE-06): a) Prova de Carga; b) NBR 6122:2010; c) Van der Veen (1953); d) Van der Veen modificado por Aoki (1976).

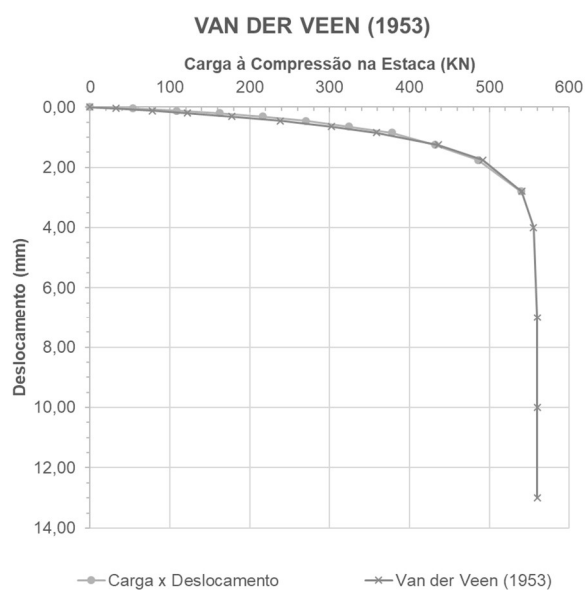
Estaca E06



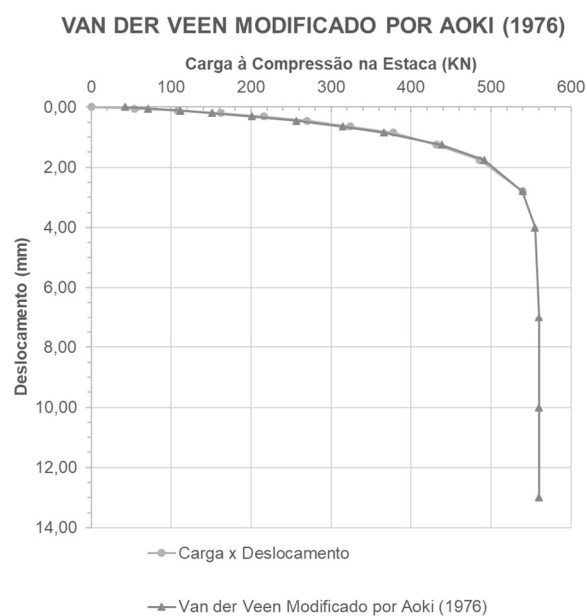
(a)



(b)



(c)

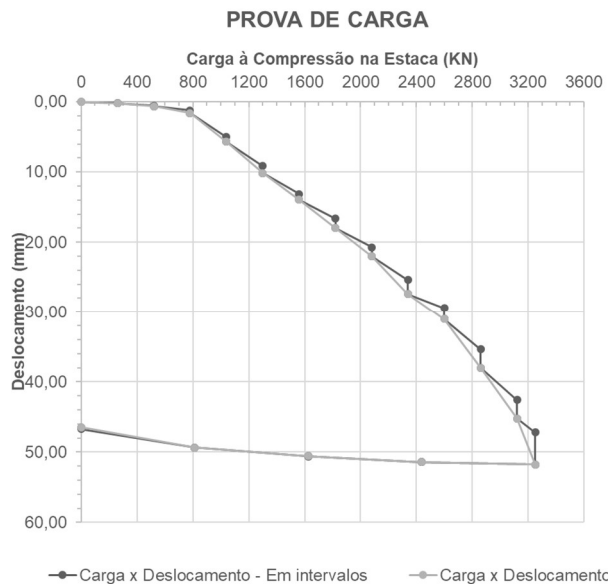


(d)

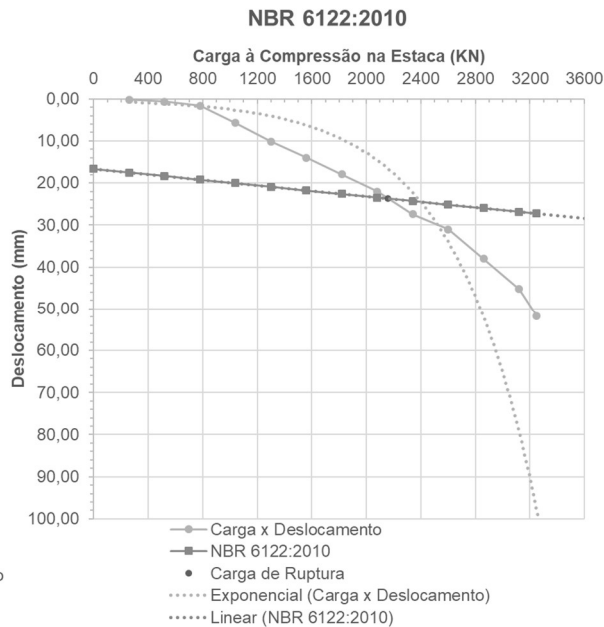
Fonte: Autora.

Figura AB.4 - Análise de ruptura nas Curvas Carga x Deslocamento (PCE-07): a) Prova de Carga; b) NBR 6122:2010; c) Van der Veen (1953); d) Van der Veen modificado por Aoki (1976).

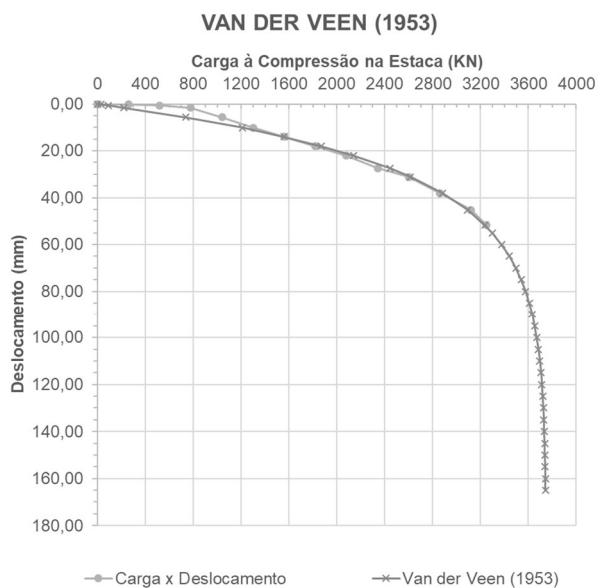
Estaca E07



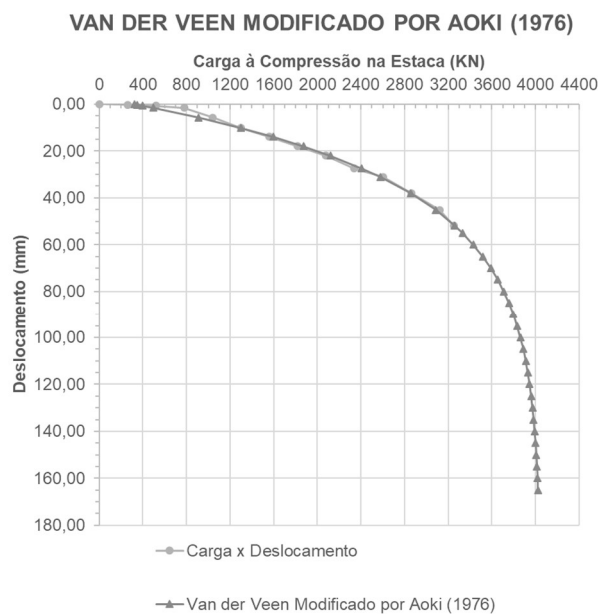
(a)



(b)



(c)

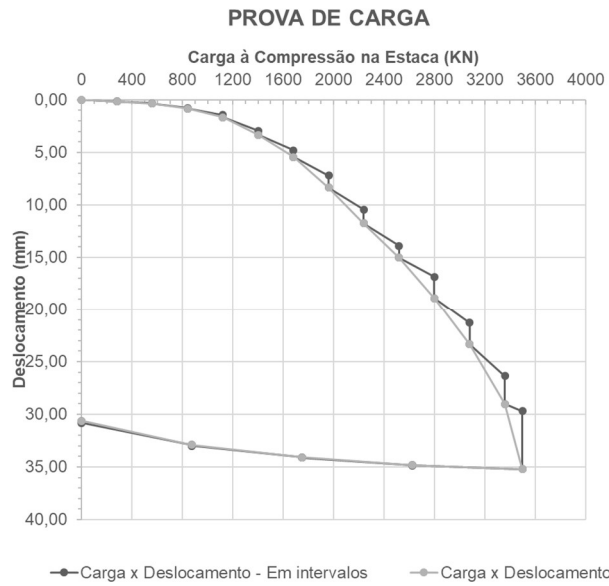


(d)

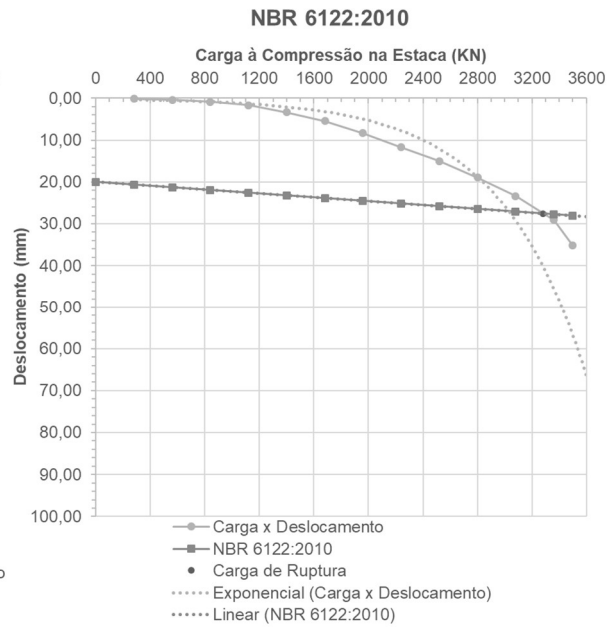
Fonte: Autora.

Figura AB.5 - Análise de ruptura nas Curvas Carga x Deslocamento (PCE-08): a) Prova de Carga; b) NBR 6122:2010; c) Van der Veen (1953); d) Van der Veen modificado por Aoki (1976).

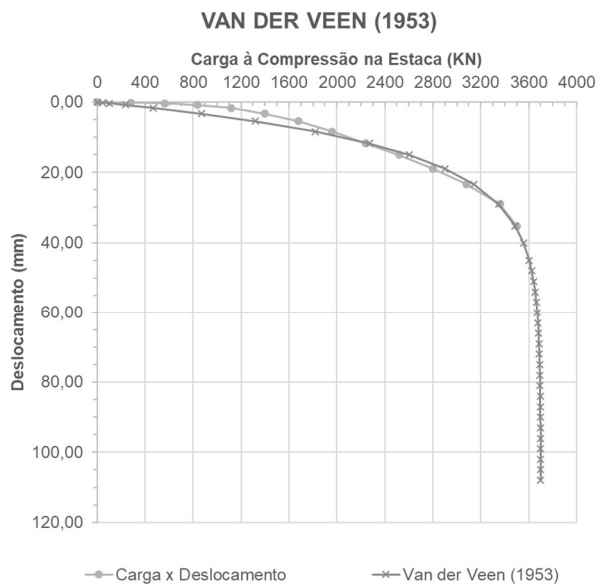
Estaca E08



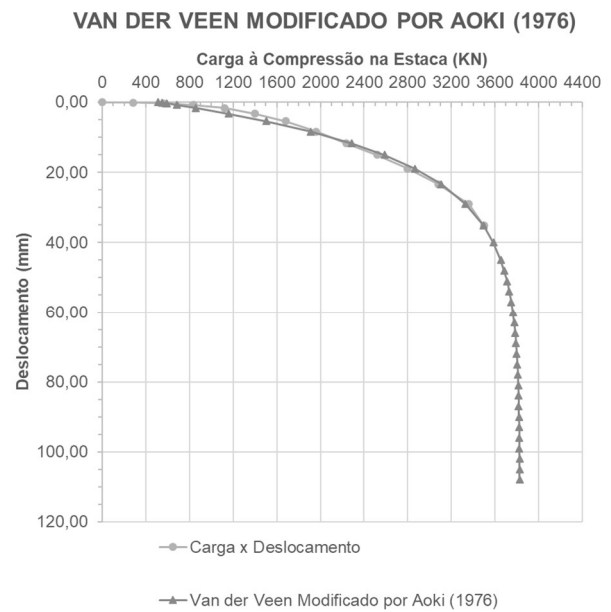
(a)



(b)



(c)

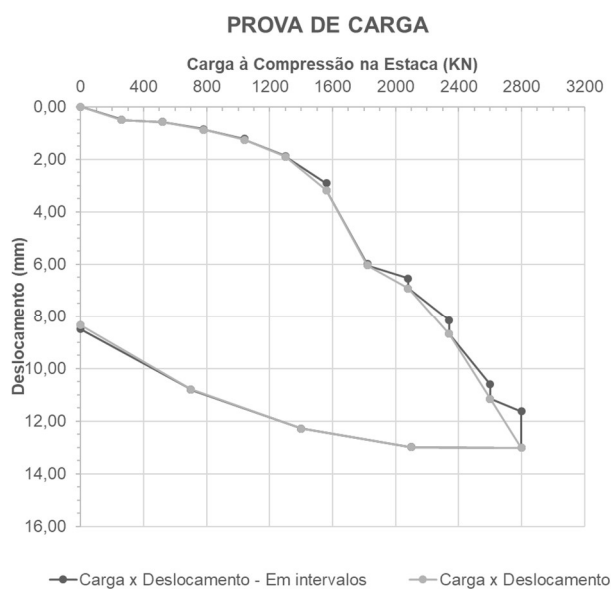


(d)

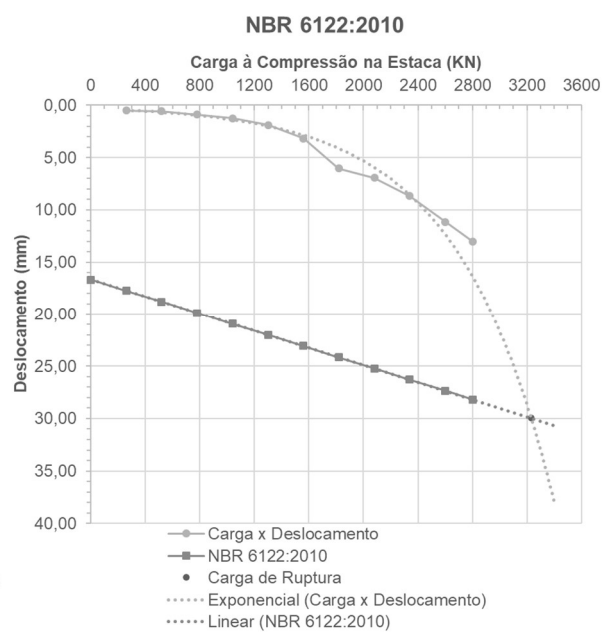
Fonte: Autora.

Figura AB.6 - Análise de ruptura nas Curvas Carga x Deslocamento (PCE-09): a) Prova de Carga; b) NBR 6122:2010; c) Van der Veen (1953); d) Van der Veen modificado por Aoki (1976).

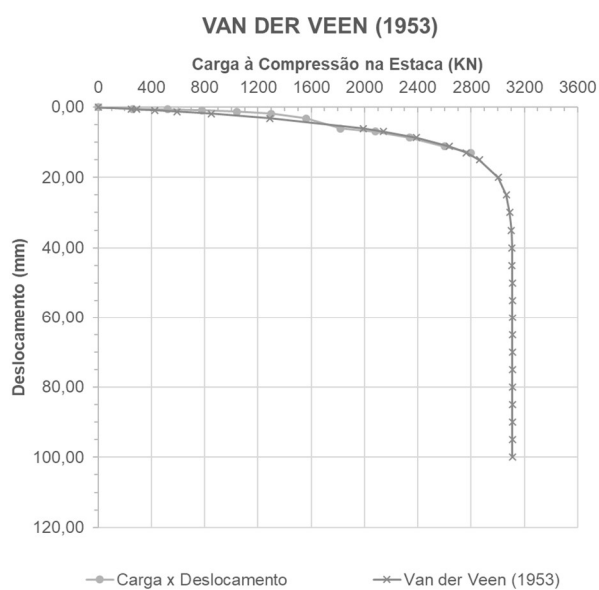
Estaca E09



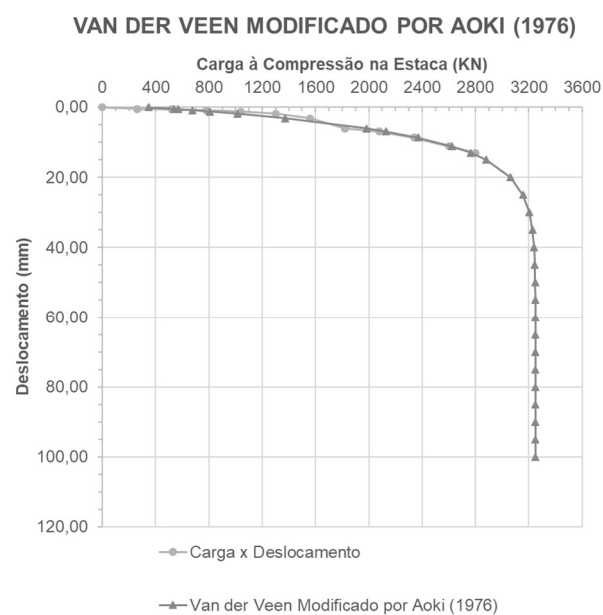
(a)



(b)



(c)

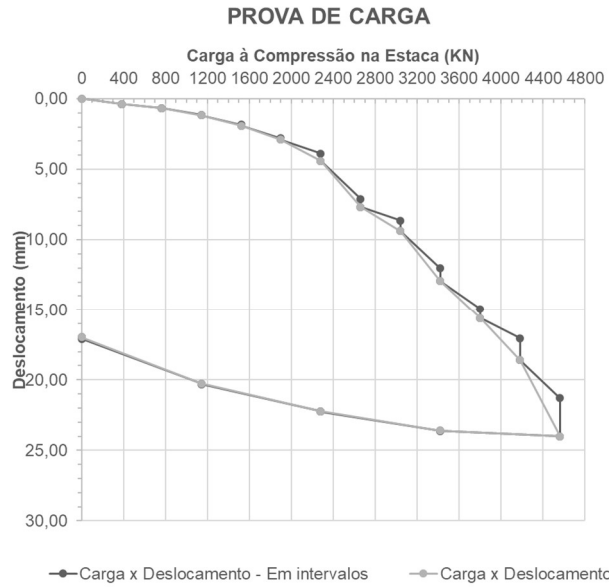


(d)

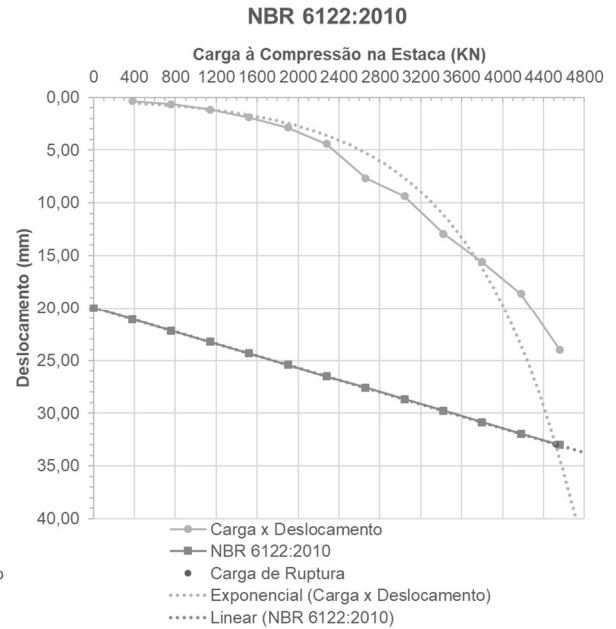
Fonte: Autora.

Figura AB.7 - Análise de ruptura nas Curvas Carga x Deslocamento (PCE-10): a) Prova de Carga; b) NBR 6122:2010; c) Van der Veen (1953); d) Van der Veen modificado por Aoki (1976).

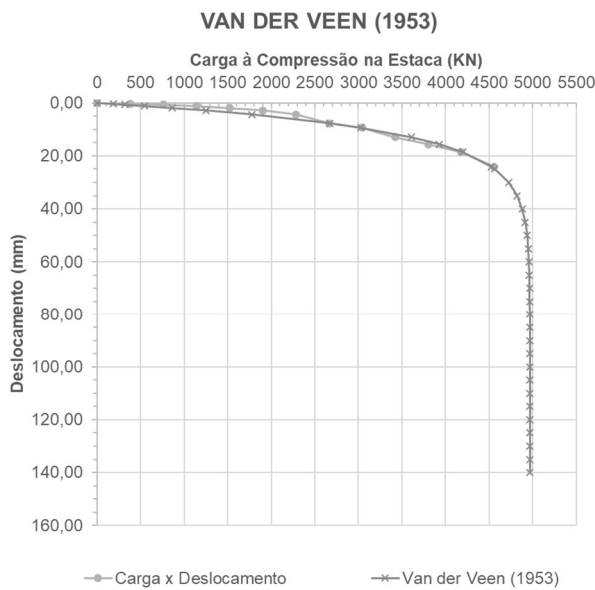
Estaca E10



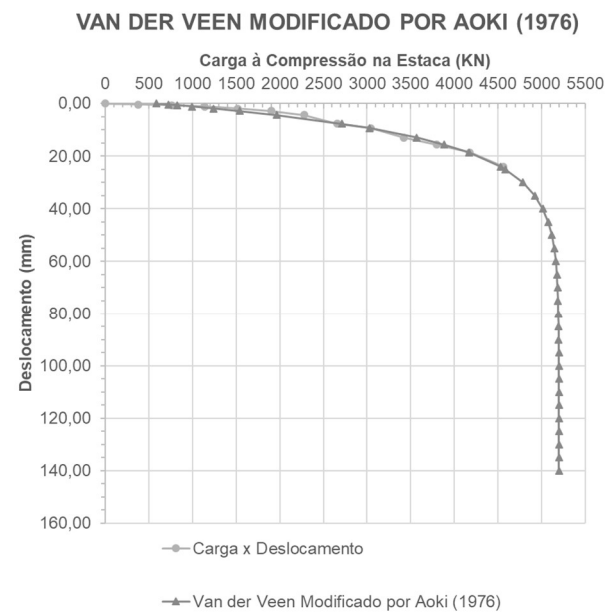
(a)



(b)



(c)

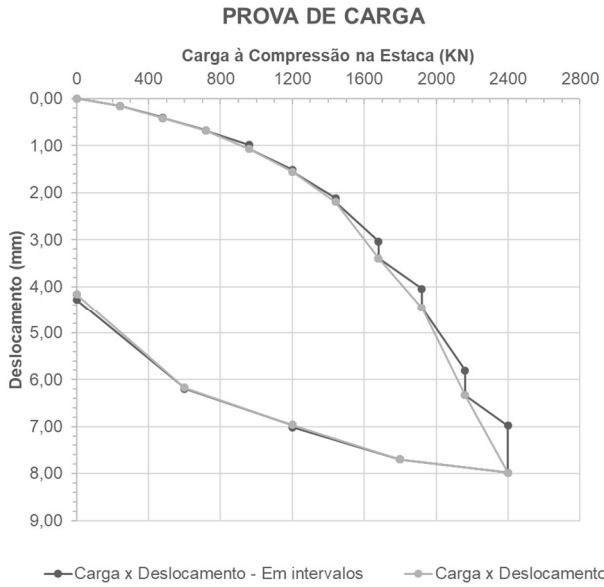


(d)

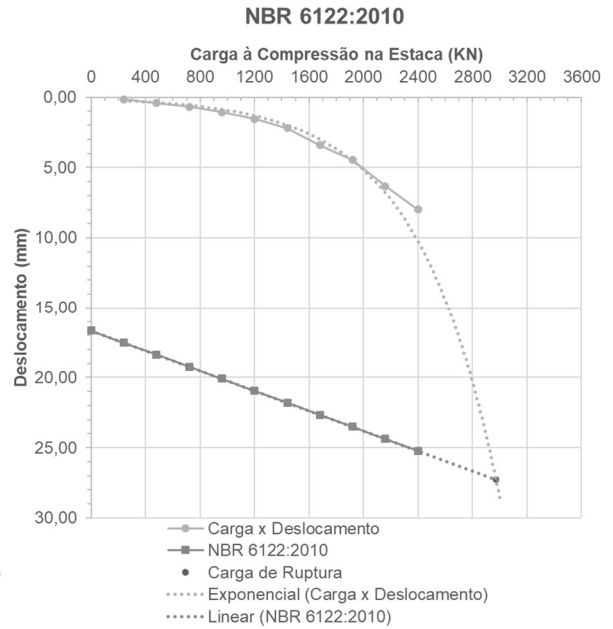
Fonte: Autora.

Figura AB.8 - Análise de ruptura nas Curvas Carga x Deslocamento (PCE-11): a) Prova de Carga; b) NBR 6122:2010; c) Van der Veen (1953); d) Van der Veen modificado por Aoki (1976).

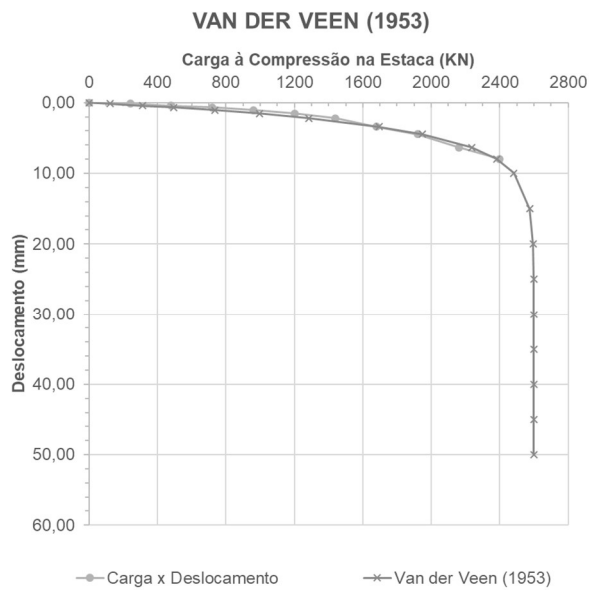
Estaca E11



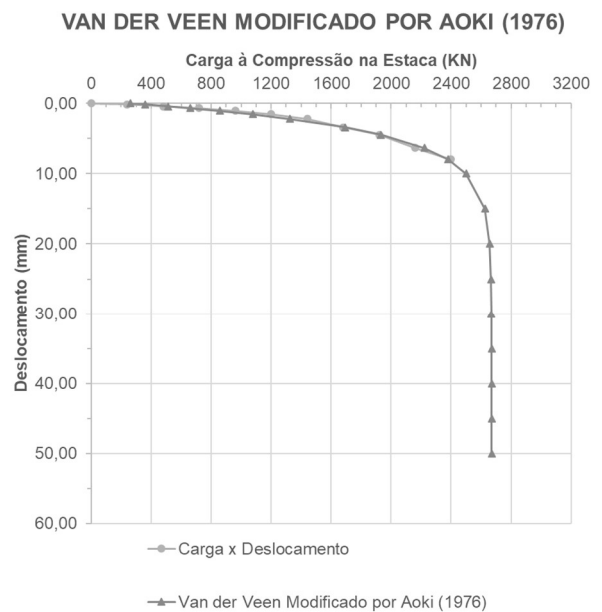
(a)



(b)



(c)

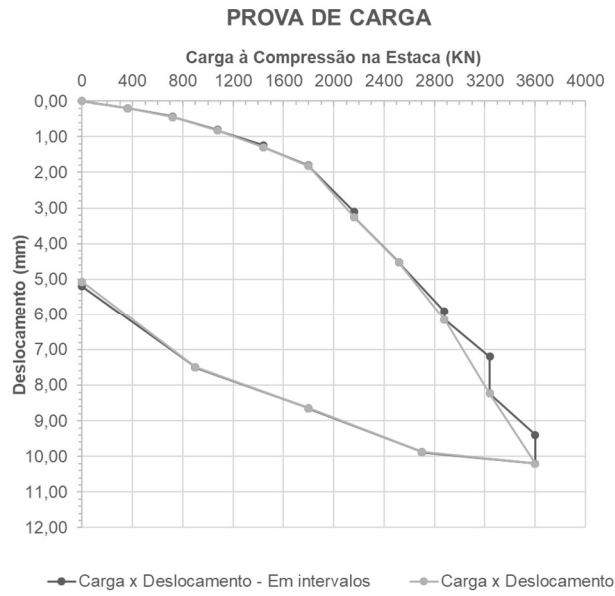


(d)

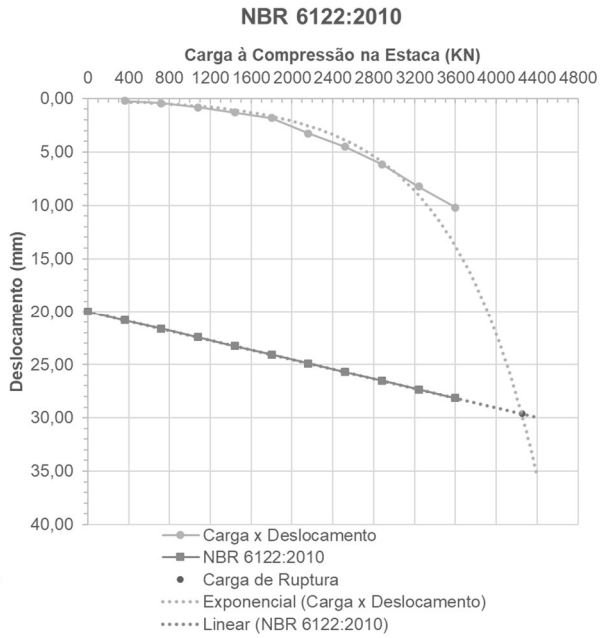
Fonte: Autora.

Figura AB.9 - Análise de ruptura nas Curvas Carga x Deslocamento (PCE-14): a) Prova de Carga; b) NBR 6122:2010; c) Van der Veen (1953); d) Van der Veen modificado por Aoki (1976).

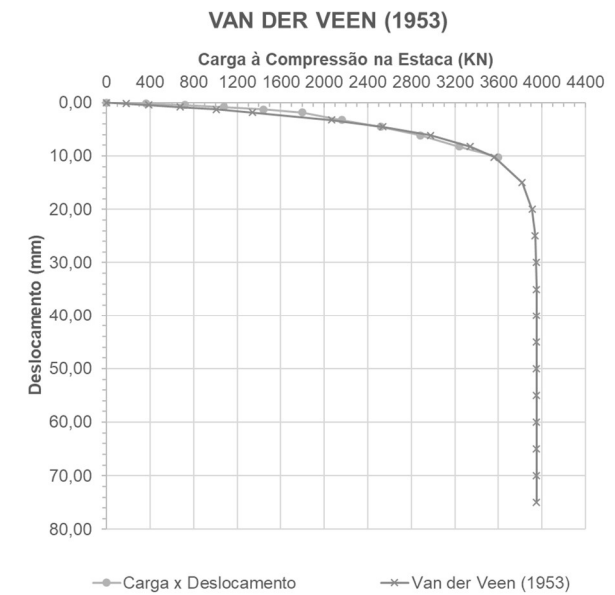
Estaca E14



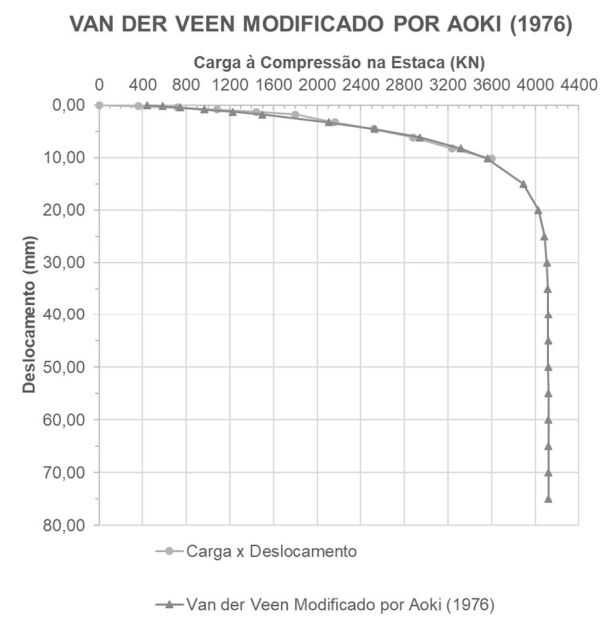
(a)



(b)



(c)

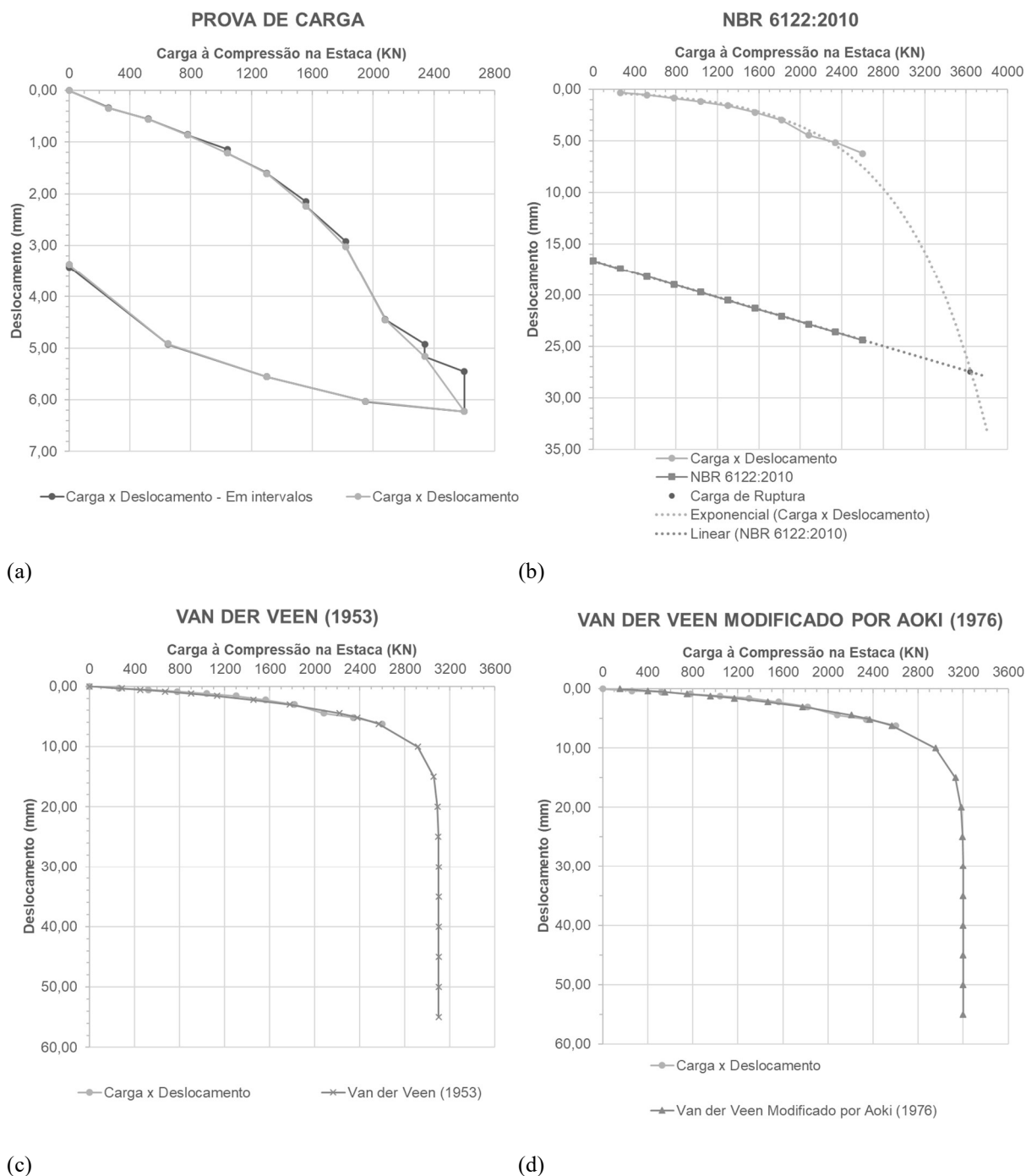


(d)

Fonte: Autora.

Figura AB.10 - Análise de ruptura nas Curvas Carga x Deslocamento (PCE-15): a) Prova de Carga; b) NBR 6122:2010; c) Van der Veen (1953); d) Van der Veen modificado por Aoki (1976).

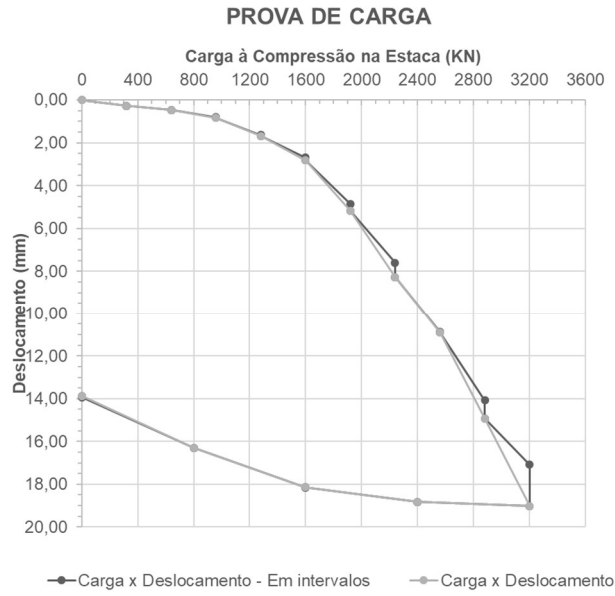
Estaca E15



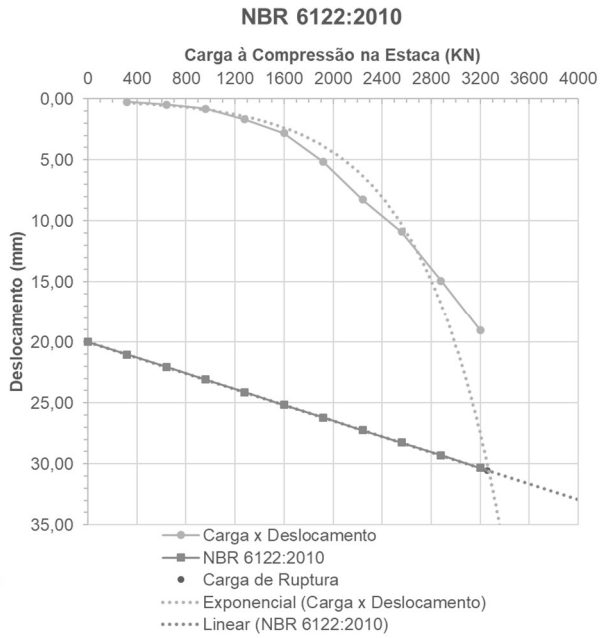
Fonte: Autora.

Figura AB.11 - Análise de ruptura nas Curvas Carga x Deslocamento (PCE-17): a) Prova de Carga; b) NBR 6122:2010; c) Van der Veen (1953); d) Van der Veen modificado por Aoki (1976).

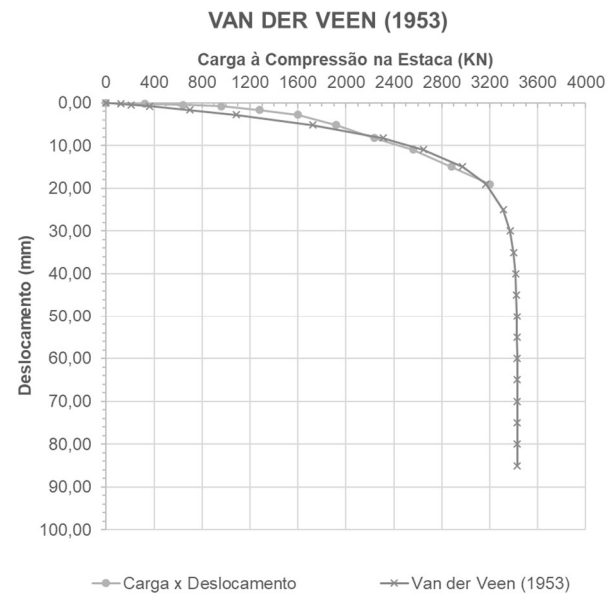
Estaca E17



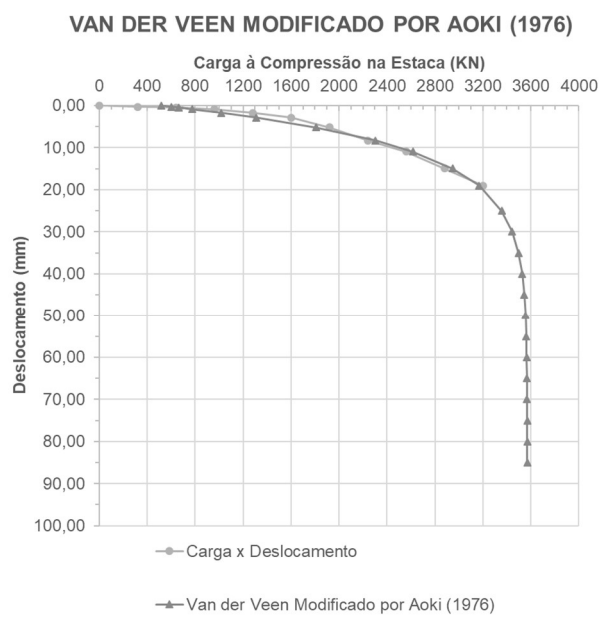
(a)



(b)



(c)

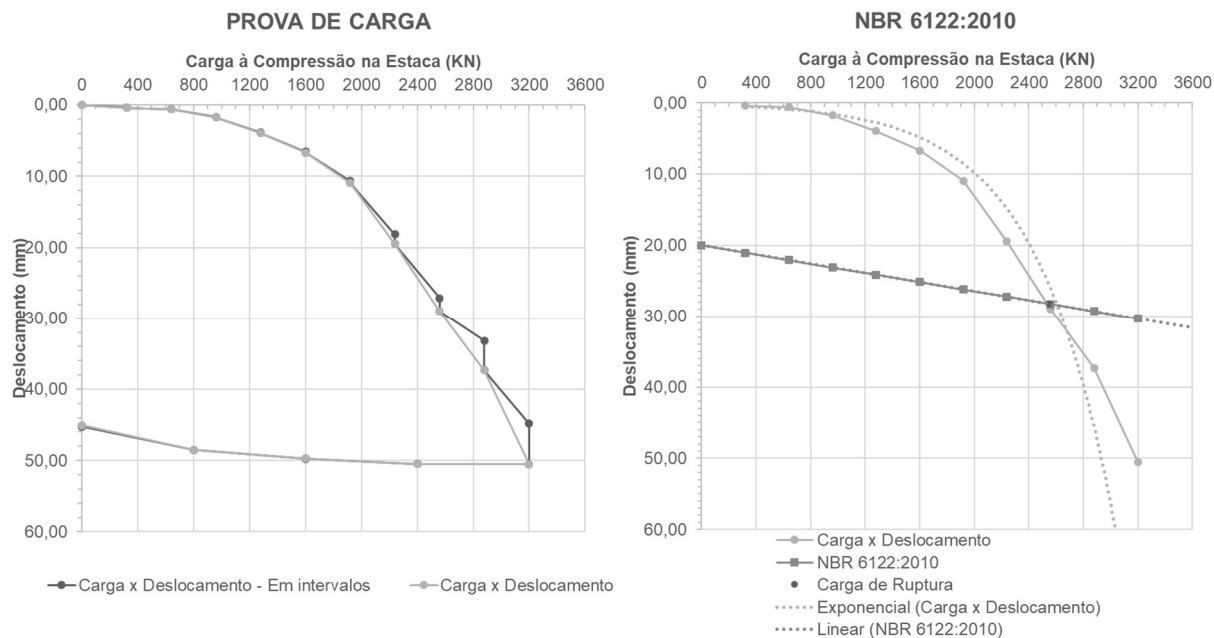


(d)

Fonte: Autora.

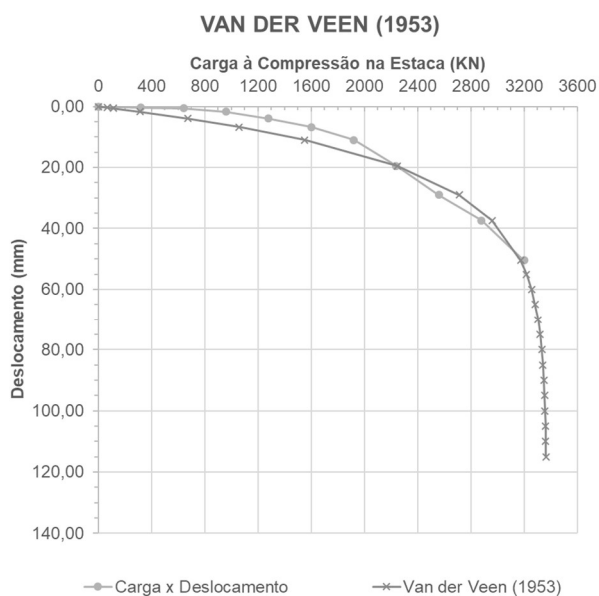
Figura AB.12 - Análise de ruptura nas Curvas Carga x Deslocamento (PCE-18): a) Prova de Carga; b) NBR 6122:2010; c) Van der Veen (1953); d) Van der Veen modificado por Aoki (1976).

Estaca E18

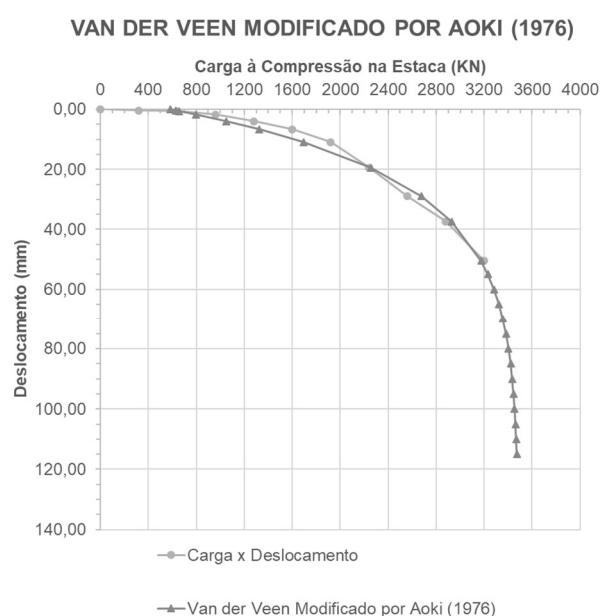


(a)

(b)



(c)

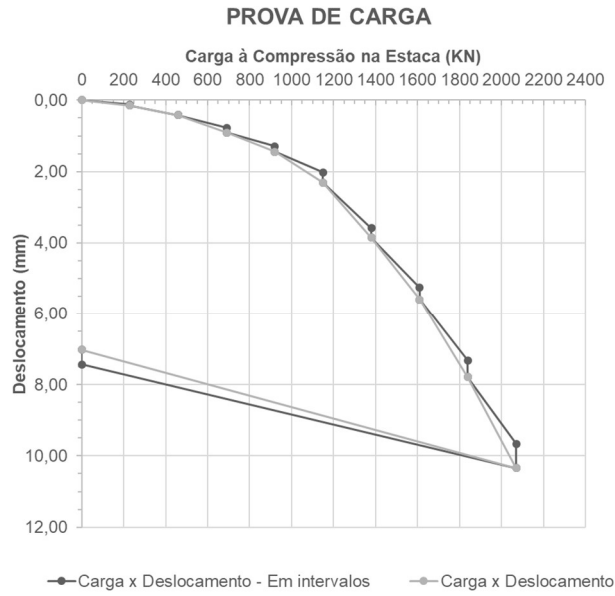


(d)

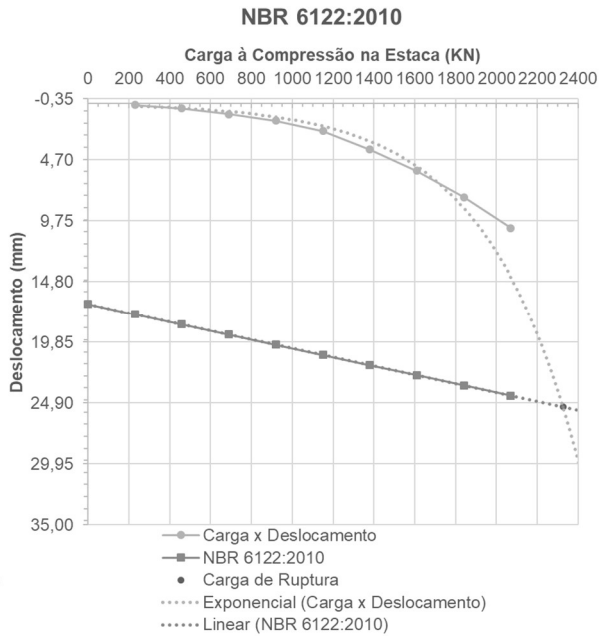
Fonte: Autora.

Figura AB.13 - Análise de ruptura nas Curvas Carga x Deslocamento (PCE-19): a) Prova de Carga; b) NBR 6122:2010; c) Van der Veen (1953); d) Van der Veen modificado por Aoki (1976).

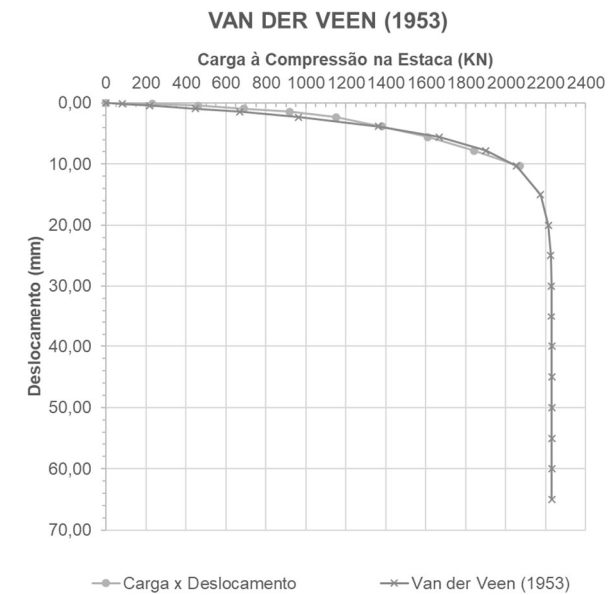
Estaca E19



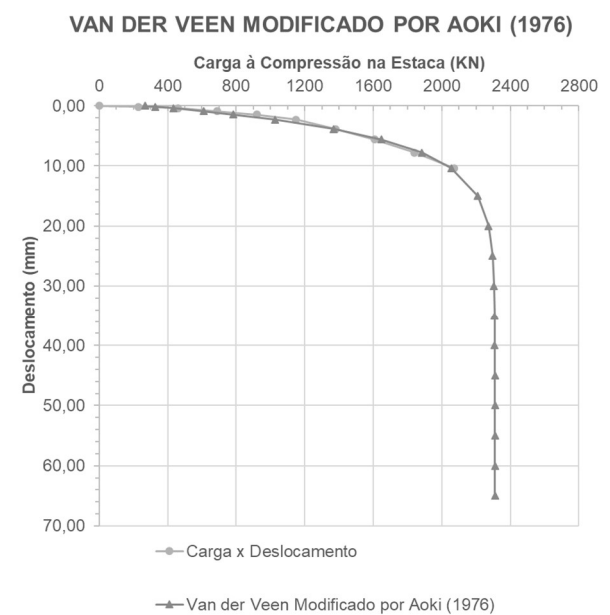
(a)



(b)



(c)

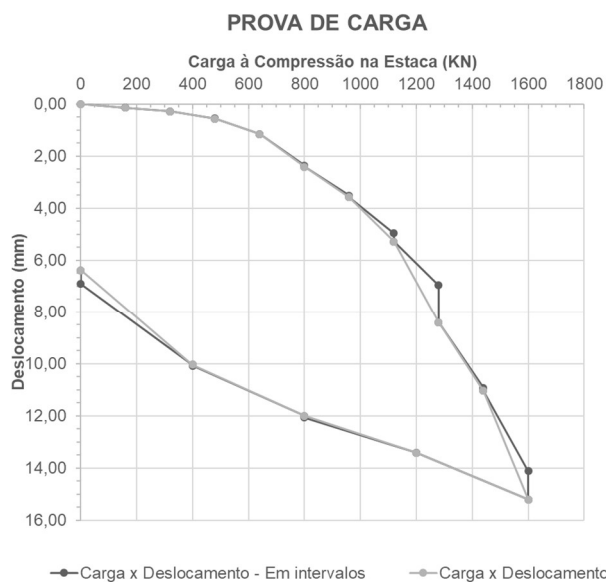


(d)

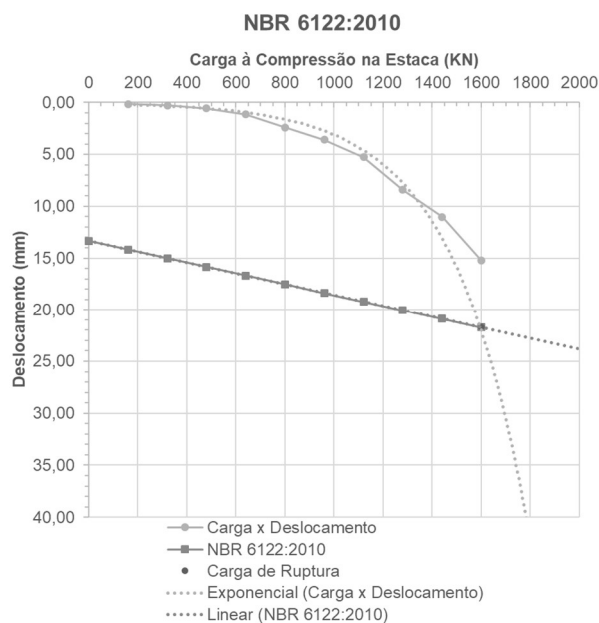
Fonte: Autora.

Figura AB.14 - Análise de ruptura nas Curvas Carga x Deslocamento (PCE-21): a) Prova de Carga; b) NBR 6122:2010; c) Van der Veen (1953); d) Van der Veen modificado por Aoki (1976).

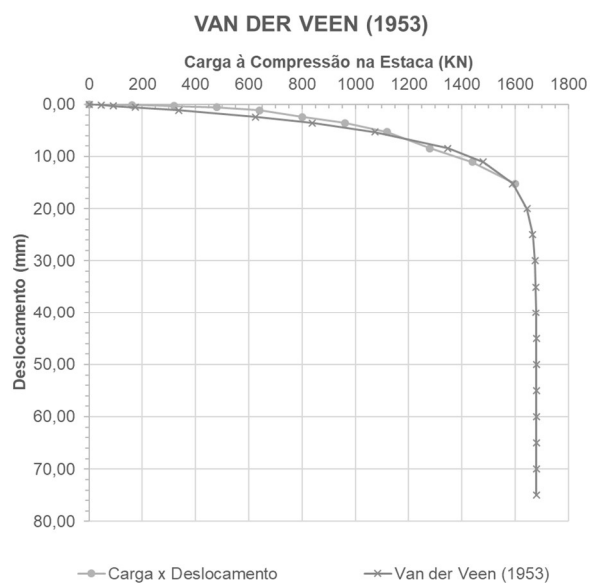
Estaca E21



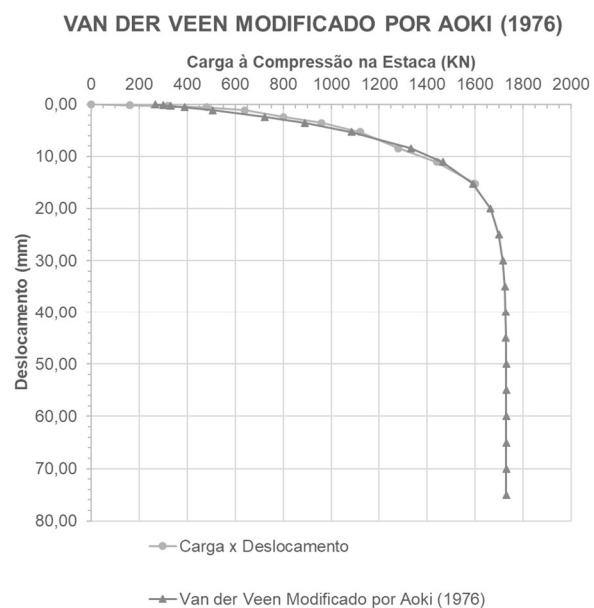
(a)



(b)



(c)

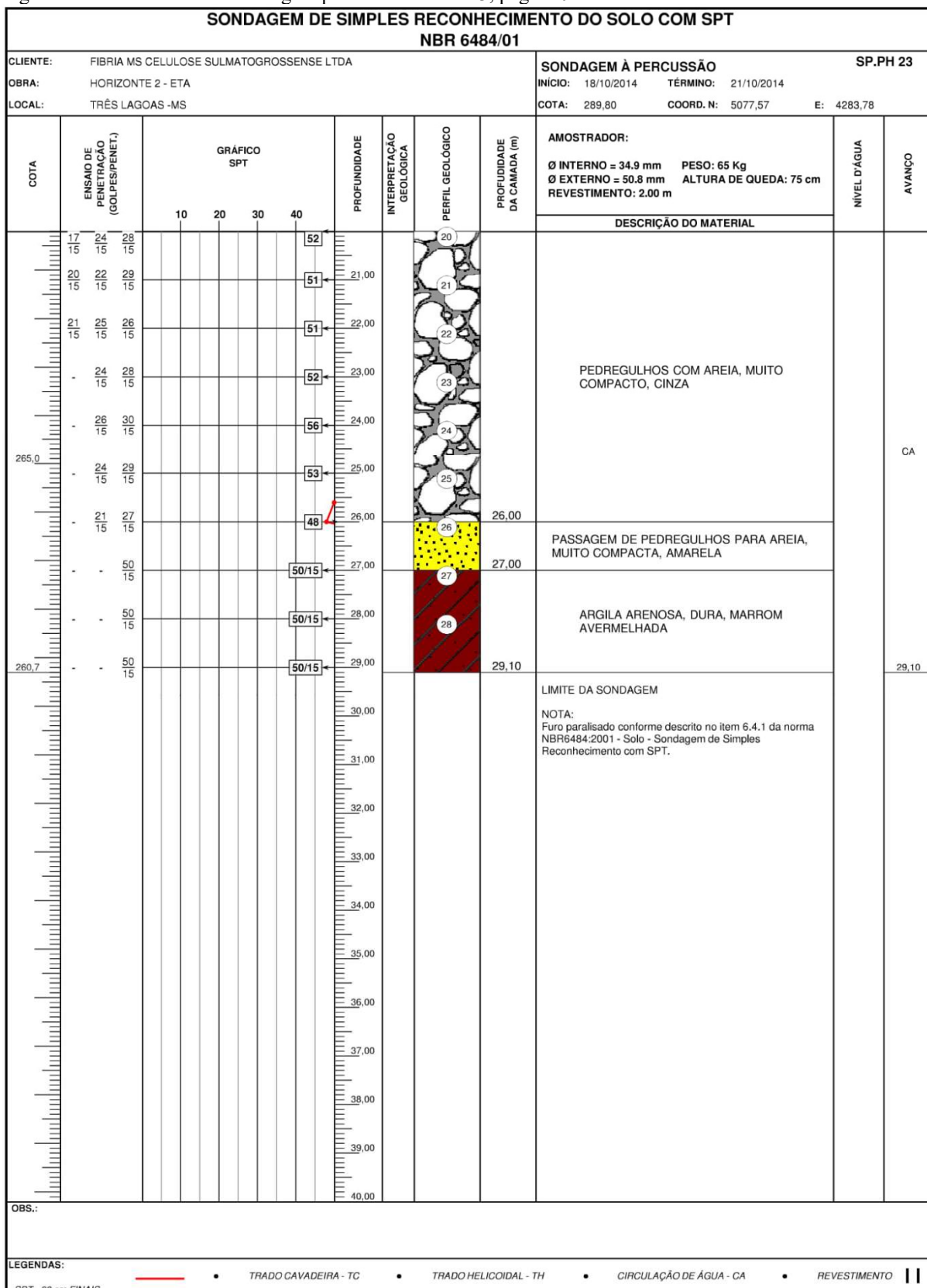


(d)

Fonte: Autora.

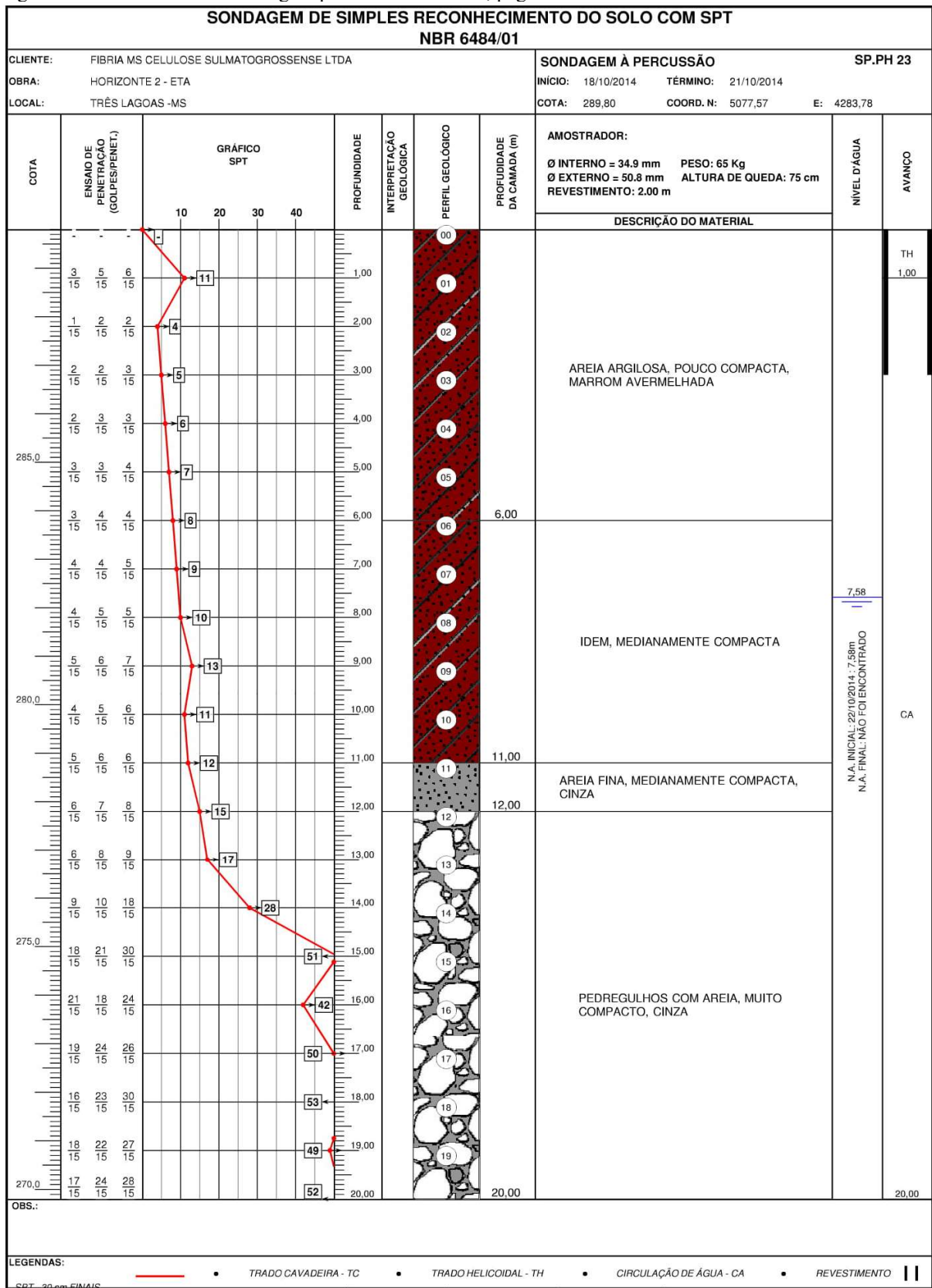
APÊNDICE C

Figura AC.1 – Relatório de sondagem percussão SP.PH 23, página 01



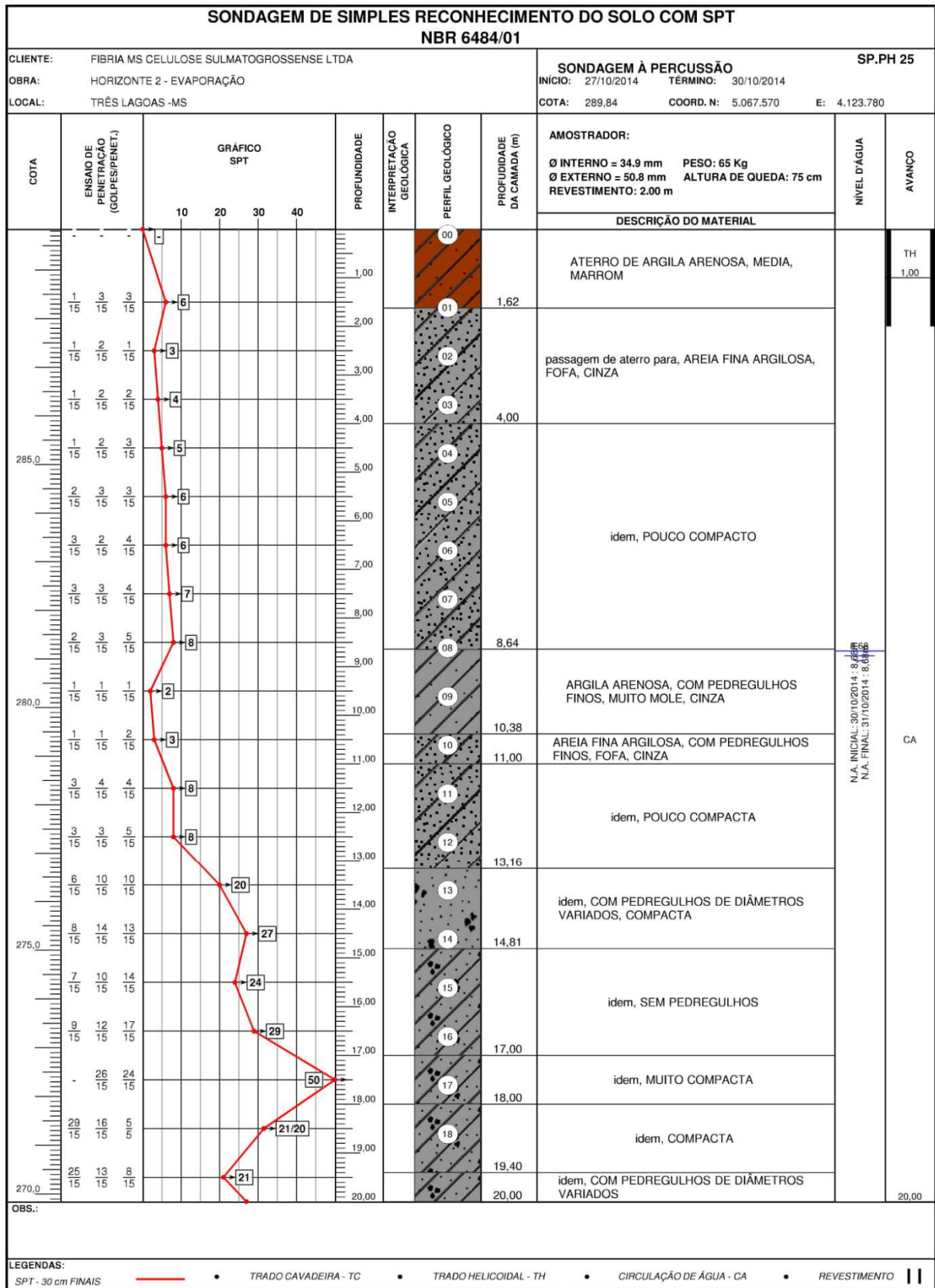
Fonte: Autor

Figura AC.2 – Relatório de sondagem percussão SP.PH 23, página 02



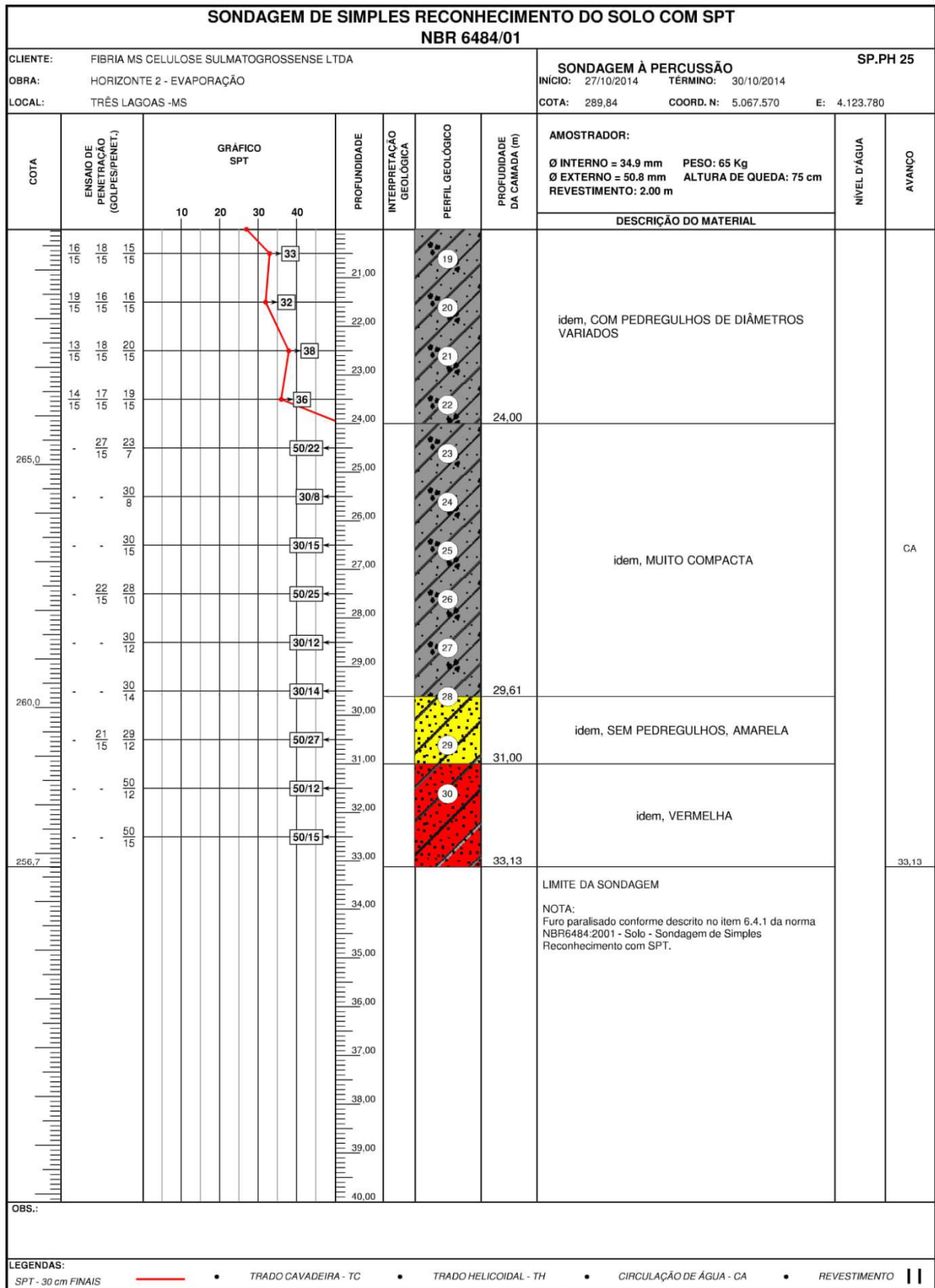
Fonte: Autor

Figura AC.3 – Relatório de sondagem percussão SP.PH 25, página 01



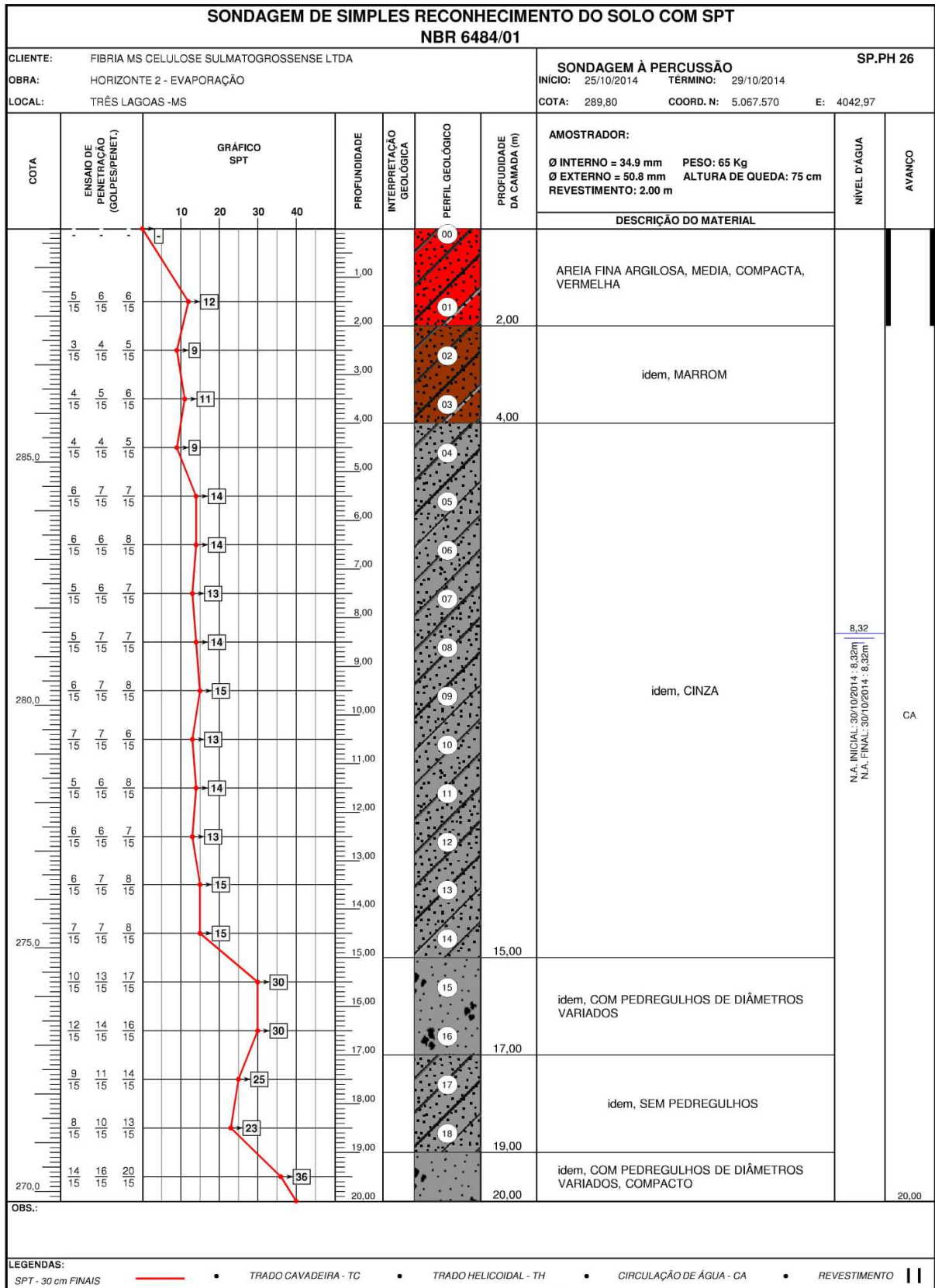
Fonte: Autor

Figura AC.4 – Relatório de sondagem percussão SP-PH 25, página 02



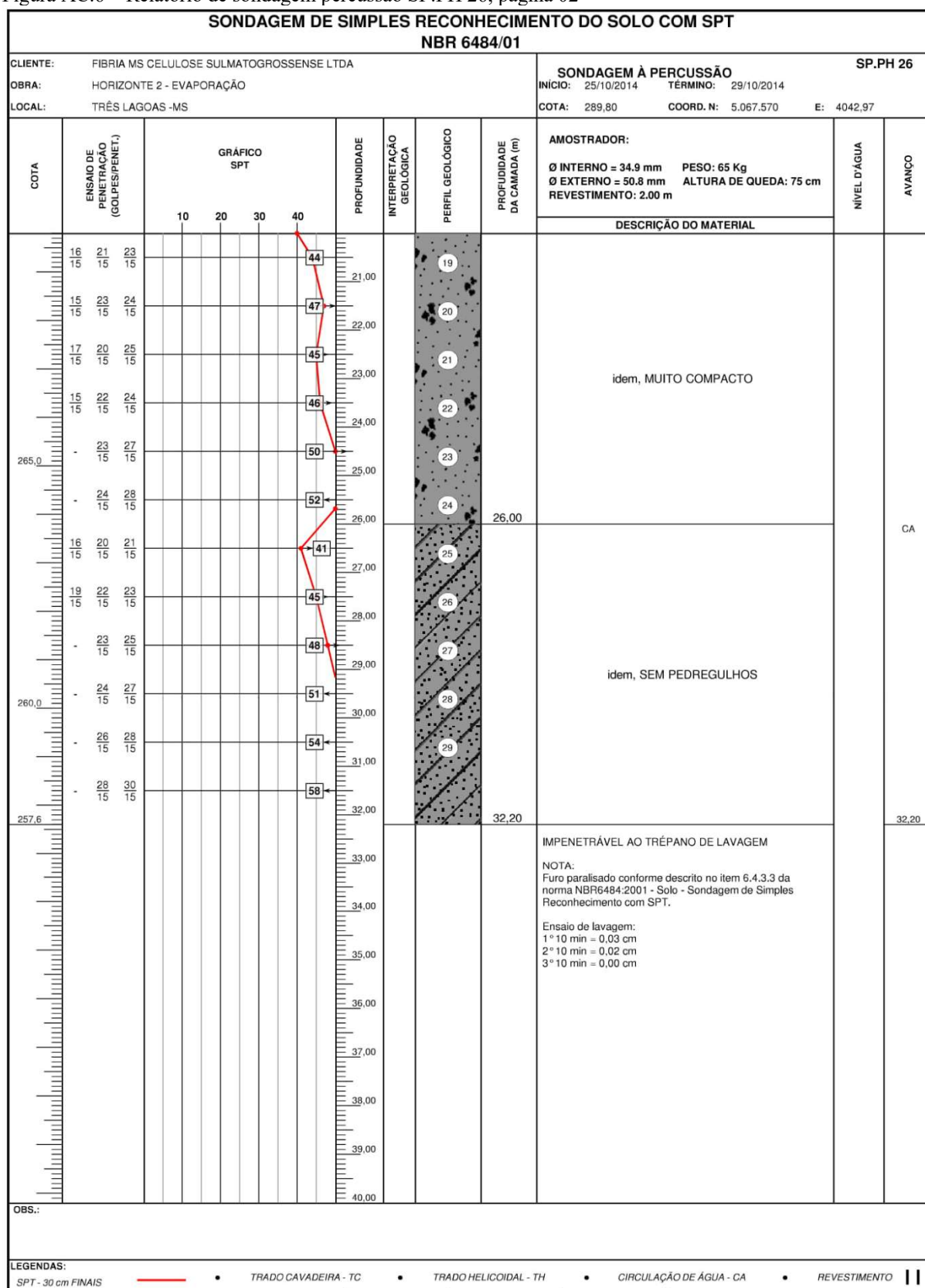
Fonte: Autor

Figura AC.5 – Relatório de sondagem percussão SP.PH 26, página 01



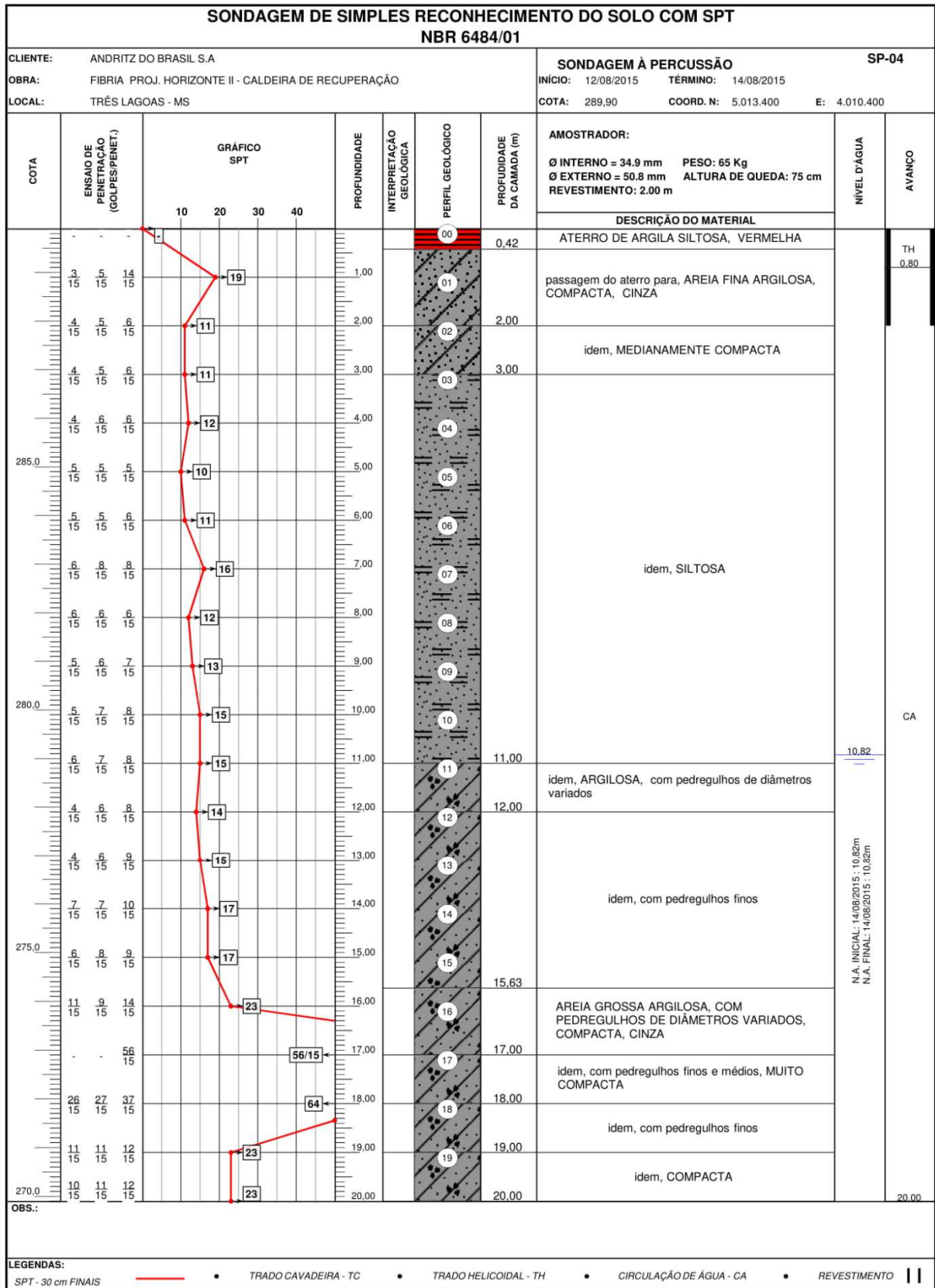
Fonte: Autor

Figura AC.6 – Relatório de sondagem percussão SP.PH 26, página 02



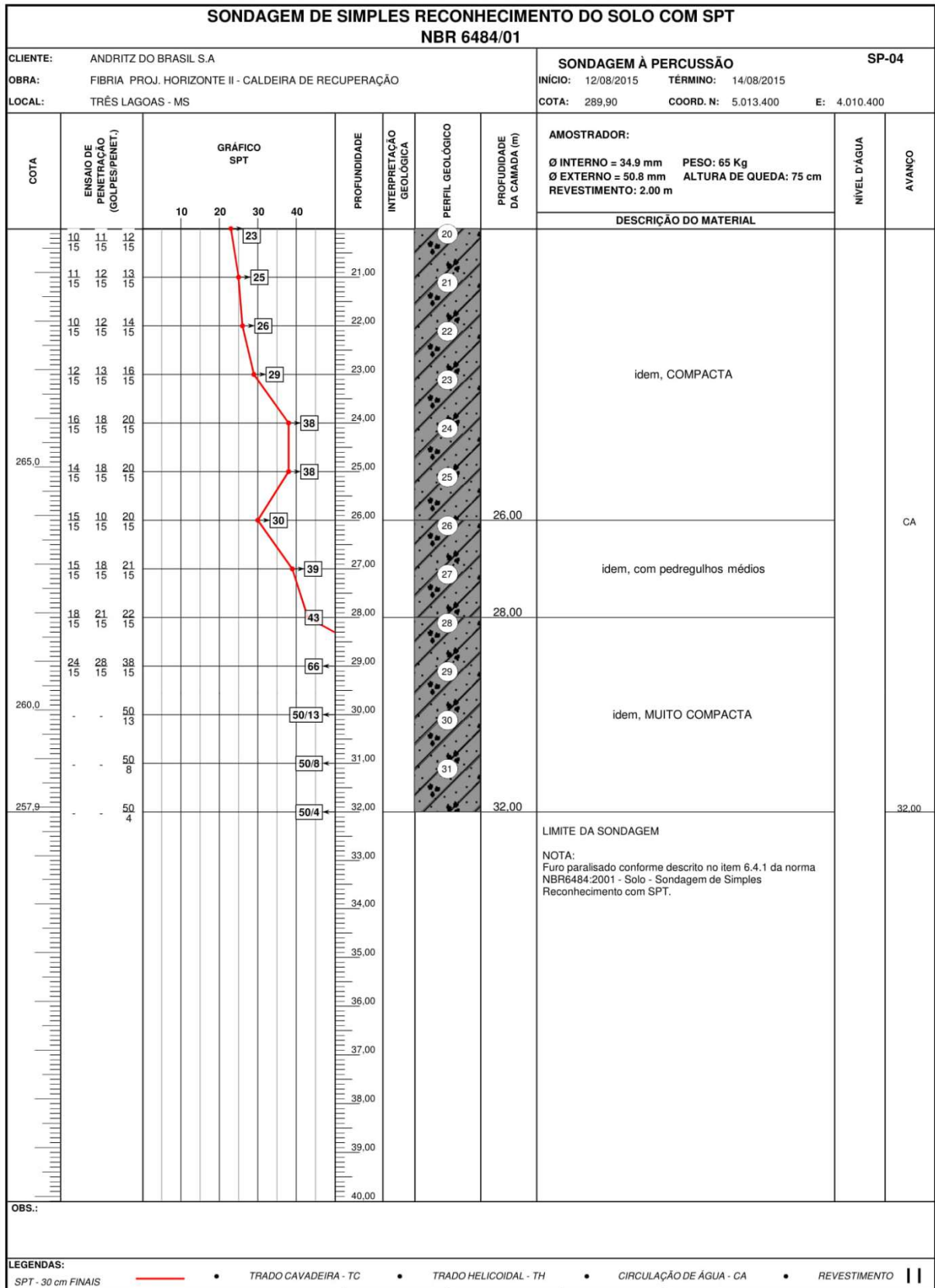
Fonte: Autor

Figura AC.7 – Relatório de sondagem percussão SPT SP-04, página 01



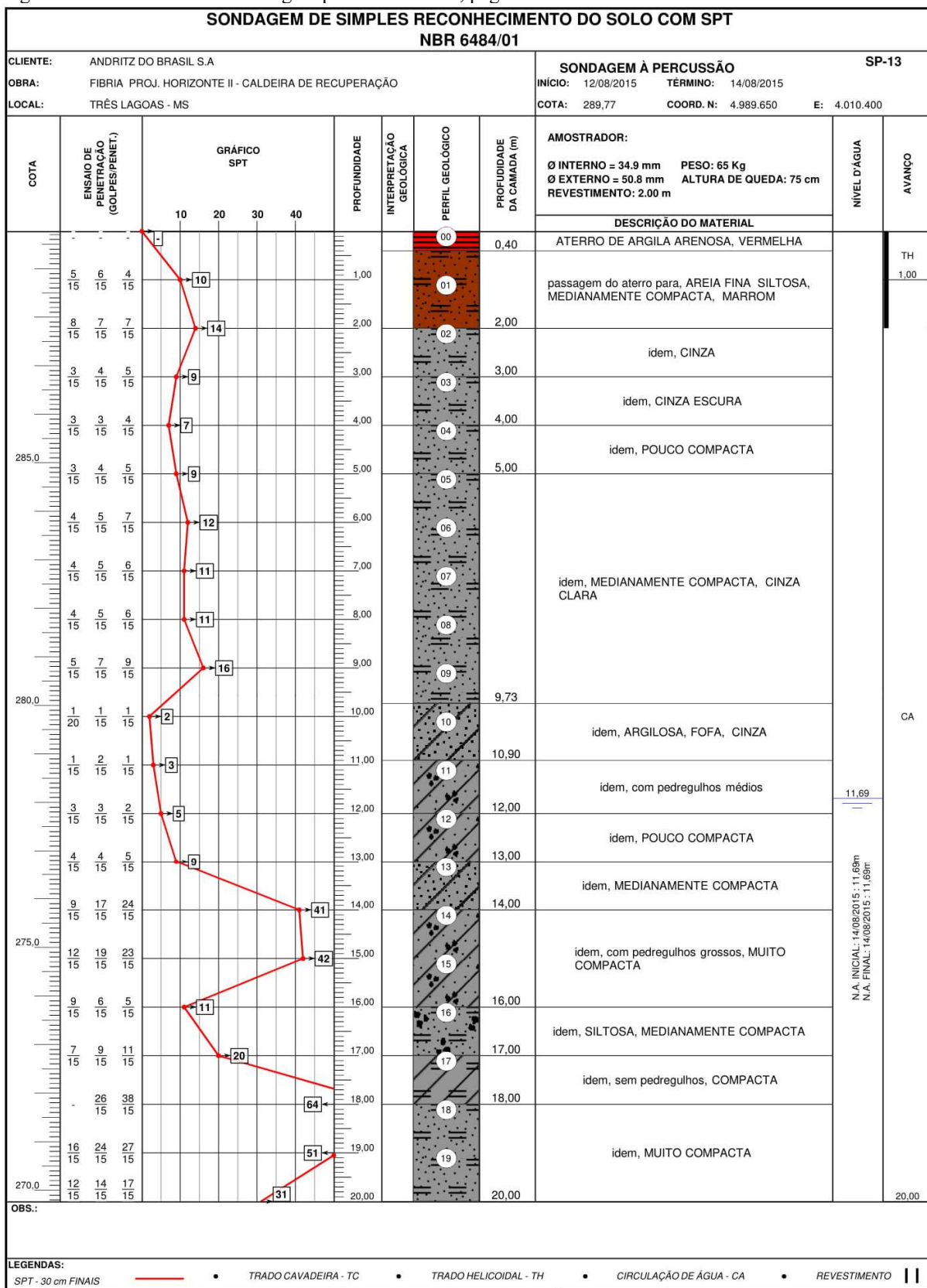
Fonte: Autor

Figura AC.8 – Relatório de sondagem percussão SPT SP-04, página 02



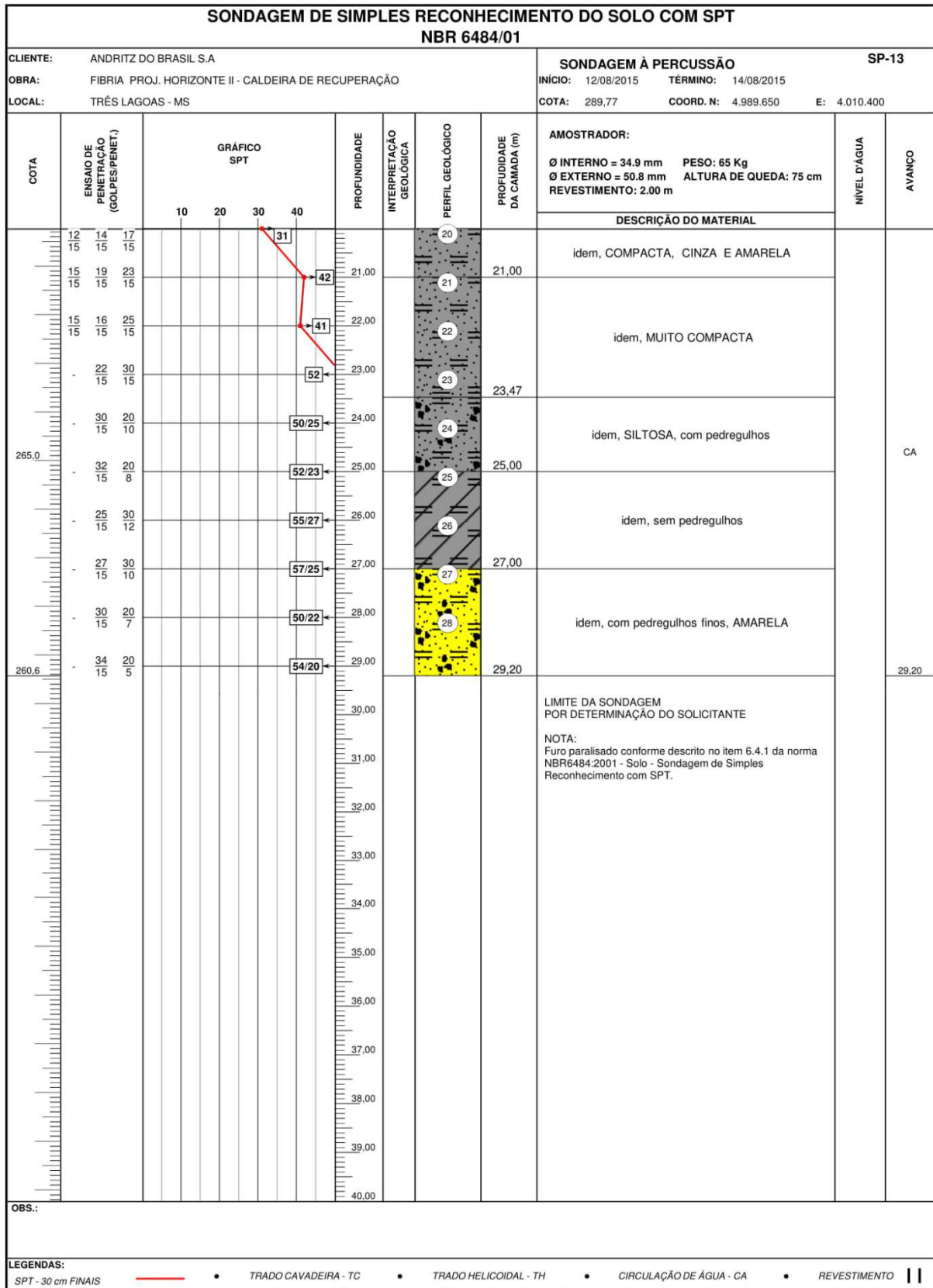
Fonte: Autor

Figura AC.9 – Relatório de sondagem percussão SP-13, página 01



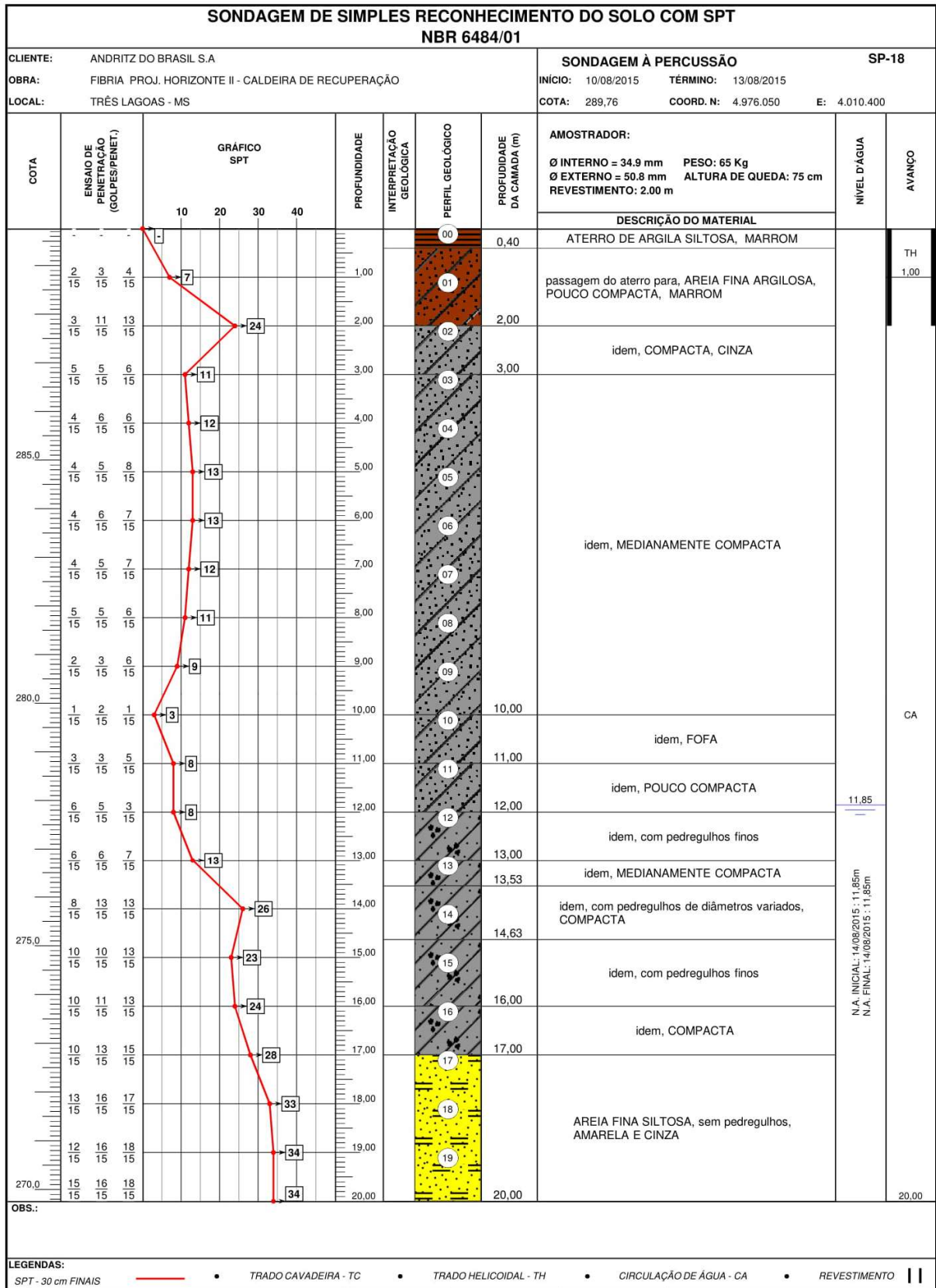
Fonte: Autor

Figura AC.10 – Relatório de sondagem percussão SP-13, página 02



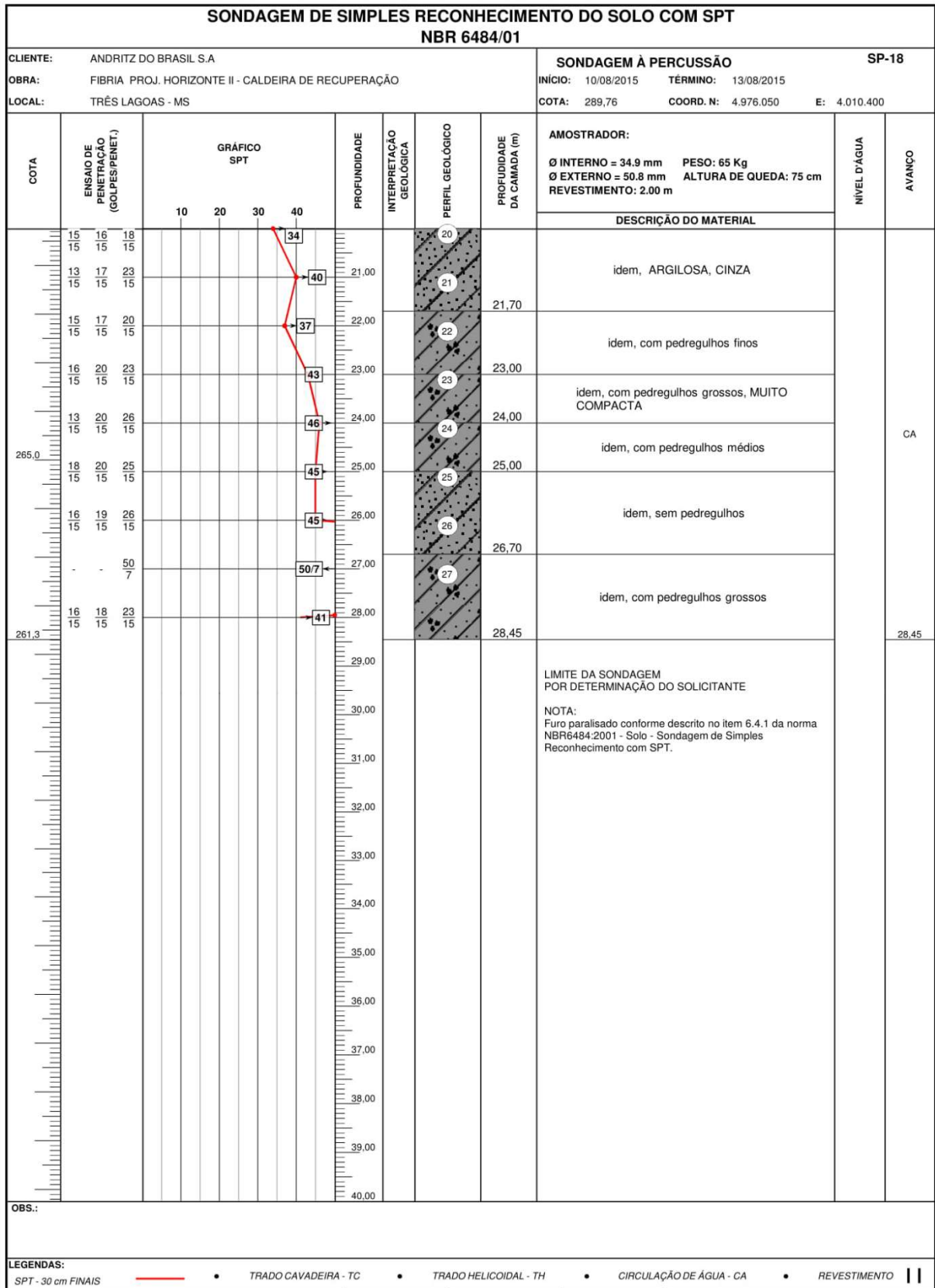
Fonte: Autor

Figura AC.11 – Relatório de sondagem percussão SP-18, página 01



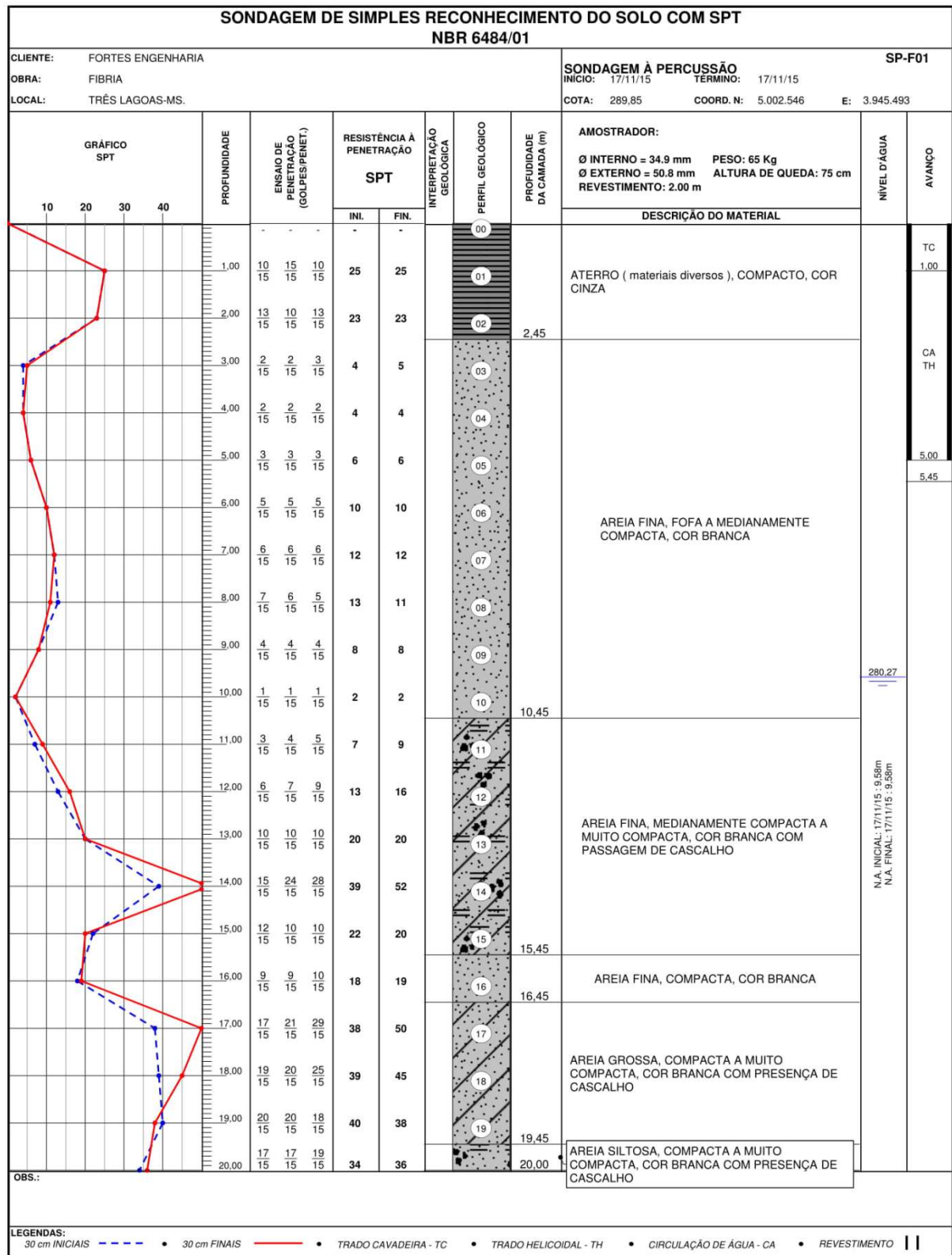
Fonte: Autor

Figura AC.12 – Relatório de sondagem percussão SP-18, página 02



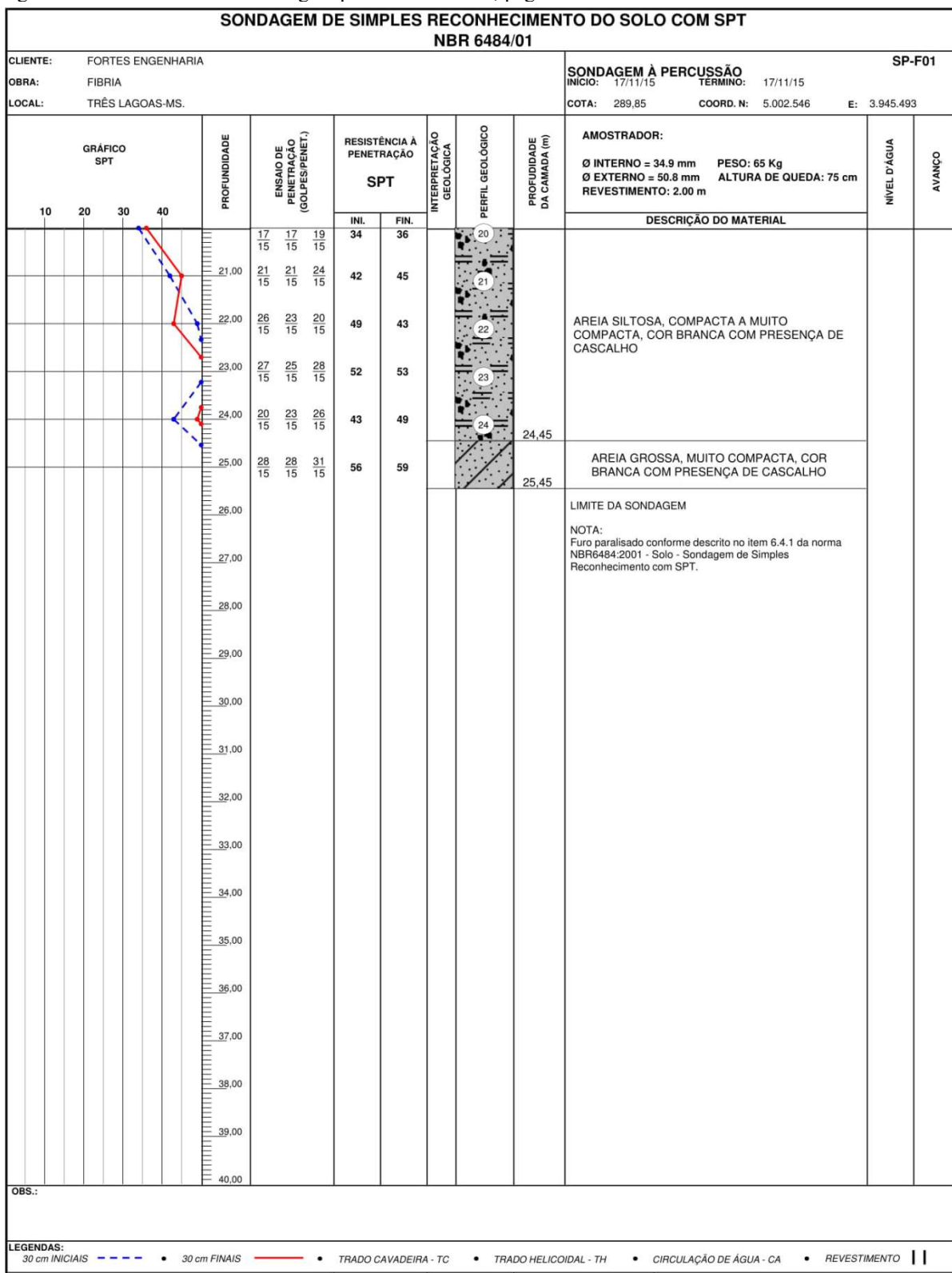
Fonte: Autor

Figura AC.13 – Relatório de sondagem percussão SP-F01, página 01



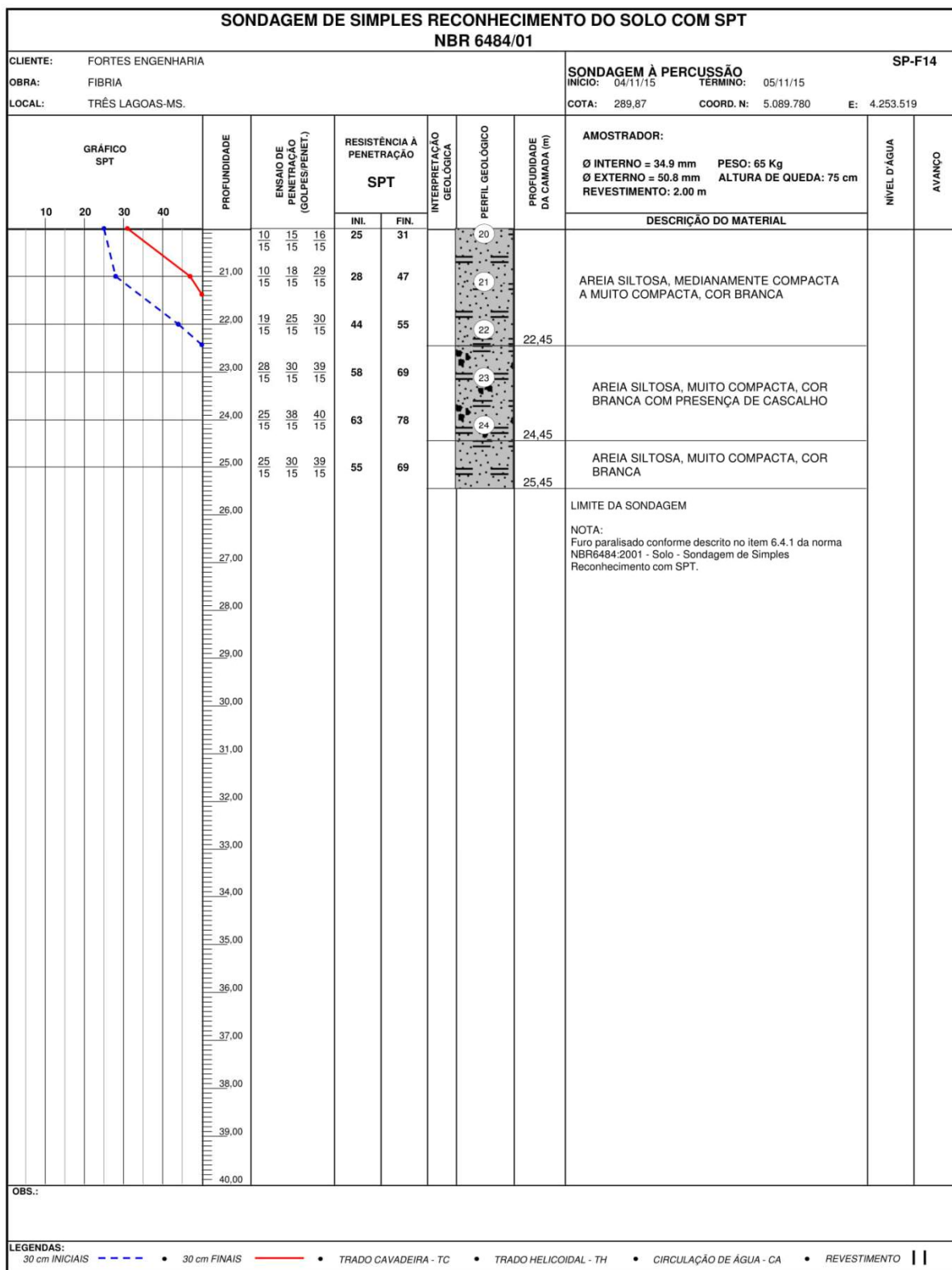
Fonte: Autor

Figura AC.14 – Relatório de sondagem percussão SP-F01, página 02



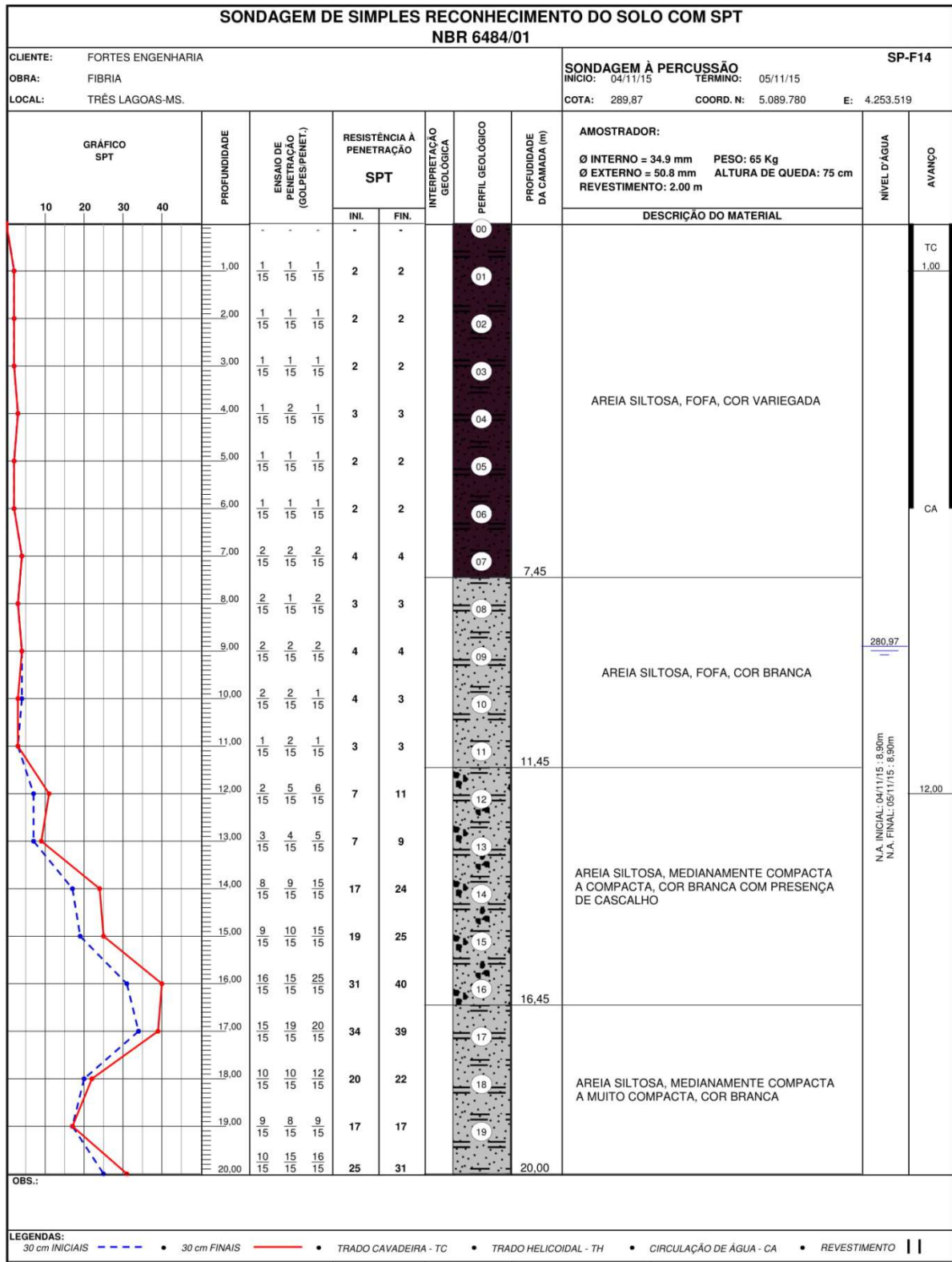
Fonte: Autor

Figura AC.15 – Relatório de sondagem percussão SPF-14, página 01



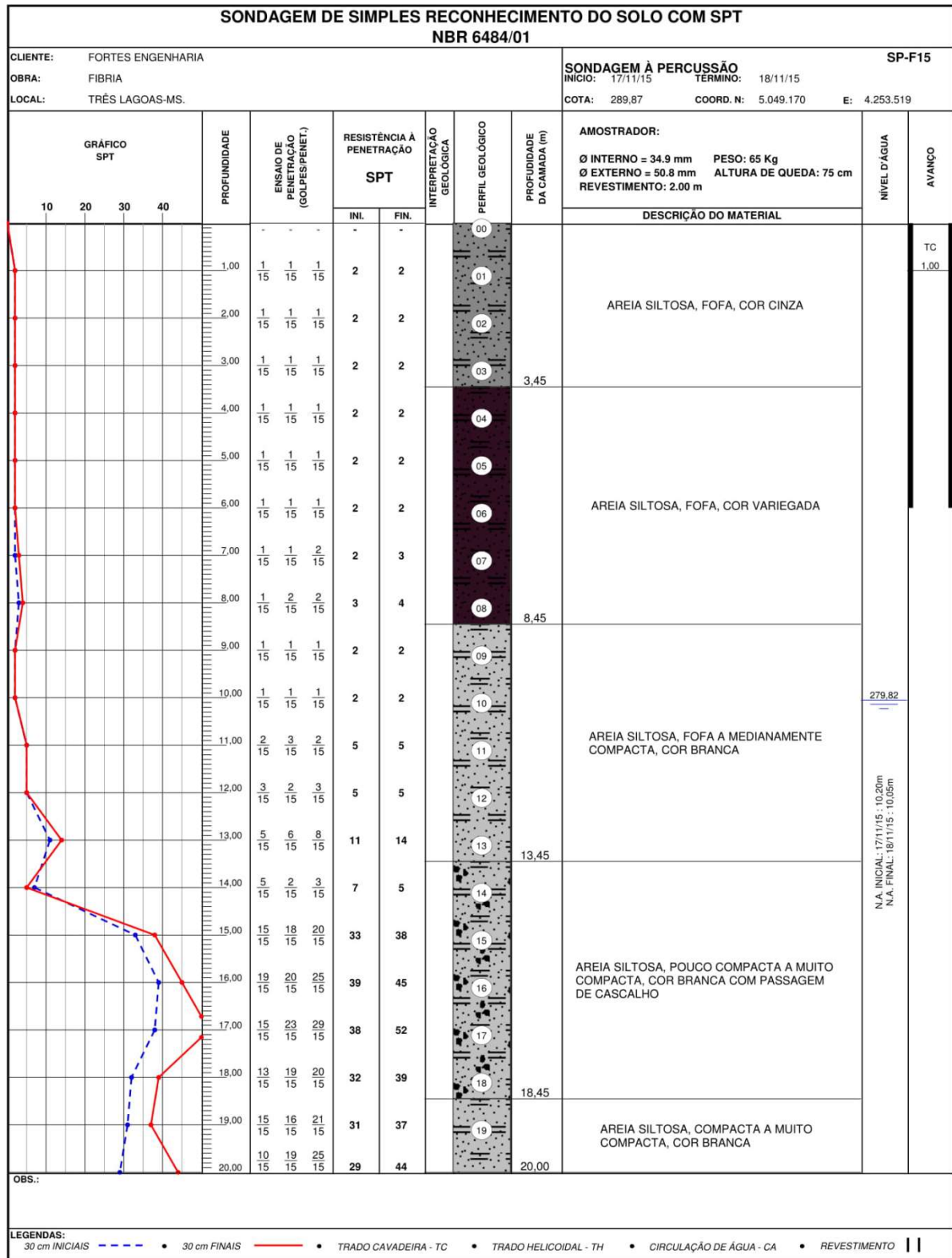
Fonte: Autor

Figura AC.16 – Relatório de sondagem percussão SPF-14, página 02



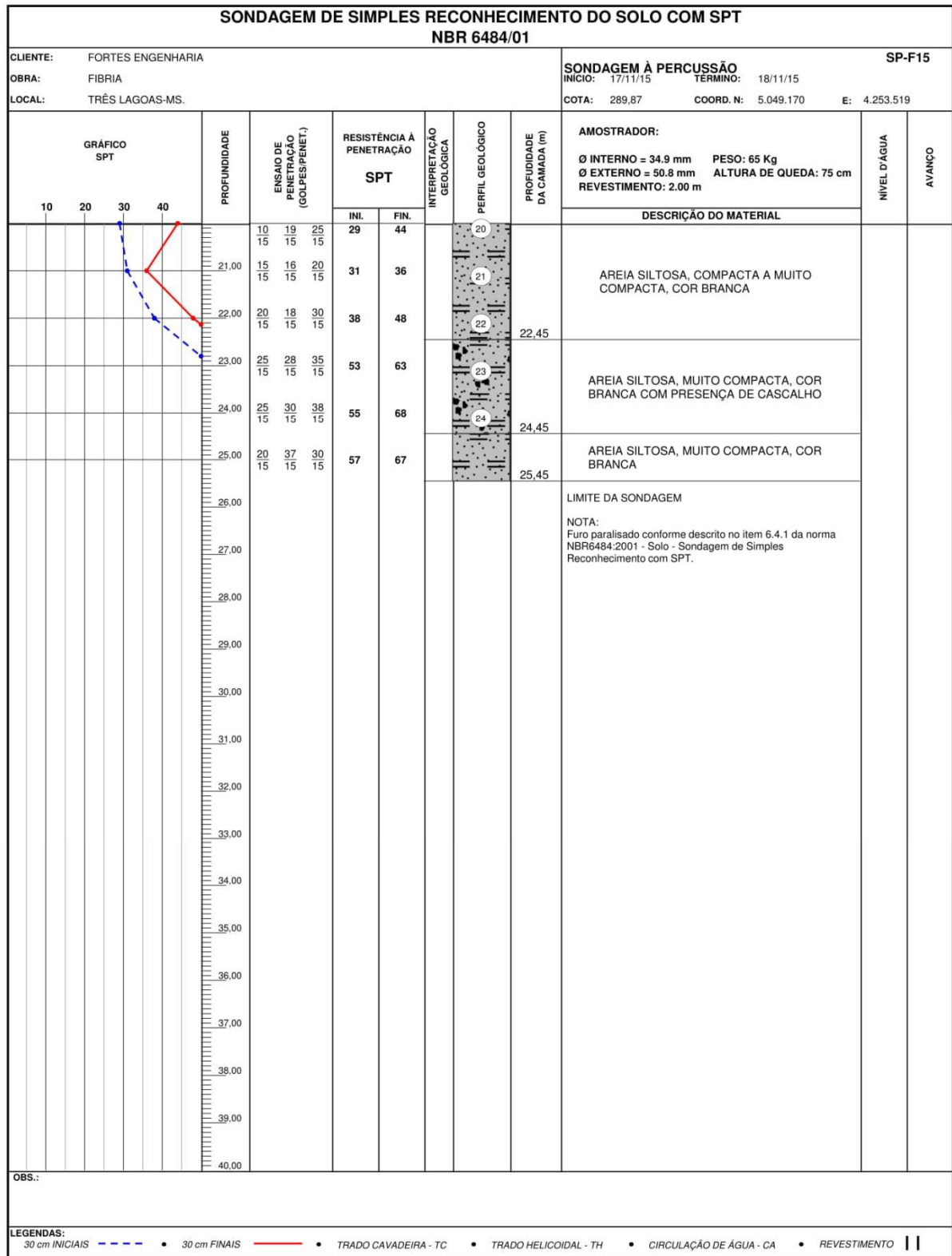
Fonte: Autor

Figura AC.17 – Relatório de sondagem percussão SP-F15, página 01



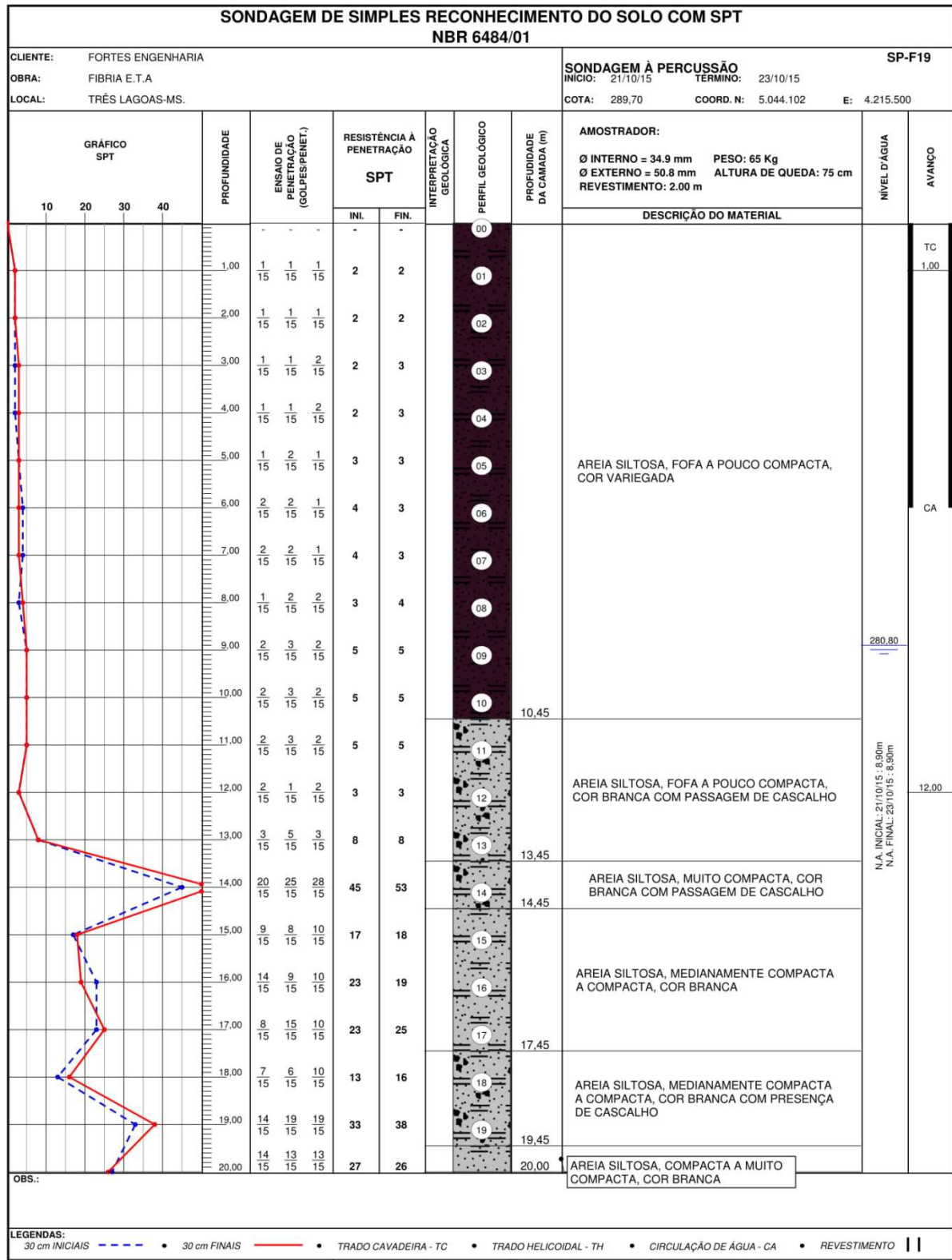
Fonte: Autor

Figura AC.18 – Relatório de sondagem percussão SP-F15, página 02



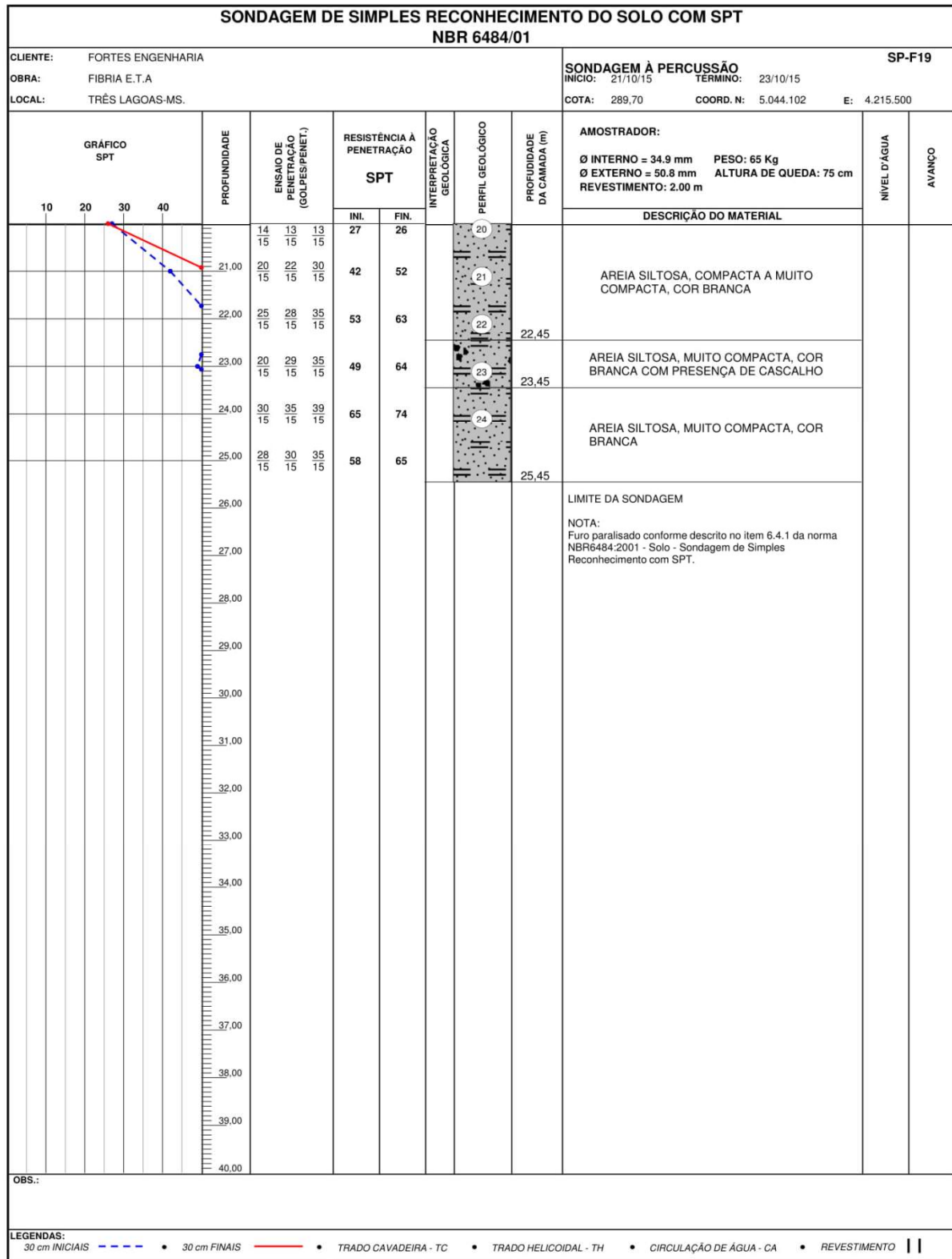
Fonte: Autor

Figura AC.19 – Relatório de sondagem percussão SP-F19, página 01



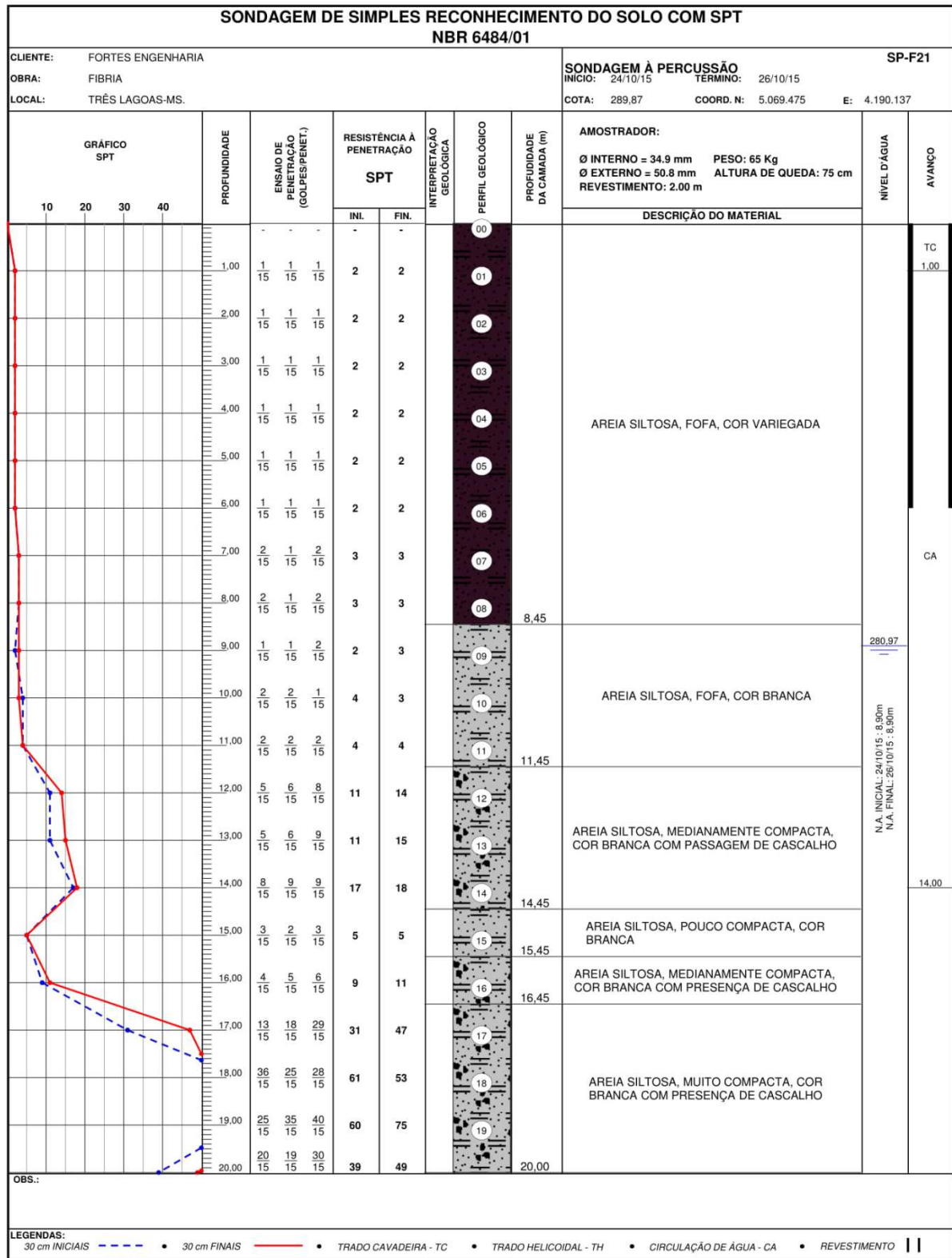
Fonte: Autor

Figura AC.20 – Relatório de sondagem percussão SP-F19, página 02



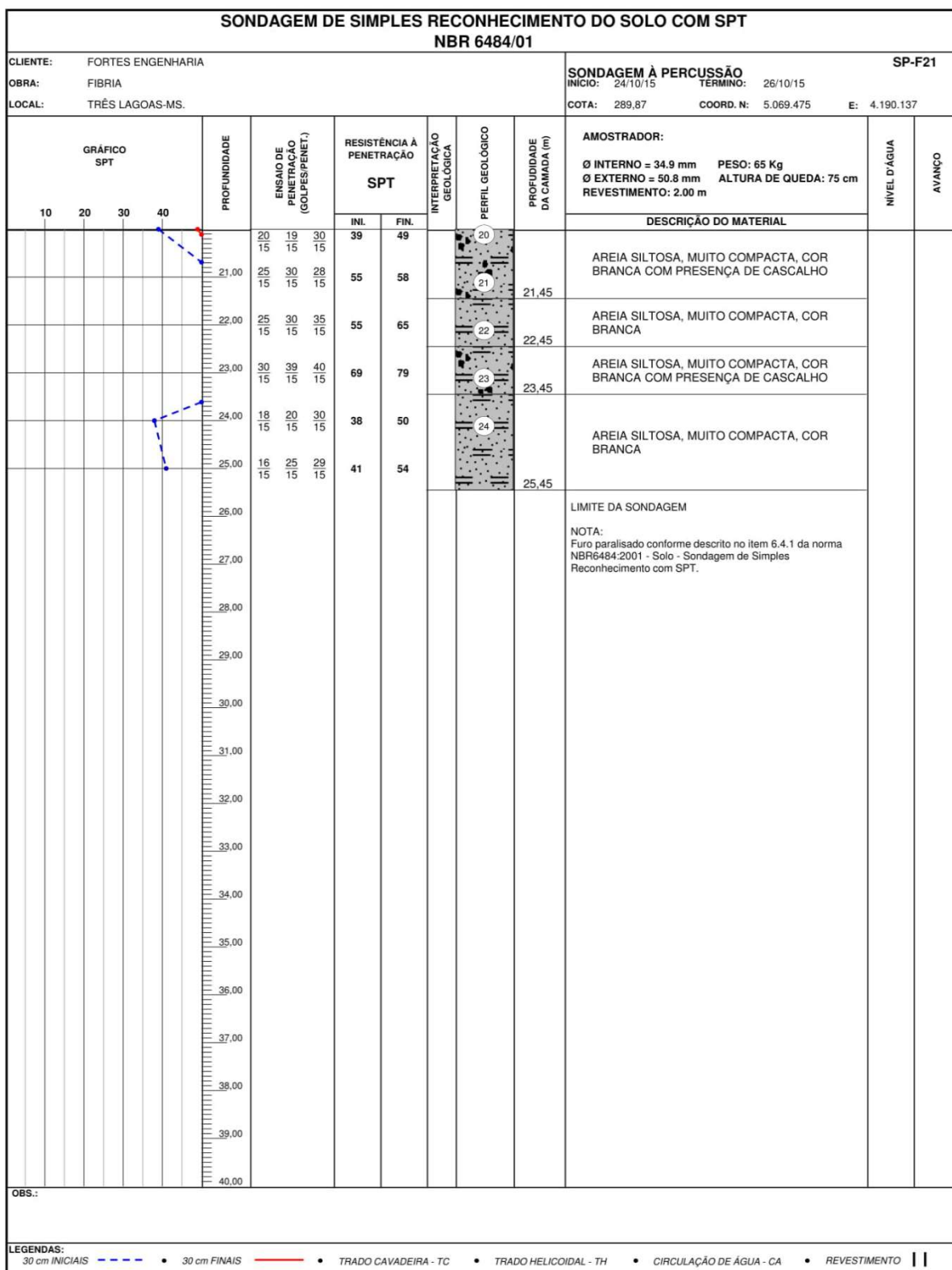
Fonte: Autor

Figura AC.21 – Relatório de sondagem percussão SP-F21, página 01



Fonte: Autor

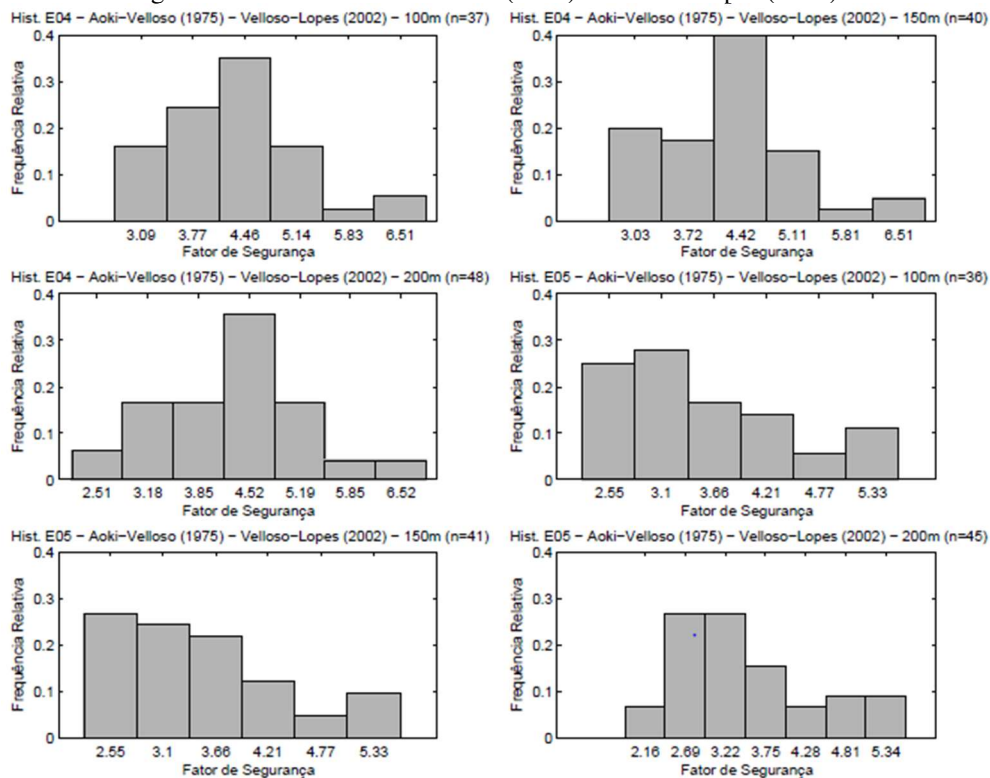
Figura AC.22 – Relatório de sondagem percussão SP-F21, página 02



Fonte: Autor

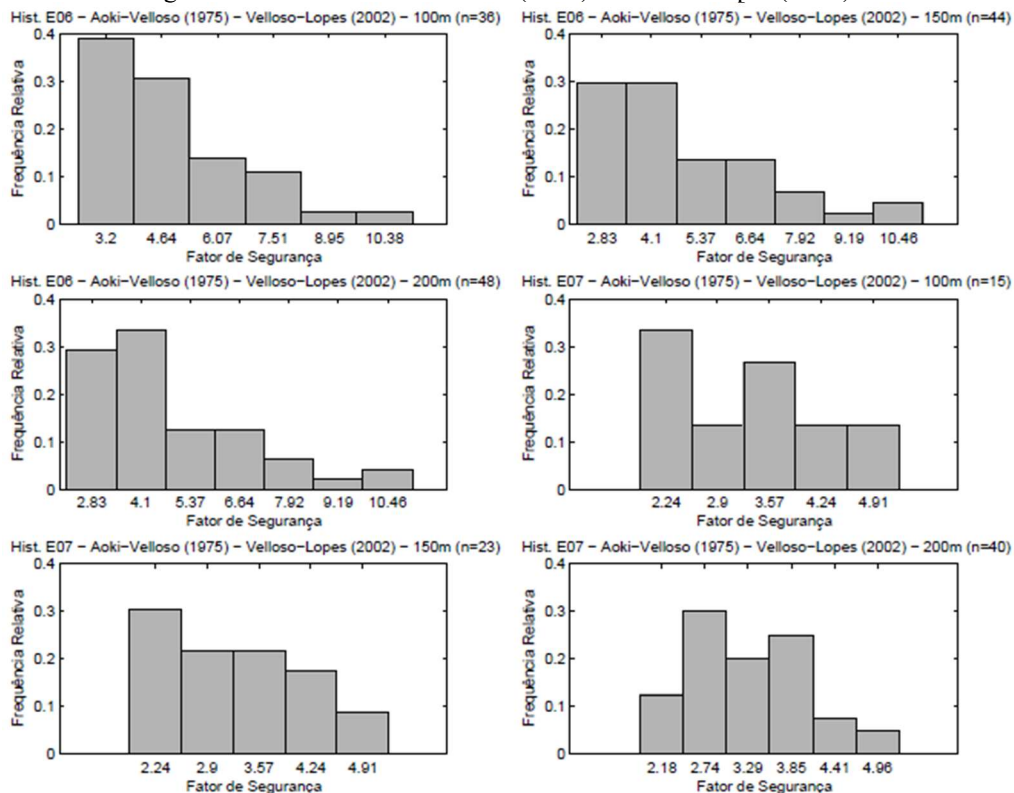
APÊNDICE D

Figura AD.1 – Histogramas método de Aoki-Velloso (1975) – Velloso-Lopes (2002) – Estacas E04 e E05



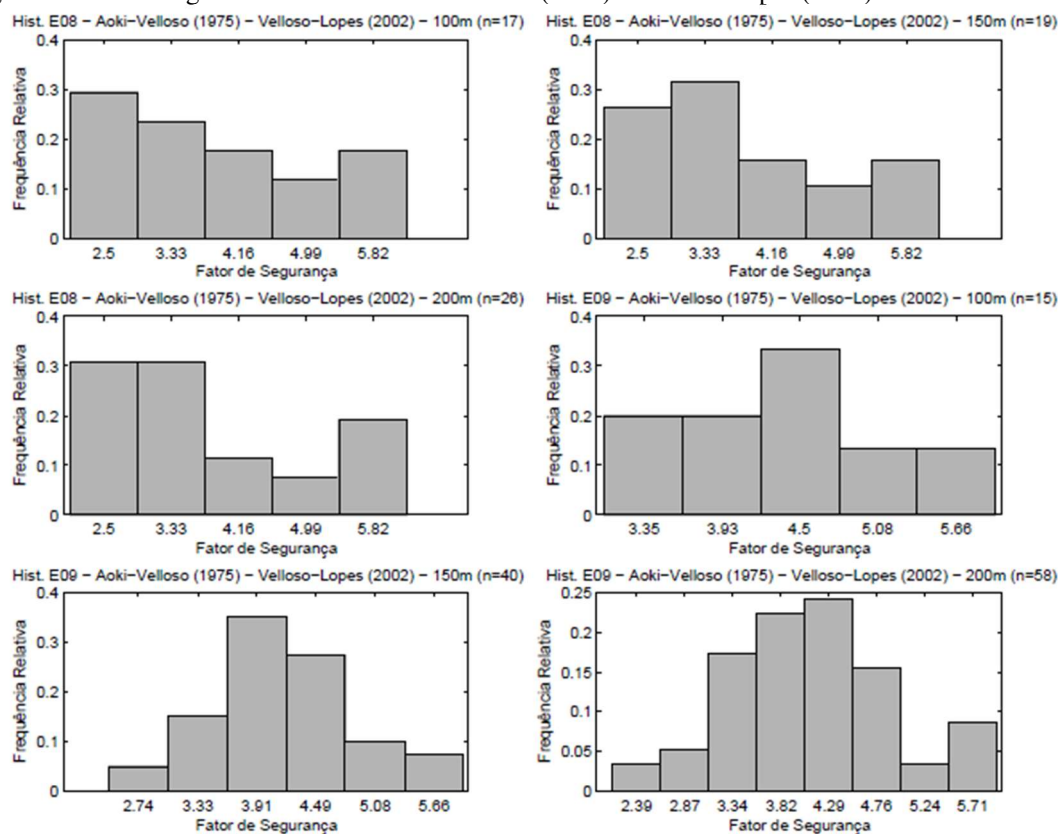
Fonte: Autor

Figura AD.2 – Histogramas método de Aoki-Velloso (1975) – Velloso-Lopes (2002) – Estacas E06 e E07



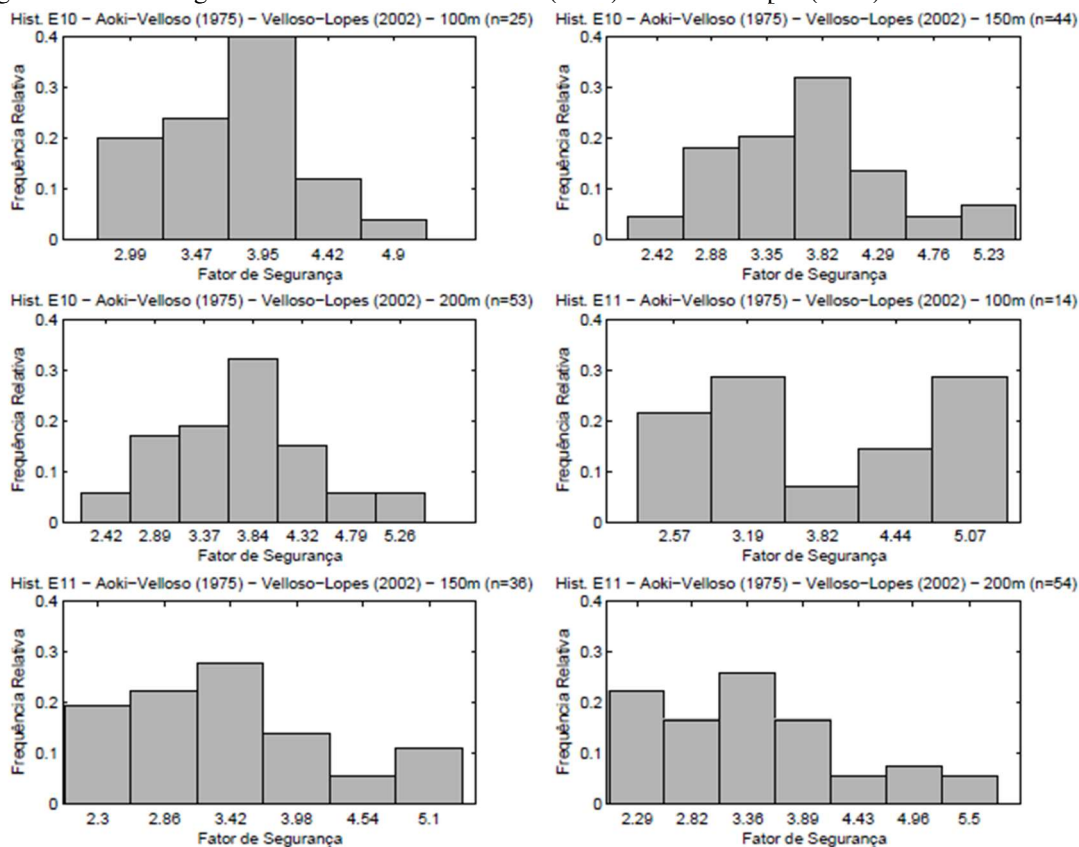
Fonte: Autor

Figura AD.3 – Histogramas método de Aoki-Velloso (1975) – Velloso-Lopes (2002) – Estacas E08 e E09



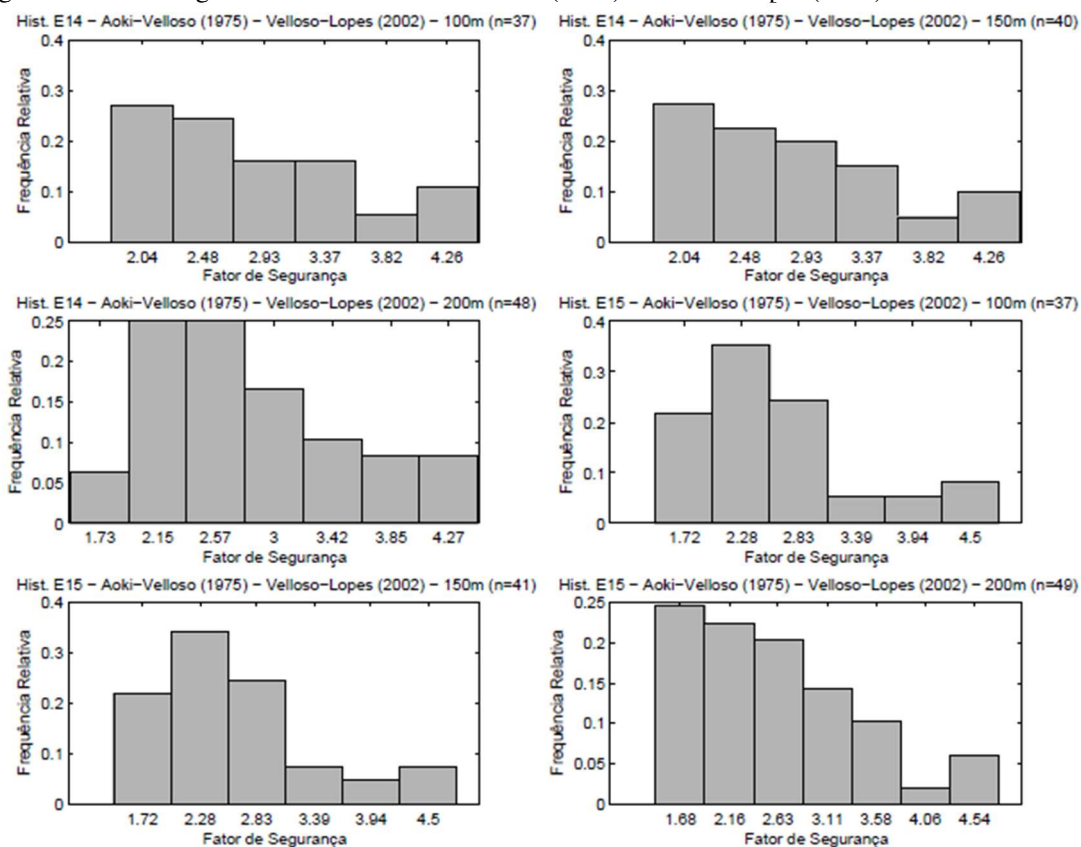
Fonte: Autor

Figura AD.4 – Histogramas método de Aoki-Velloso (1975) – Velloso-Lopes (2002) – Estacas E10 e E11



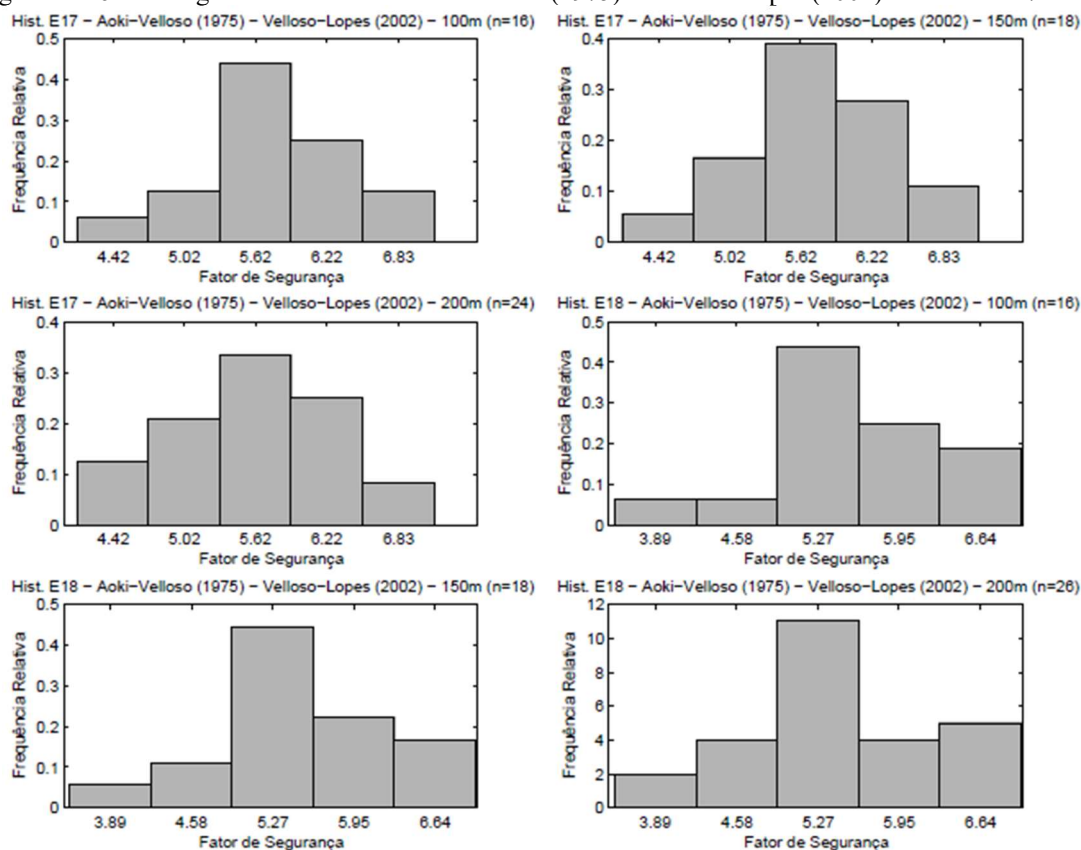
Fonte: Autor

Figura AD.5 – Histogramas método de Aoki-Velloso (1975) – Velloso-Lopes (2002) – Estacas E14 e E15



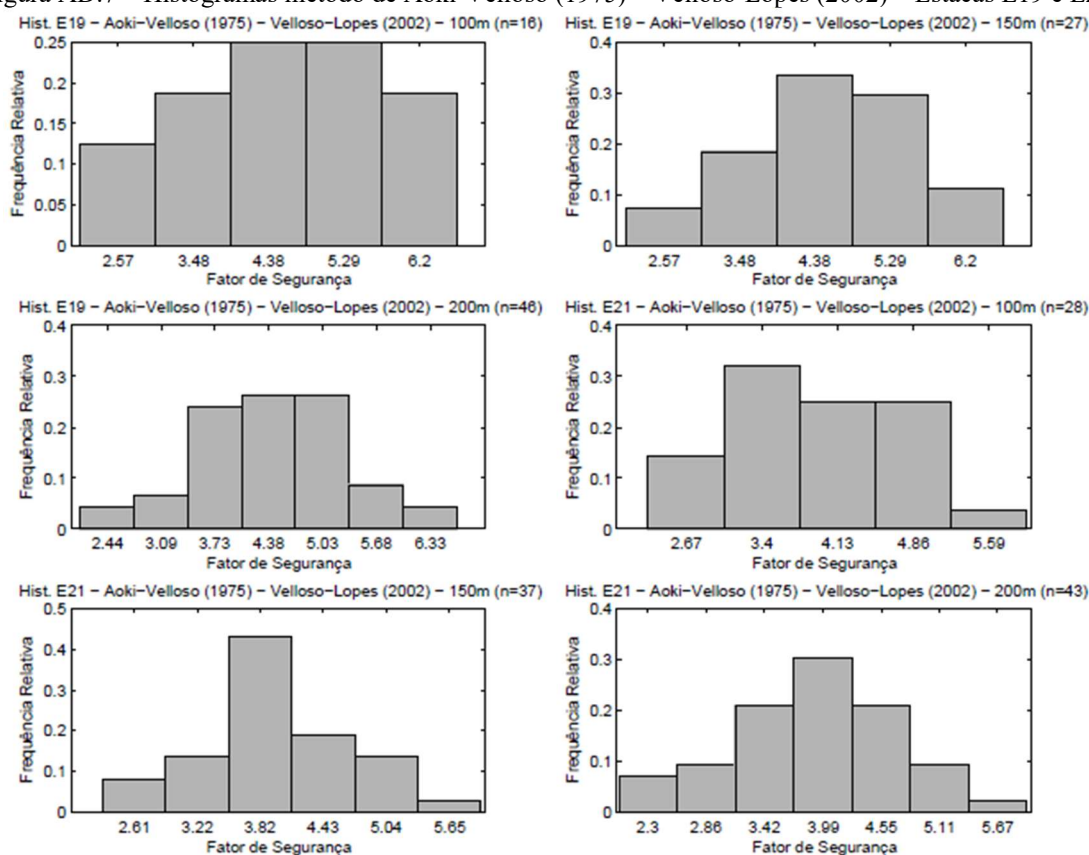
Fonte: Autor

Figura AD.6 – Histogramas método de Aoki-Velloso (1975) – Velloso-Lopes (2002) – Estacas E17 e E18



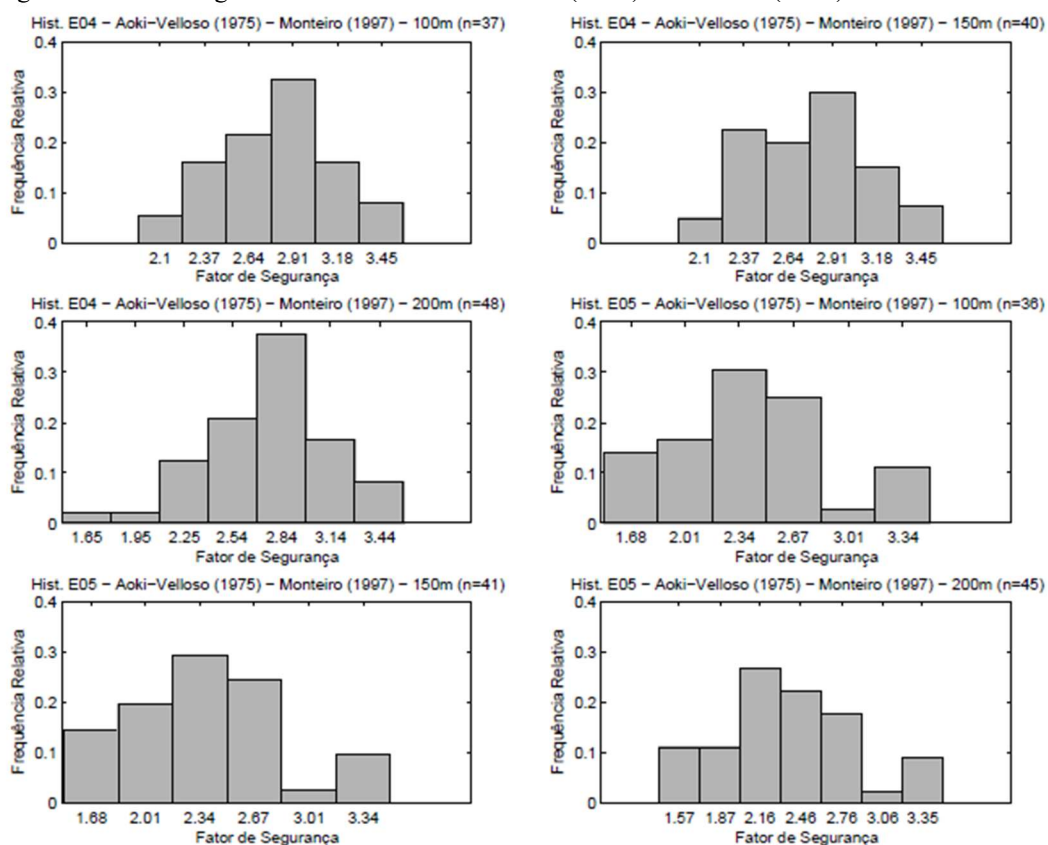
Fonte: Autor

Figura AD.7 – Histogramas método de Aoki-Velloso (1975) – Velloso-Lopes (2002) – Estacas E19 e E21



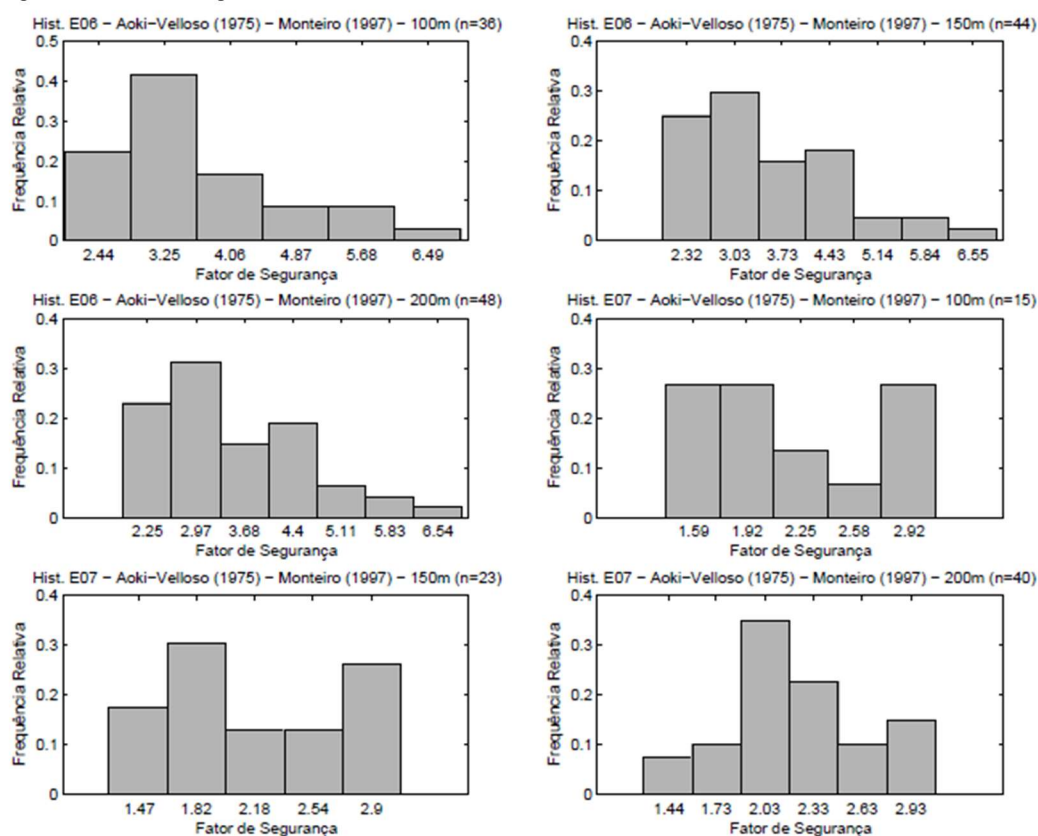
Fonte: Autor

Figura AD.8 – Histogramas método de Aoki-Velloso (1975) – Monteiro (1997) – Estacas E04 e E05



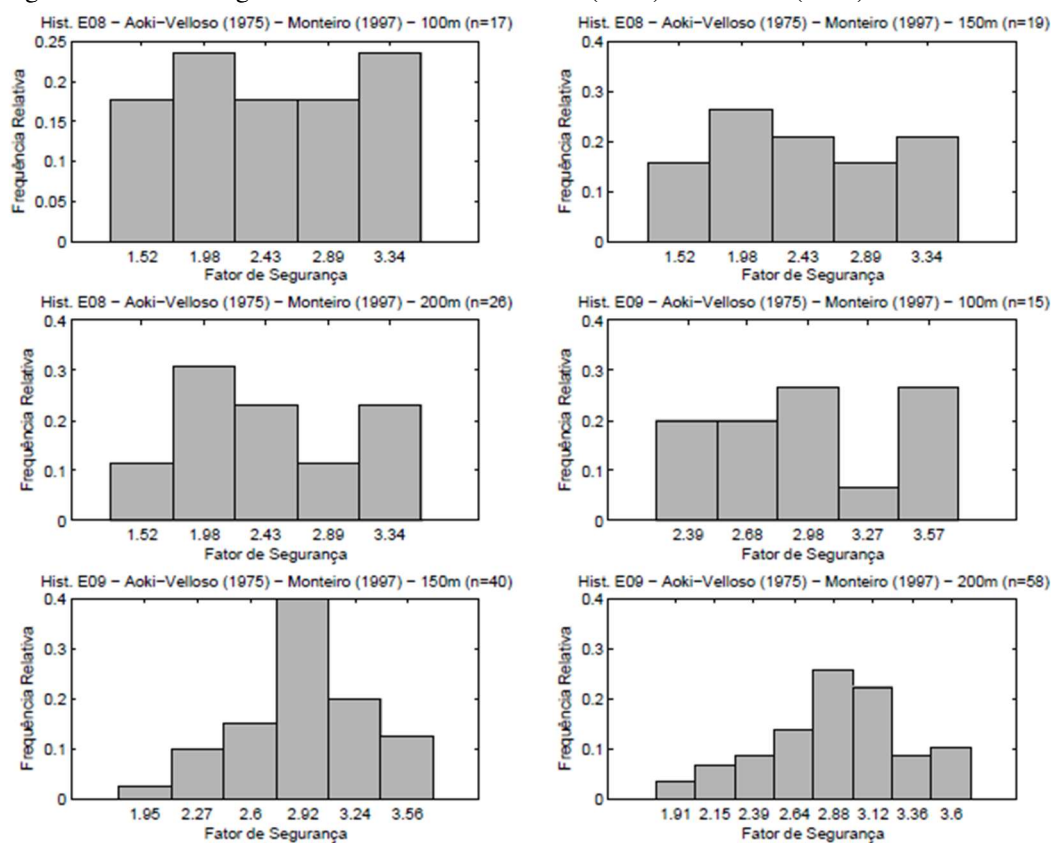
Fonte: Autor

Figura AD.9 – Histogramas método de Aoki-Velloso (1975) – Monteiro (1997) – Estacas E06 e E07



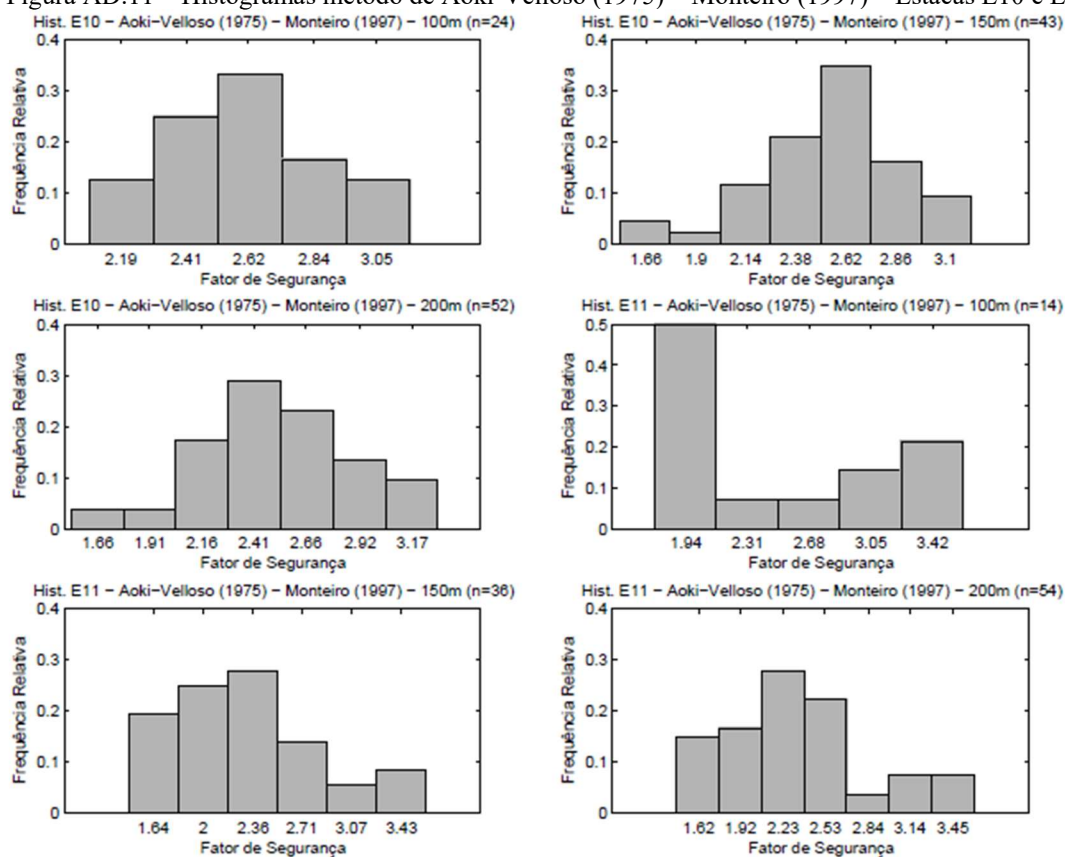
Fonte: Autor

Figura AD.10 – Histogramas método de Aoki-Velloso (1975) – Monteiro (1997) – Estacas E08 e E09



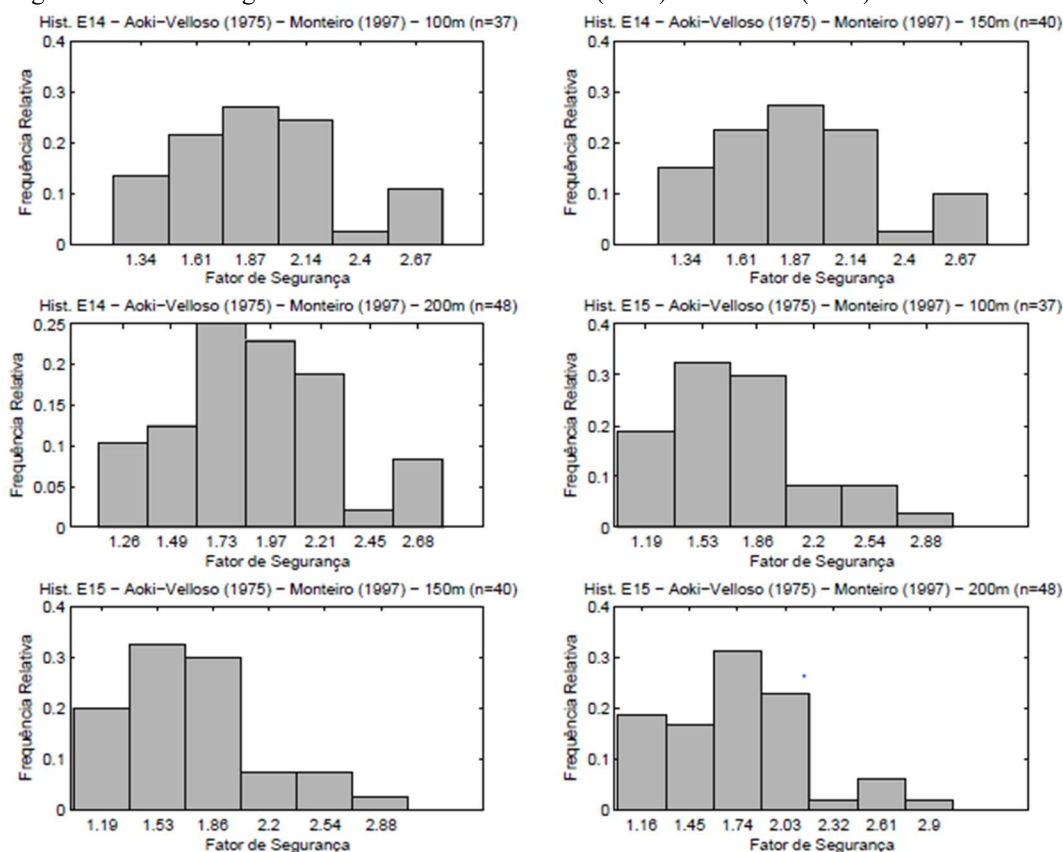
Fonte: Autor

Figura AD.11 – Histogramas método de Aoki-Velloso (1975) – Monteiro (1997) – Estacas E10 e E11



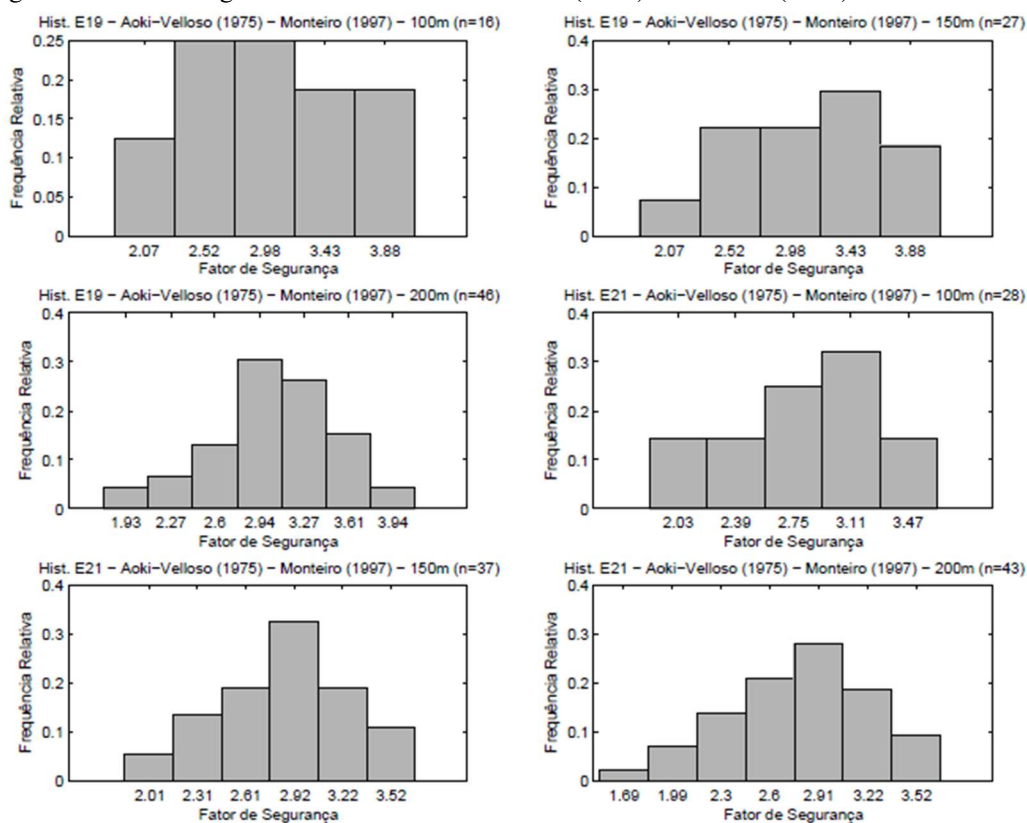
Fonte: Autor

Figura AD.12 – Histogramas método de Aoki-Velloso (1975) – Monteiro (1997) – Estacas E14 e E15



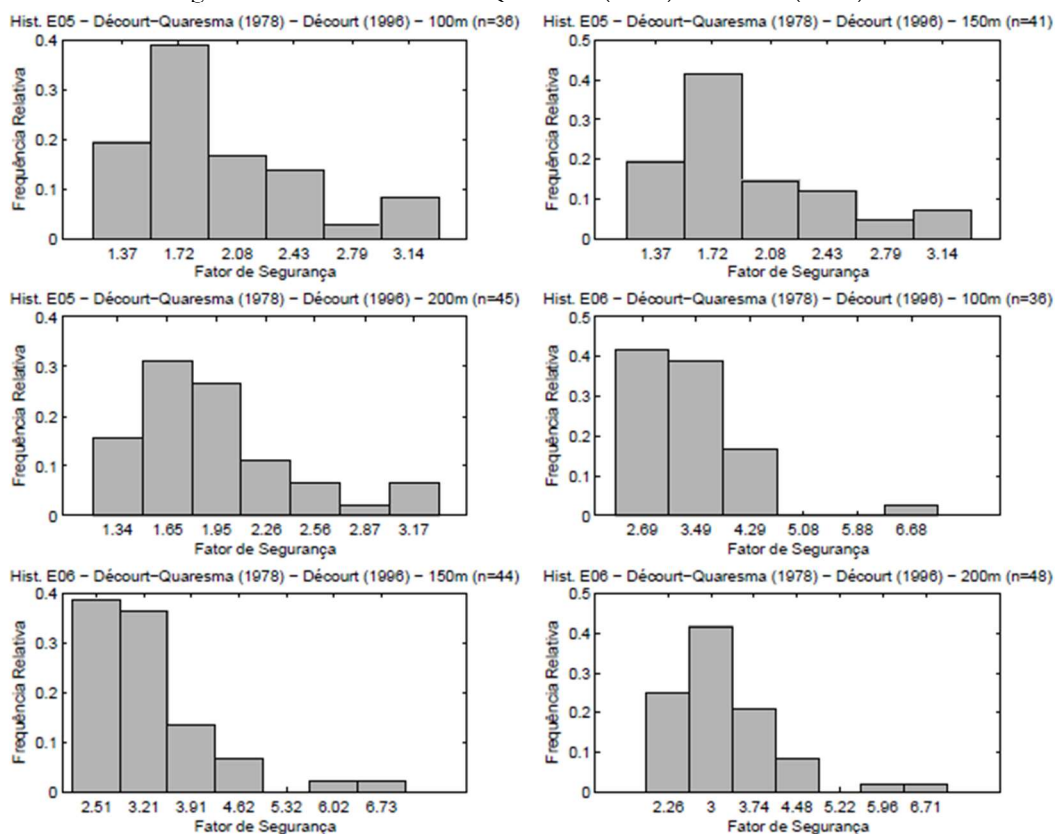
Fonte: Autor

Figura AD.13 – Histogramas método de Aoki-Velloso (1975) – Monteiro (1997) – Estacas E19 e E21



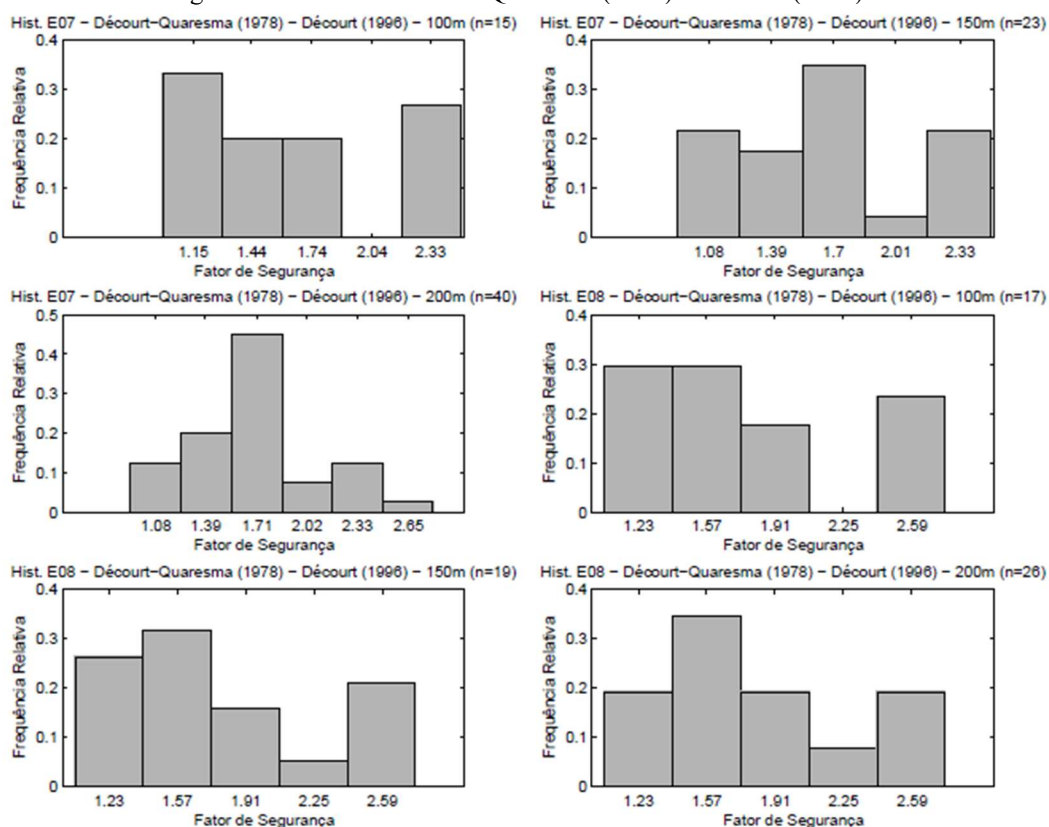
Fonte: Autor

Figura AD.14 – Histogramas método de Décourt-Quaresma (1978) – Décourt (1996) – Estacas E05 e E06



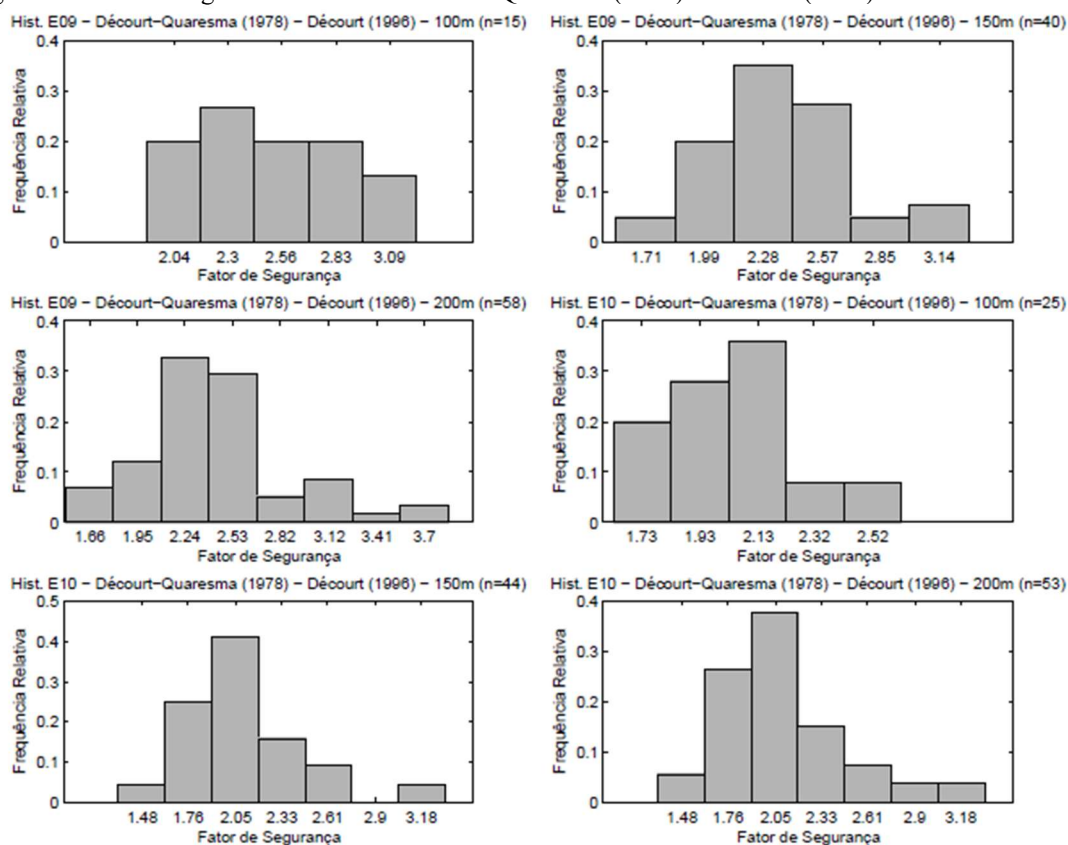
Fonte: Autor

Figura AD.15 – Histogramas método de Décourt-Quaresma (1978) – Décourt (1996) – Estacas E07 e E08



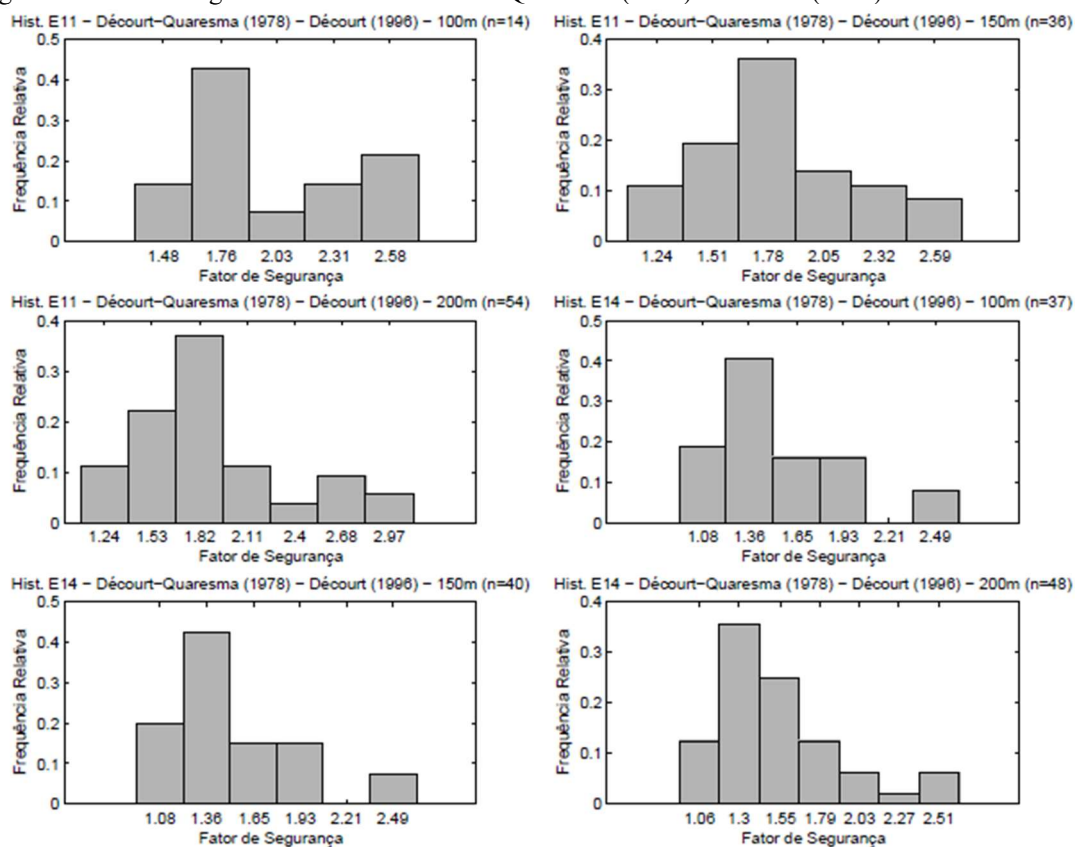
Fonte: Autor

Figura AD.16 – Histogramas método de Décourt-Quaresma (1978) – Décourt (1996) – Estacas E09 e E10



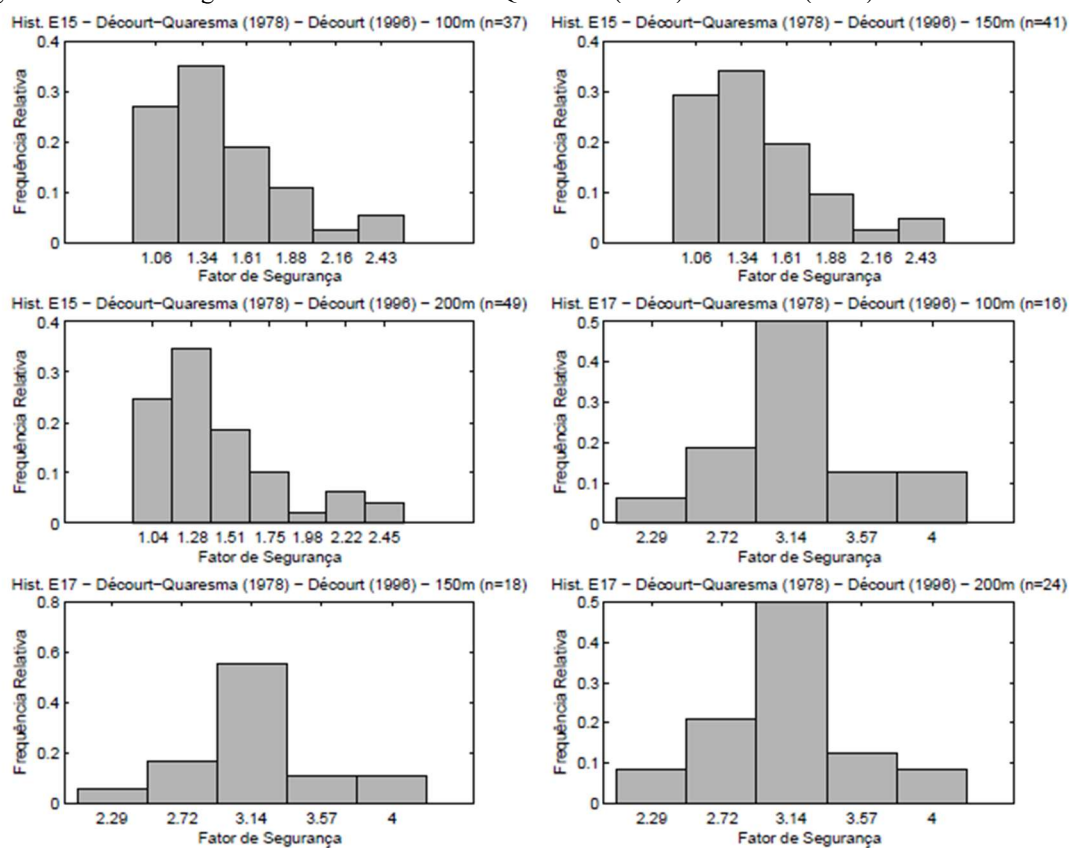
Fonte: Autor

Figura AD.17 – Histogramas método de Décourt-Quaresma (1978) – Décourt (1996) – Estacas E11 e E14



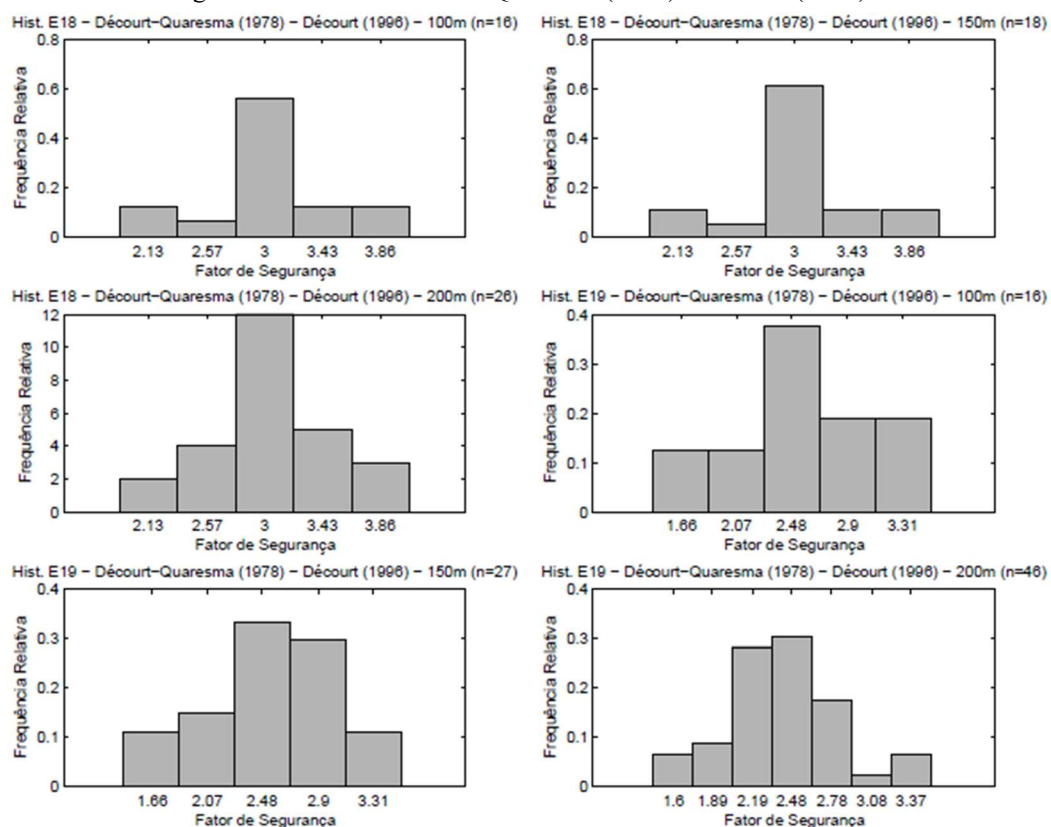
Fonte: Autor

Figura AD.18 – Histogramas método de Décourt-Quaresma (1978) – Décourt (1996) – Estacas E15 e E17



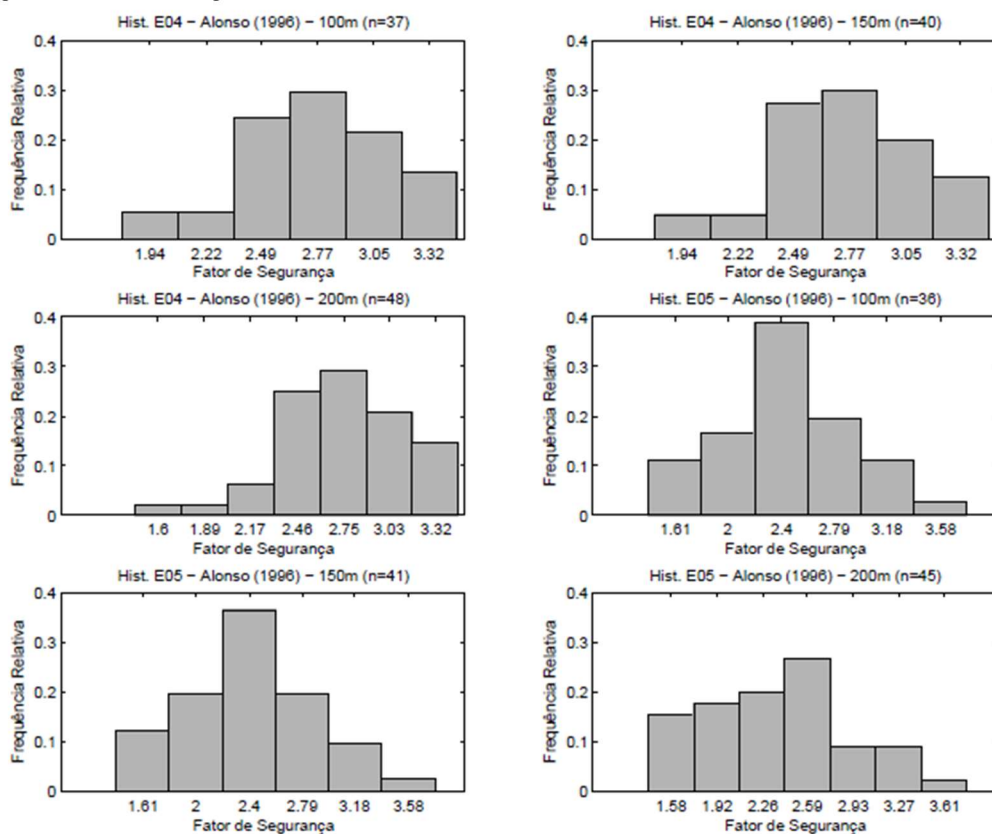
Fonte: Autor

Figura AD.19 – Histogramas método de Décourt-Quaresma (1978) – Décourt (1996) – Estacas E18 e E19



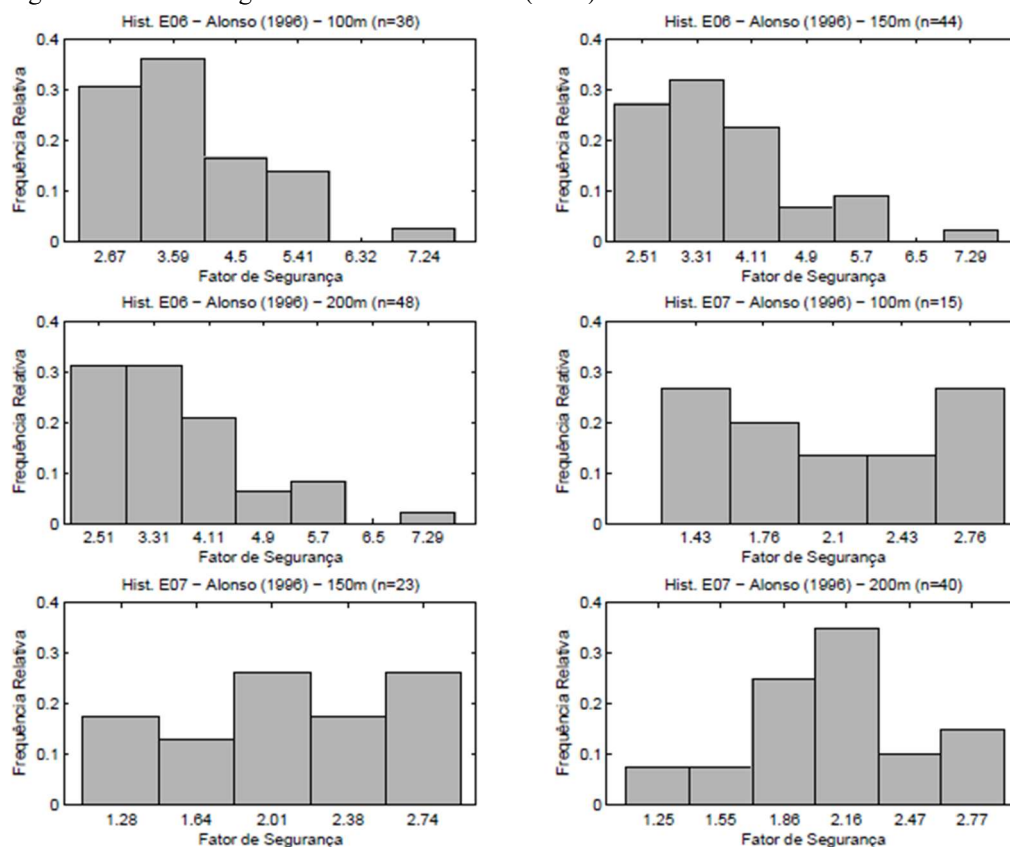
Fonte: Autor

Figura AD.20 – Histogramas método de Alonso (1996) – Estacas E04 e E05



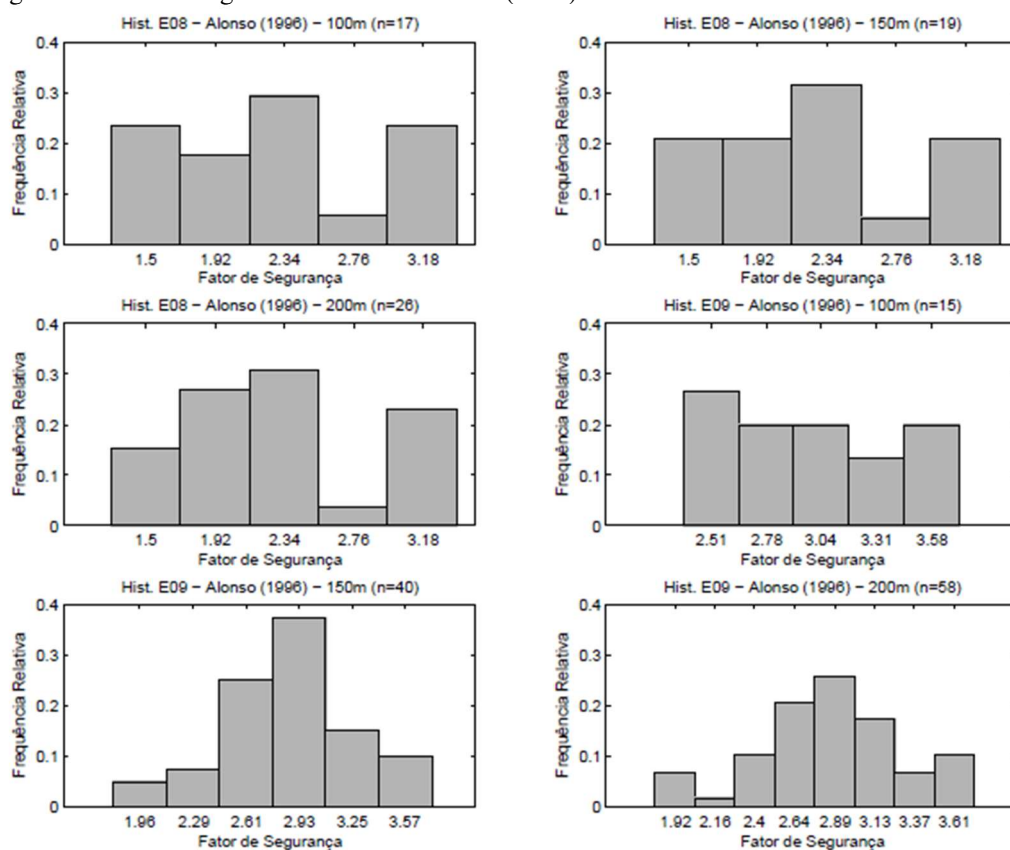
Fonte: Autor

Figura AD.21 – Histogramas método de Alonso (1996) – Estacas E06 e E07



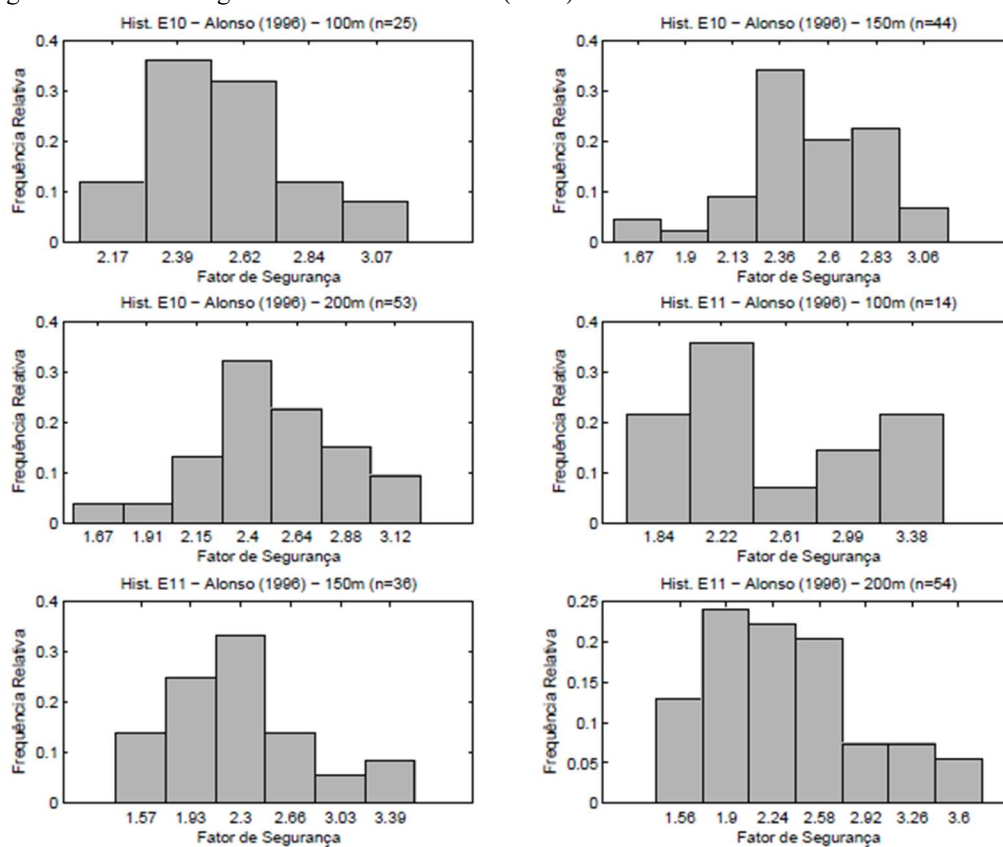
Fonte: Autor

Figura AD.22 – Histogramas método de Alonso (1996) – Estacas E08 e E09



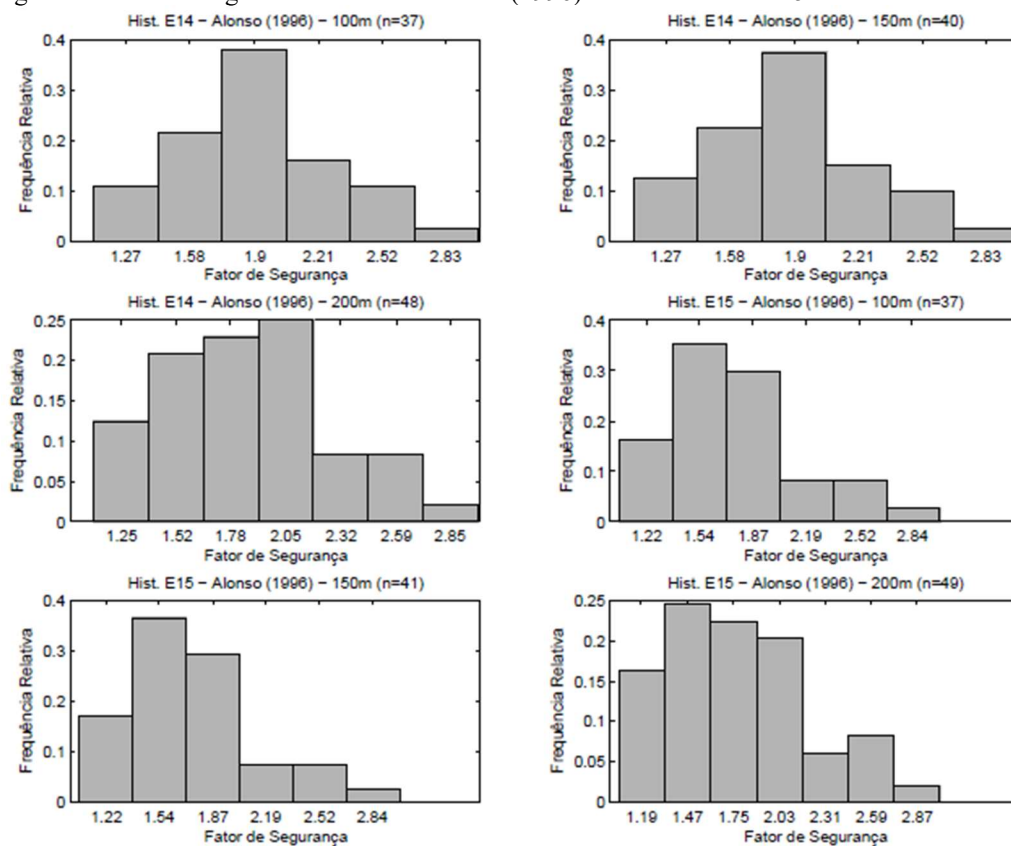
Fonte: Autor

Figura AD.23 – Histogramas método de Alonso (1996) – Estacas E10 e E11



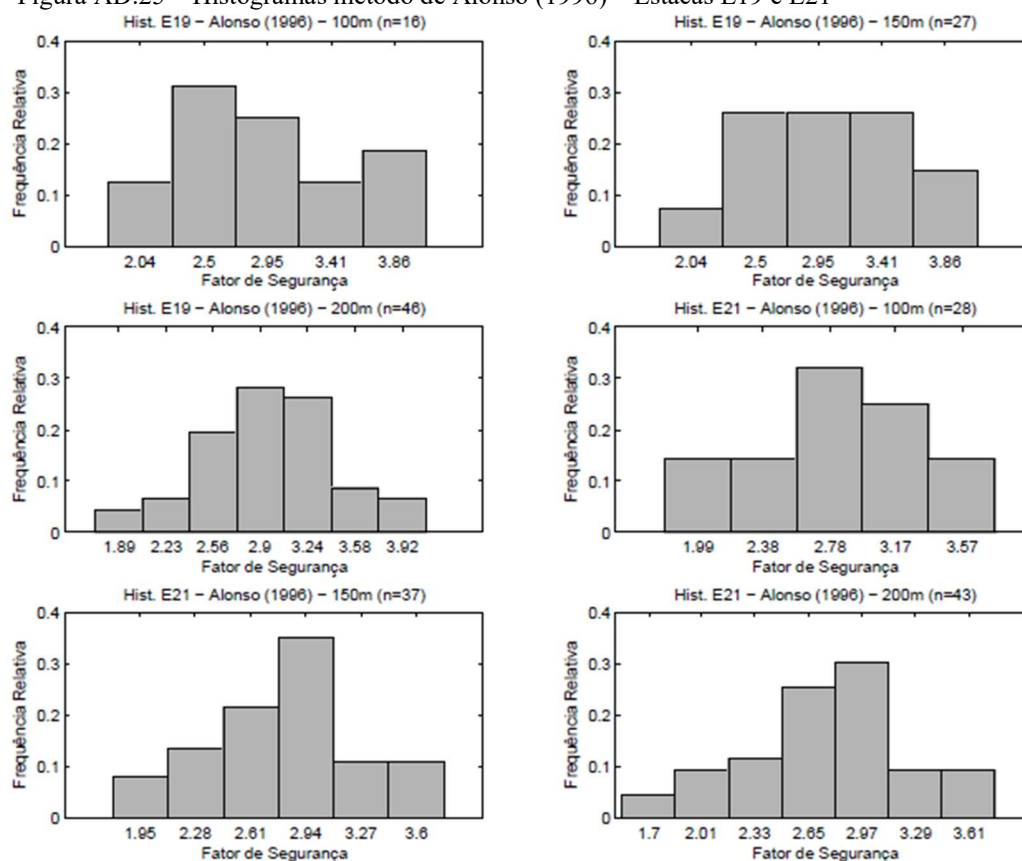
Fonte: Autor

Figura AD.24 – Histogramas método de Alonso (1996) – Estacas E14 e E15



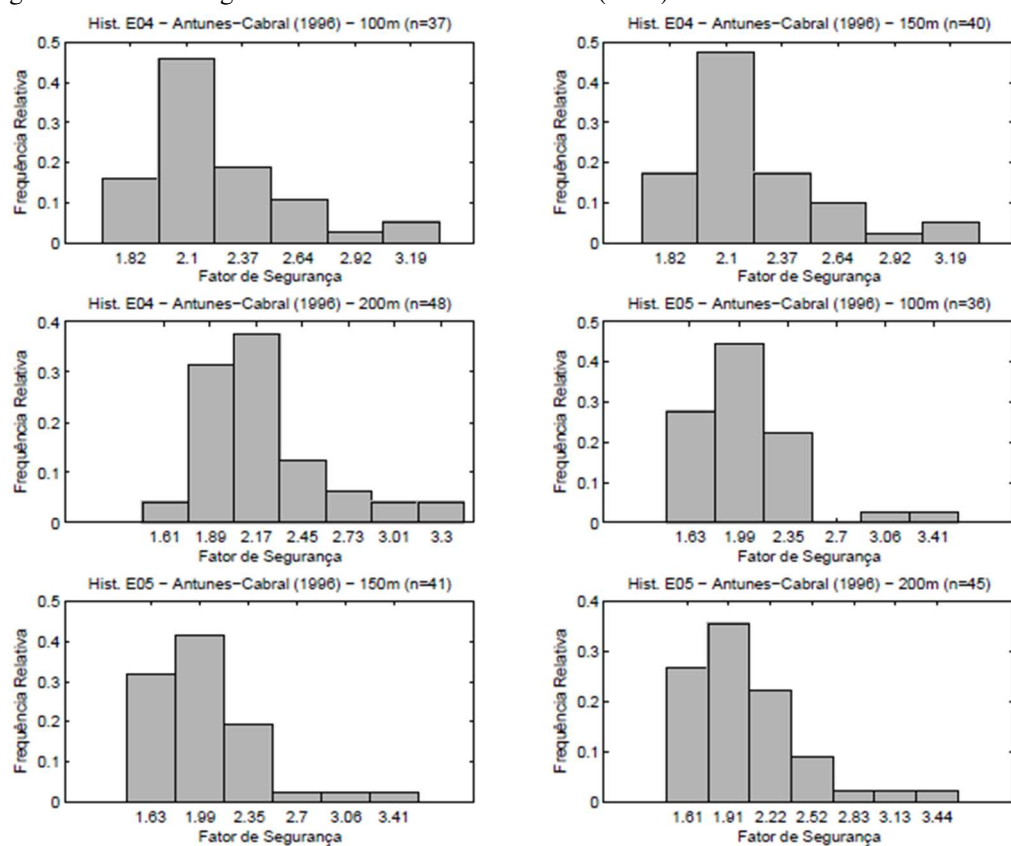
Fonte: Autor

Figura AD.25 – Histogramas método de Alonso (1996) – Estacas E19 e E21



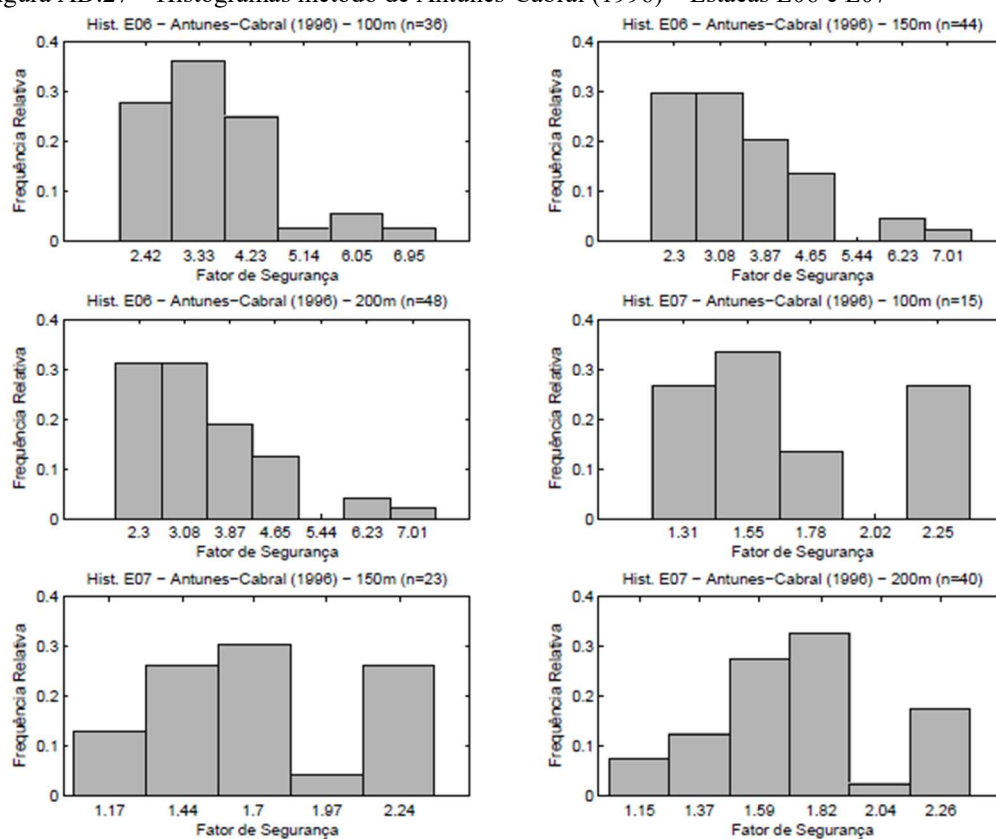
Fonte: Autor

Figura AD.26 – Histogramas método de Antunes-Cabral (1996) – Estacas E04 e E05



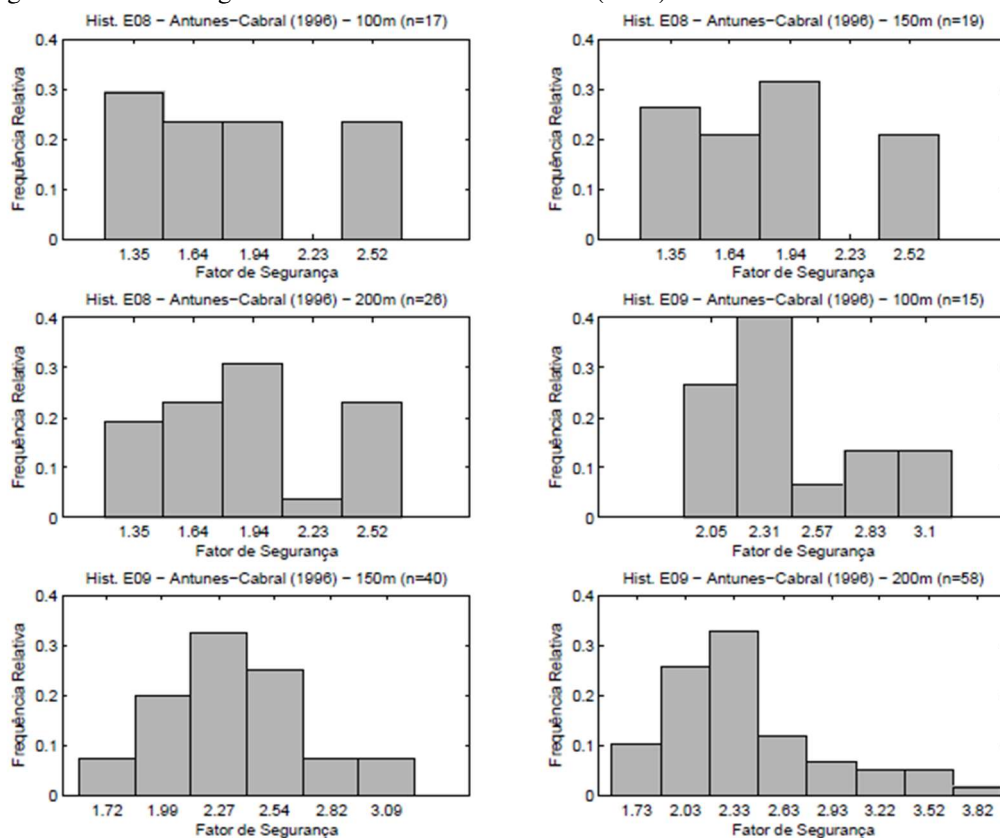
Fonte: Autor

Figura AD.27 – Histogramas método de Antunes-Cabral (1996) – Estacas E06 e E07



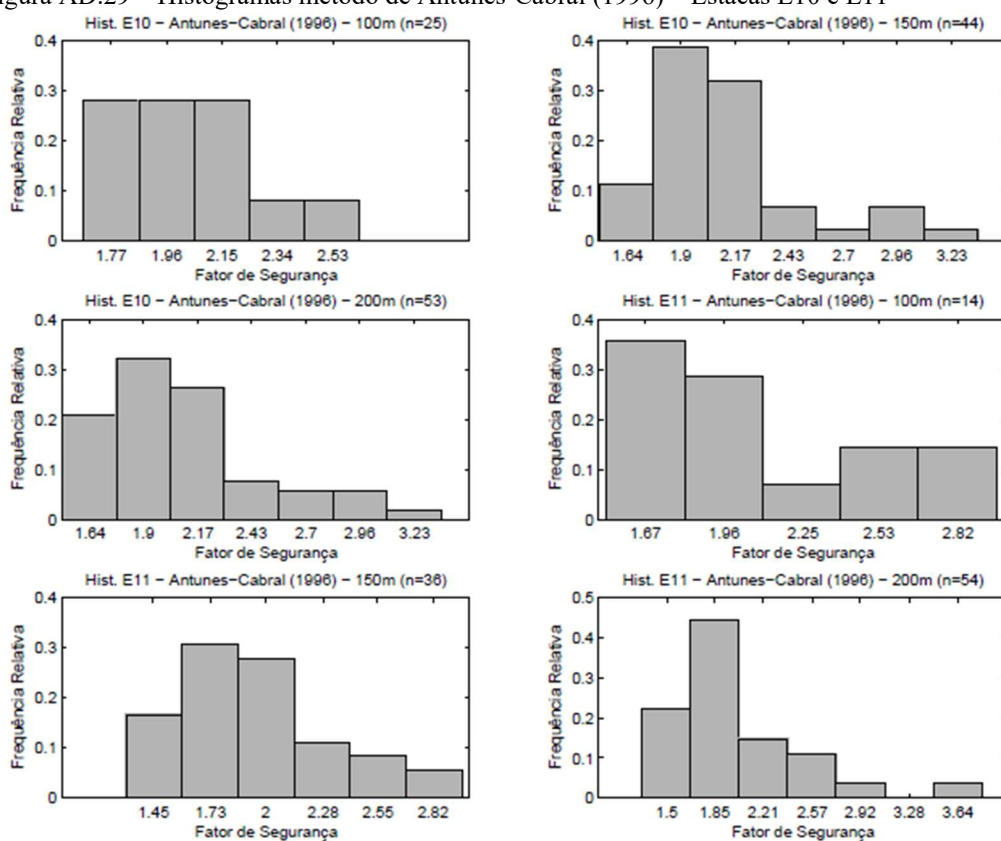
Fonte: Autor

Figura AD.28 – Histogramas método de Antunes-Cabral (1996) – Estacas E08 e E09



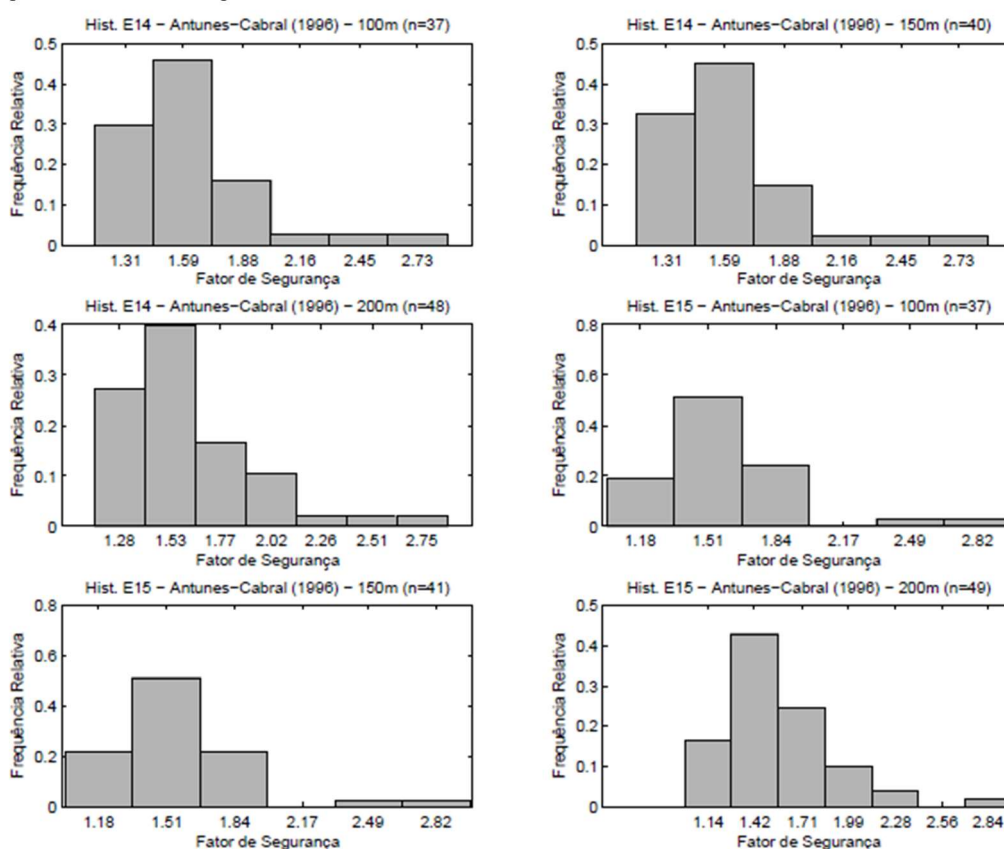
Fonte: Autor

Figura AD.29 – Histogramas método de Antunes-Cabral (1996) – Estacas E10 e E11



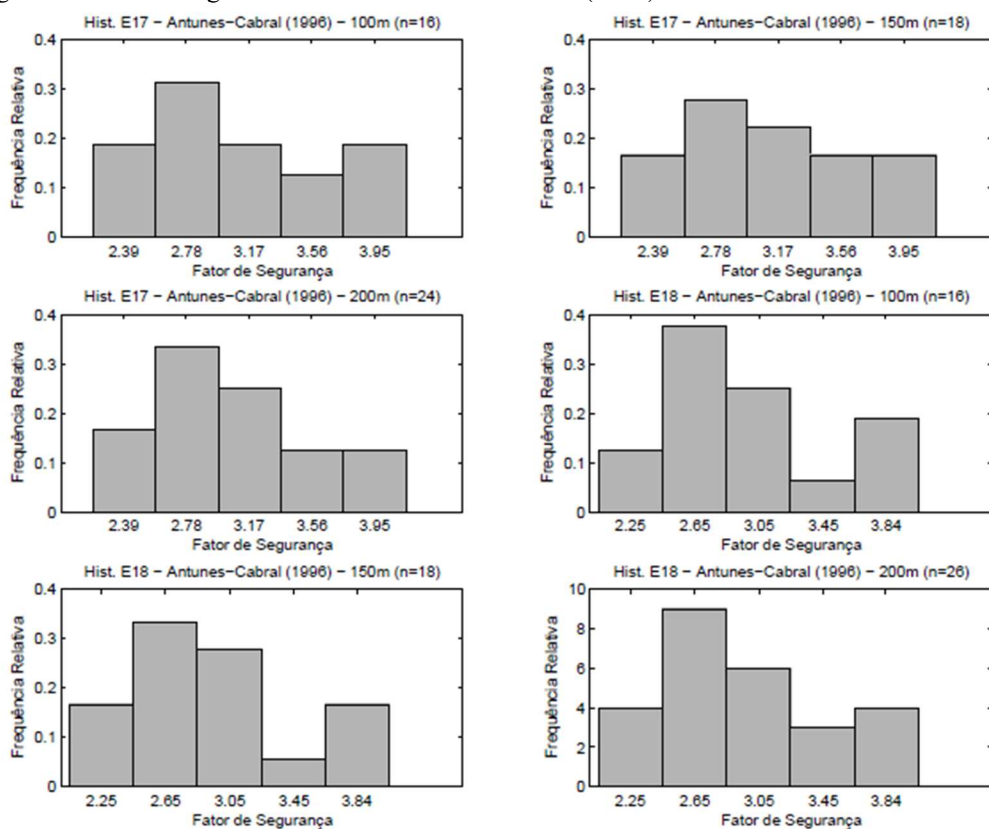
Fonte: Autor

Figura AD.30 – Histogramas método de Antunes-Cabral (1996) – Estacas E14 e E15



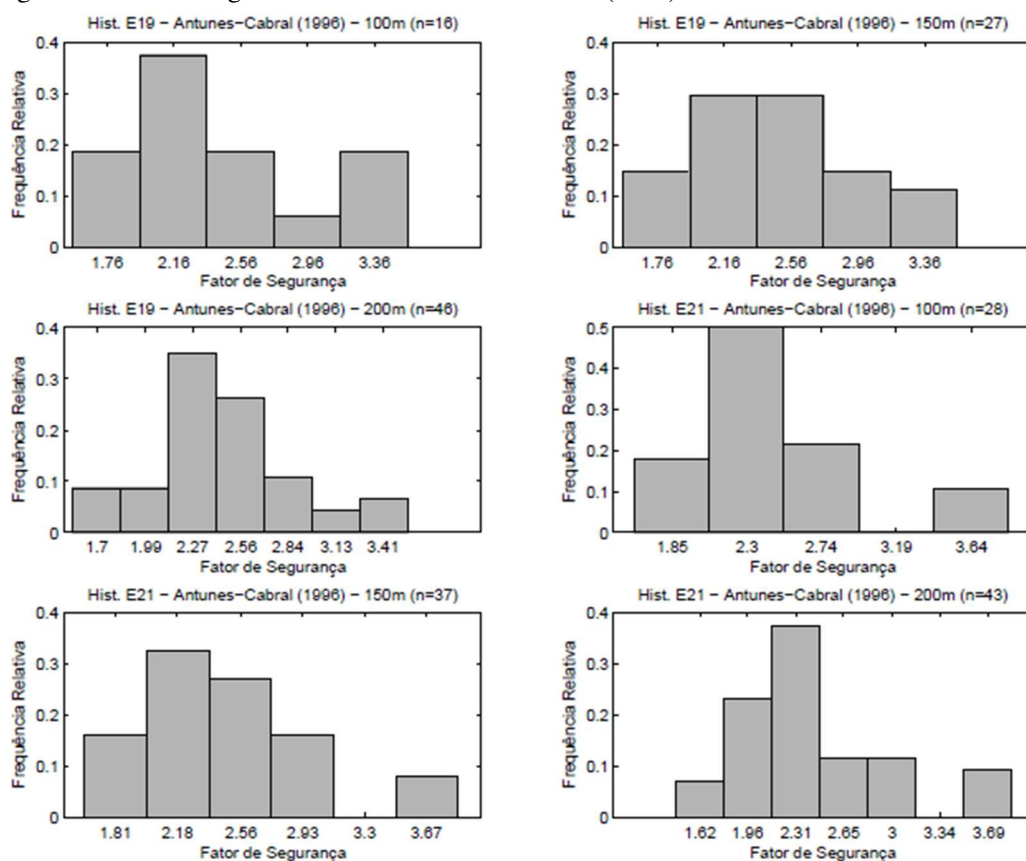
Fonte: Autor

Figura AD.31 – Histogramas método de Antunes-Cabral (1996) – Estacas E17 e E18



Fonte: Autor

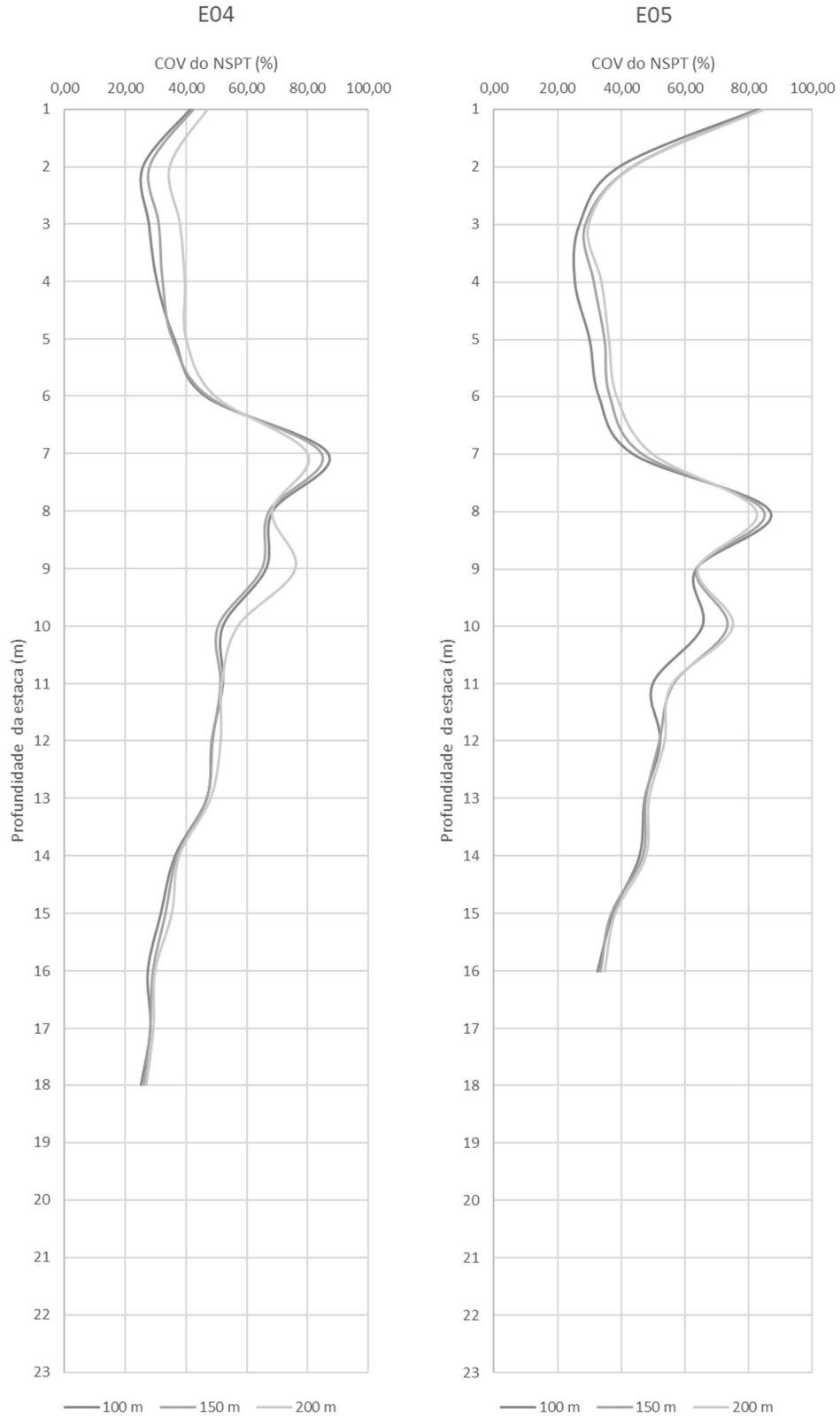
Figura AD.32 – Histogramas método de Antunes-Cabral (1996) – Estacas E19 e E21



Fonte: Autor

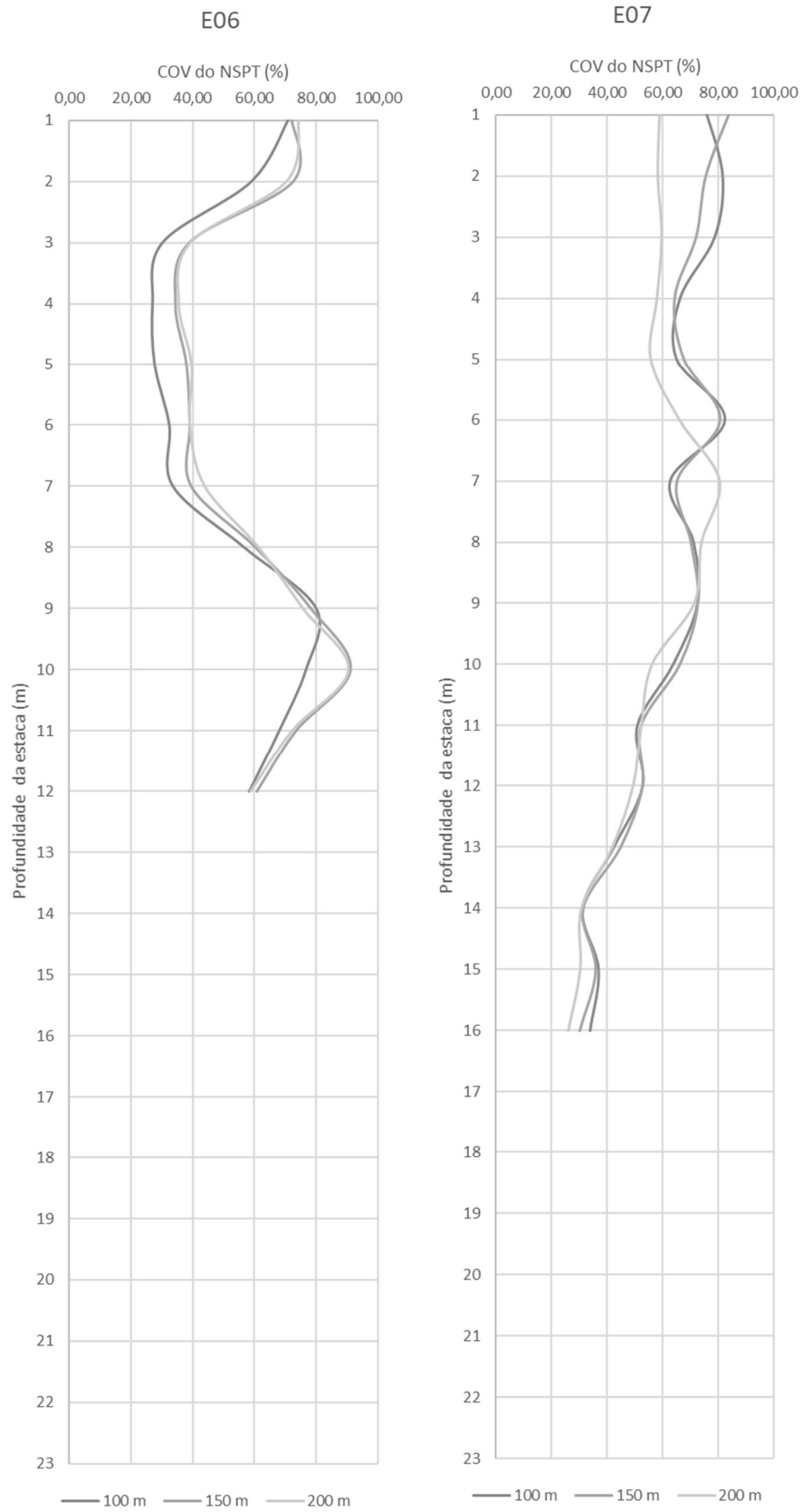
APÊNDICE E

Figura AE.1 – Relação COV do NSPT e profundidade por distância – Estacas E04 e E05



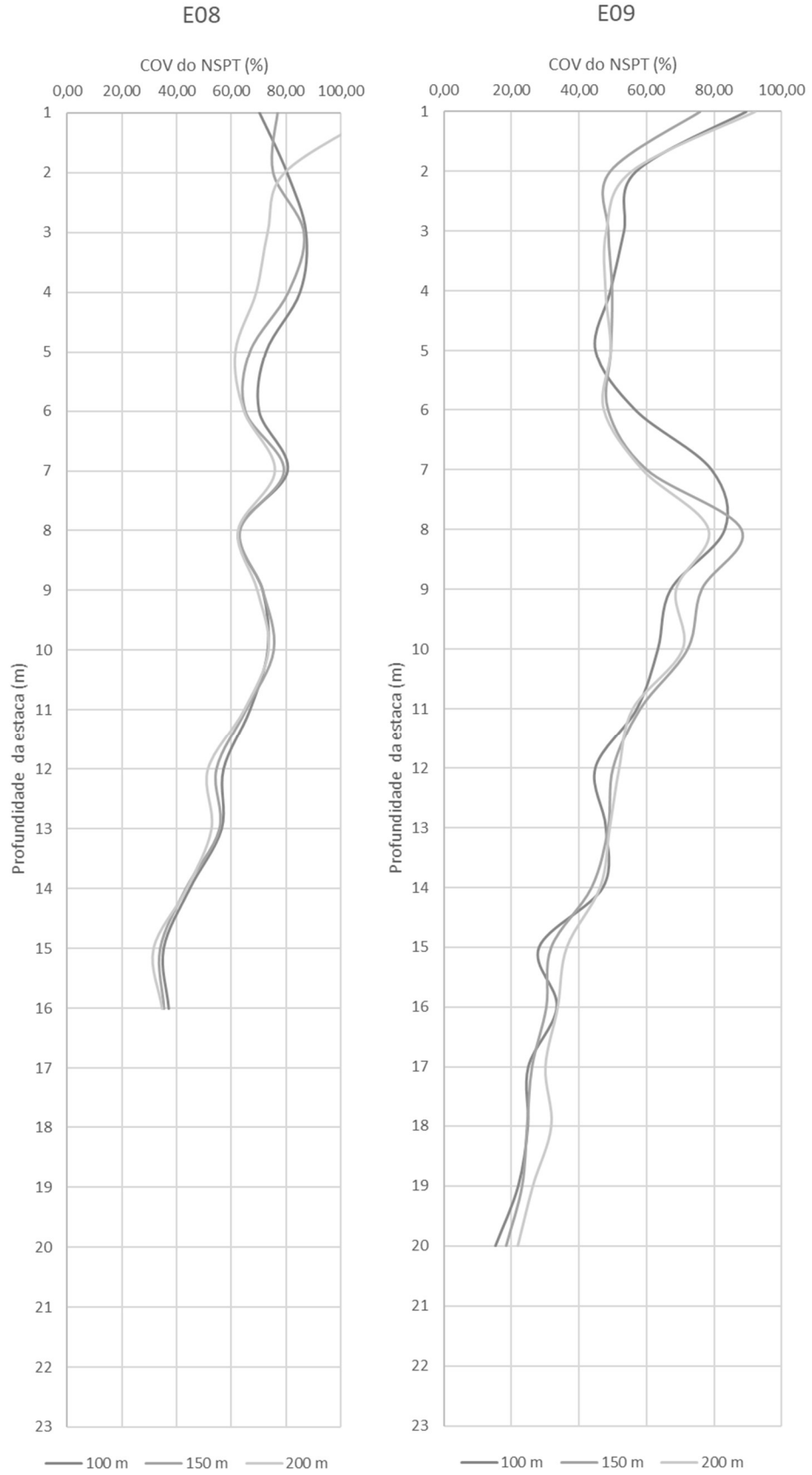
Fonte: Autor

Figura AE.2 – Relação COV do NSPT e profundidade por distância – Estacas E06 e E07



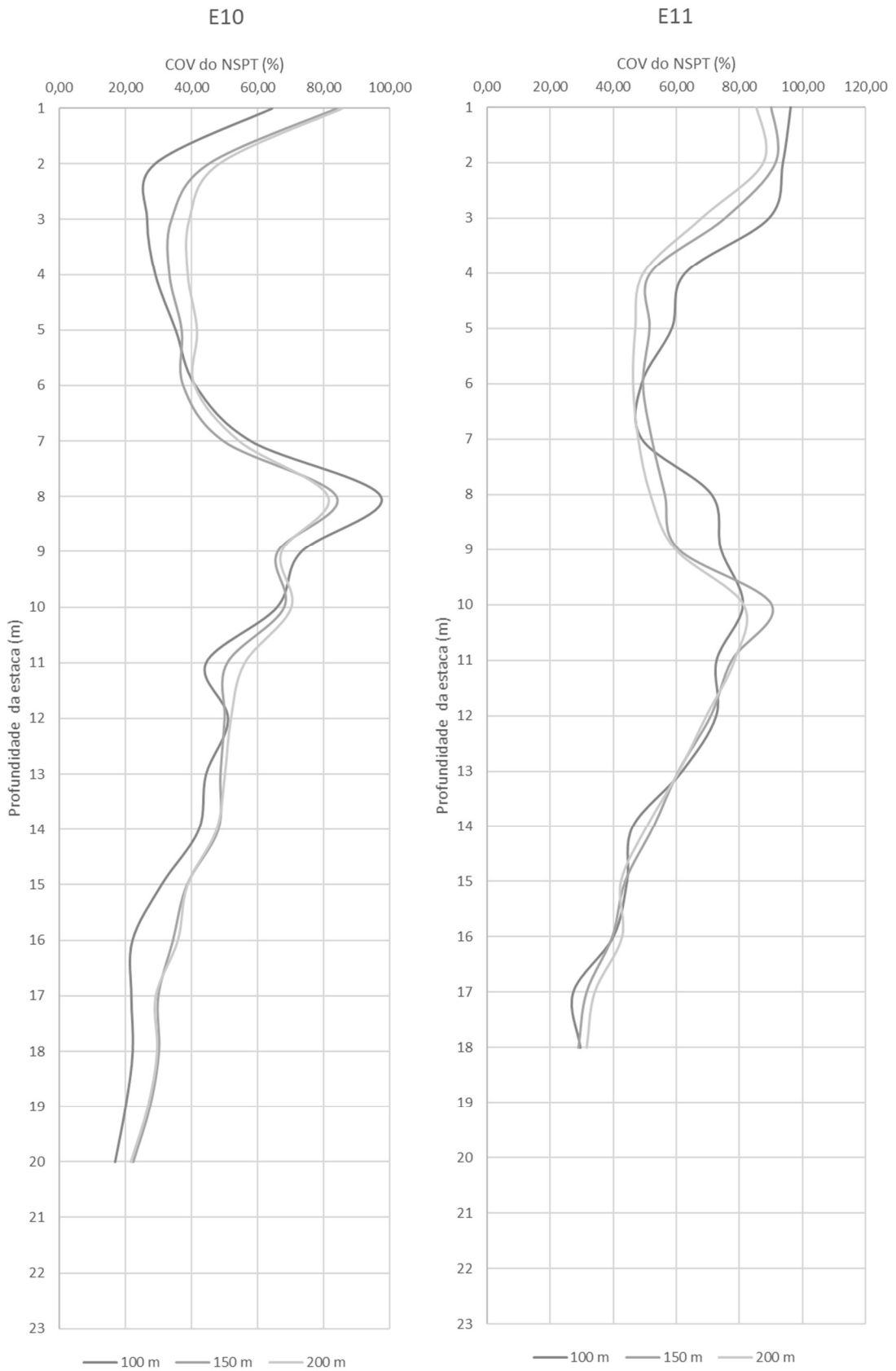
Fonte: Autor

Figura AE.3 – Relação COV do NSPT e profundidade por distância – Estacas E08 e E09



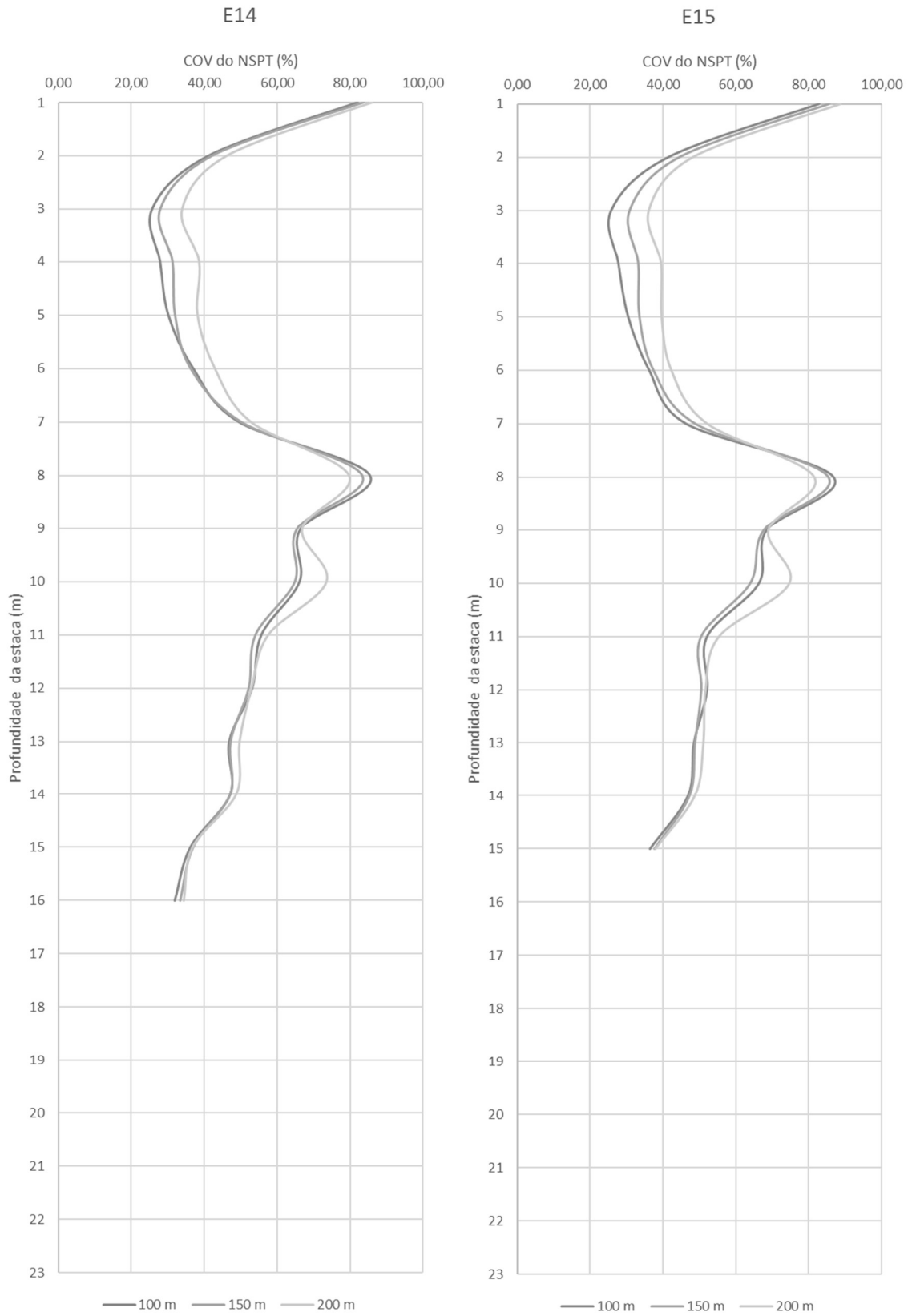
Fonte: Autor

Figura AE.4 – Relação COV do NSPT e profundidade por distância – Estacas E10 e E11



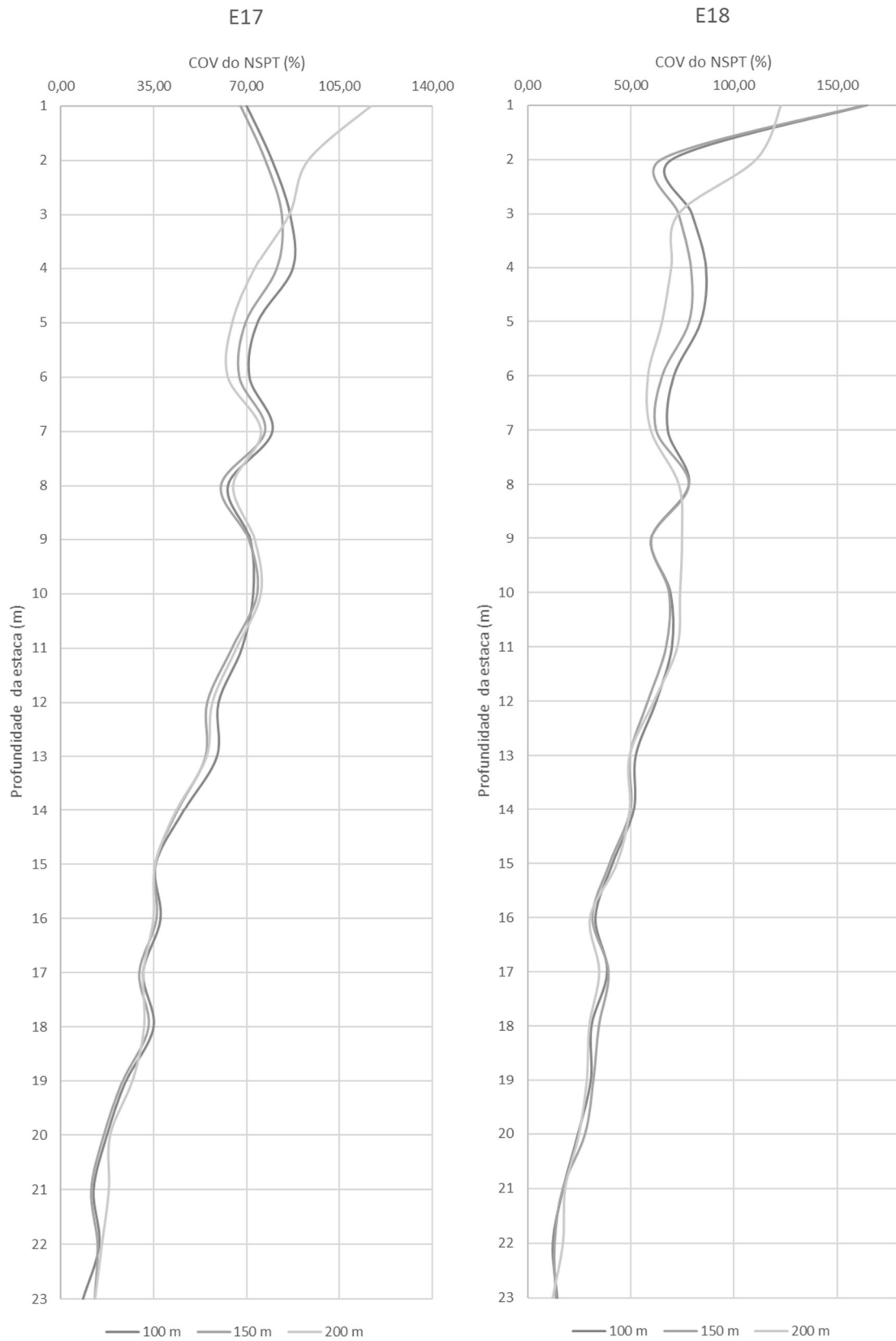
Fonte: Autor

Figura AE.5 – Relação COV do NSPT e profundidade por distância – Estacas E14 e E15



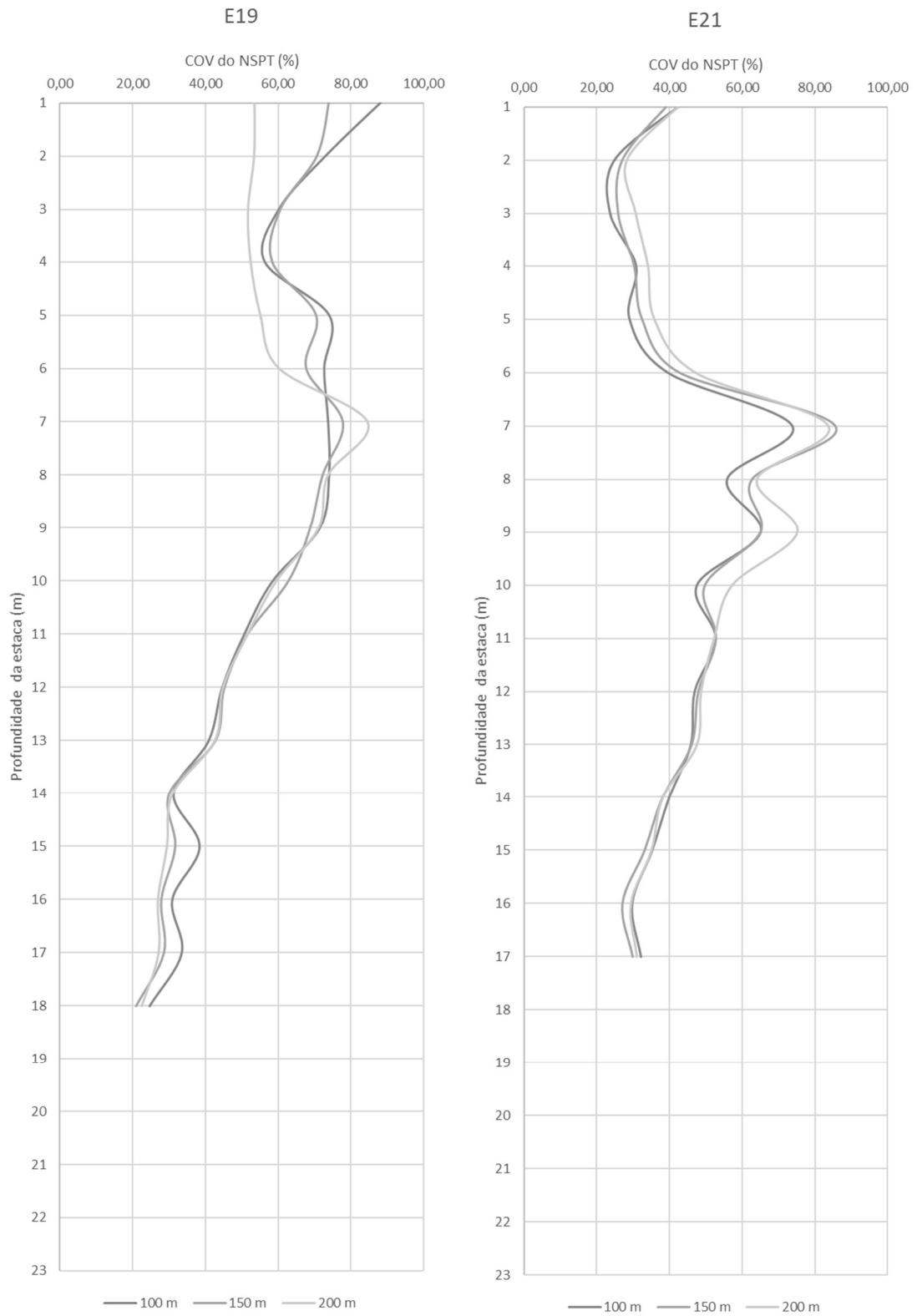
Fonte: Autor

Figura AE.6 – Relação COV do NSPT e profundidade por distância – Estacas E17 e E18



Fonte: Autor

Figura AE.7 – Relação COV do NSPT e profundidade por distância – Estacas E19 e E21



Fonte: Autor