



Universidade Estadual Paulista
"Júlio de Mesquita Filho"

Programa Interunidades

unesp 

Mestrado

Engenharia Civil e Ambiental

HENRIQUE SVIZZERO BONI

**AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE FUNDAÇÕES EM ESTACAS
ESCAVADAS DE PEQUENO DIÂMETRO NA REGIÃO DE BAURU/SP
VIA TEORIA DA CONFIABILIDADE**

Bauru
2018



HENRIQUE SVIZZERO BONI

**AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE FUNDAÇÕES EM ESTACAS
ESCAVADAS DE PEQUENO DIÂMETRO NA REGIÃO DE BAURU/SP
VIA TEORIA DA CONFIABILIDADE**

Dissertação apresentada como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”, Área de Concentração Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Caio Gorla Nogueira



Bauru
2018

Boni, Henrique Svizzero.

Avaliação da segurança de fundações em estacas escavadas de pequeno diâmetro na região de Bauru/SP via Teoria da Confiabilidade / Henrique Svizzero Boni, 2018

162 f.

Orientador: Caio Gorla Nogueira

Dissertação (Mestrado)- Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia, Bauru, 2018

1. Fundações. 2. Estacas escavadas. 3. Projeto de fundações. 4. Probabilidade de falha. 5. Teoria da Confiabilidade. Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia. II. Título.

ATA DA DEFESA PÚBLICA DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO DE HENRIQUE SVIZZERO BONI, DISCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL, DA FACULDADE DE ENGENHARIA - CÂMPUS DE BAURU.

Aos 06 dias do mês de novembro do ano de 2018, às 09:00 horas, no(a) Anfiteatro da Seção Técnica de Pós-graduação da FEB, reuniu-se a Comissão Examinadora da Defesa Pública, composta pelos seguintes membros: Prof. Dr. CAIO GORLA NOGUEIRA do(a) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / Faculdade de Engenharia de Bauru - UNESP, Prof. Dr. HERALDO LUIZ GIACHETI - Orientador(a) do(a) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / Faculdade de Engenharia de Bauru - UNESP, Prof. Dr. NELSON AOKI do(a) Geotecnia / Escola de Engenharia de São Carlos- USP, sob a presidência do primeiro, a fim de proceder a arguição pública da DISSERTAÇÃO DE MESTRADO de HENRIQUE SVIZZERO BONI, intitulada **AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS VIA TEORIA DA CONFIABILIDADE**. Após a exposição, o discente foi arguido oralmente pelos membros da Comissão Examinadora, tendo recebido o conceito final: APROVADO . Nada mais havendo, foi lavrada a presente ata, que após lida e aprovada, foi assinada pelos membros da Comissão Examinadora.

Prof. Dr. CAIO GORLA NOGUEIRA 

Prof. Dr. HERALDO LUIZ GIACHETI 

Prof. Dr. NELSON AOKI 

PROPOSTA DE ALTERAÇÃO DO TÍTULO

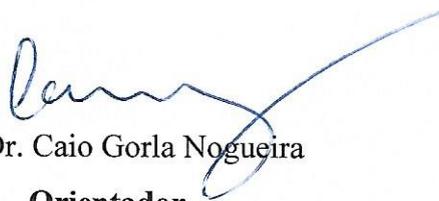
A BANCA EXAMINADORA PROPÕE A ALTERAÇÃO DO TÍTULO DO TRABALHO DO ALUNO: **HENRIQUE SVIZZERO BONI**

DE: "AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS VIA TEORIA DA CONFIABILIDADE"

PARA:

AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE FUNDAÇÕES em estacas
escavadas de pequeno diâmetro na região de
Bauru via teoria da confiabilidade.

Bauru, 06 de novembro de 2018.



Prof. Dr. Caio Gorla Nogueira

Orientador

Dedicatória

Dedico este trabalho a Deus
Aos meus pais, José Luiz e Edley
A minha irmã Débora

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por iluminar meus caminhos e tornar possível a realização de mais uma etapa da minha vida. Aos meus pais, José Luiz e Edley, meus maiores exemplos, pelo amor incondicional e por todo apoio que sempre me deram. A minha querida irmã Débora, pelos incentivos e por estar presente em todos momentos da minha vida. Amo vocês. Agradeço ainda ao restante da minha família: meus avós maternos Luiz e Nilva, pelo amor e carinho. Aos meus avós paternos, Ivone e Domingos (*in memoriam*), que sempre incentivaram o estudo. Aos meus tios e primos que estiveram ao meu lado nessa caminhada.

Ao Prof. Dr. Caio Gorla Nogueira, orientador desta dissertação, que não mediu esforços para me orientar. Obrigado pela amizade, por toda dedicação e apoio que me foi concedido. Meus sinceros agradecimentos “mestre”.

Ao Prof. Dr. Roger Augusto Rodrigues, pela confiança depositada em mim desde os tempos da graduação. Obrigado pelos auxílios, sugestões e por ser um grande incentivador. Sua amizade e apoio foram fundamentais para eu chegar até aqui.

Ao Prof. Dr. Heraldo Luiz Giacheti, pela enorme contribuição a este trabalho, por todas orientações e ensinamentos. Agradeço imensamente a amizade e as diversas conversas inspiradoras. Grato por tudo.

A todos os professores e funcionários do departamento de Engenharia Civil da UNESP/Bauru, em especial aos profs. da área de geotécnica, Anna Silvia Palcheco Peixoto e Paulo César Lodi. Agradeço ainda aos demais professores da graduação, que fizeram parte da minha formação como engenheiro, e também aos professores do programa da pós-graduação da UNESP, que colaboraram para o aprimoramento dos meus conhecimentos.

Aos meus amigos de pós-graduação, Alfredo, Junior, Breno, Roberto, e a todos os demais amigos da pós e da graduação, pela amizade e companheirismo.

A Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho pelo mestrado realizado.

E por fim, agradeço a todos que contribuíram para que fosse possível a realização deste trabalho.

RESUMO

BONI, H.S. (2018) **Avaliação da segurança de fundações em estacas escavadas de pequeno diâmetro na região de Bauru/SP via Teoria da Confiabilidade**. *Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”, Bauru, 2018.*

Esta pesquisa apresenta uma abordagem probabilística do projeto de fundações por estacas escavadas via Teoria da Confiabilidade, em que os parâmetros de resistência do sistema estaca-solo e os carregamentos atuantes são considerados como variáveis aleatórias para avaliar a probabilidade de falha de cada estaca do projeto. Dois métodos semi-empíricos de previsão da capacidade de carga foram usados, em conjunto com resultados de ensaios de campo, SPT e CPT para caracterização do solo e definição das incertezas dos parâmetros de resistência do sistema estaca-solo. O método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM) foi empregado na avaliação da probabilidade de falha de cada estaca do projeto. O projeto de fundações para um edifício hipotético de três andares em estrutura convencional de concreto armado e instalado em um perfil de solo arenoso é apresentado para mostrar como a abordagem probabilística proposta pode ser aplicada em um caso prático. As distribuições das variáveis aleatórias definidas pelos valores NSPT e CPT, bem como a resistência lateral e de ponta das estacas foram calculadas pelos dois métodos semi-empíricos mais utilizados no Brasil para previsão da capacidade de carga das estacas. As análises de confiabilidade permitiram identificar as diferenças nos métodos de previsão e forneceram a estimativa da probabilidade de falha como medida de avaliação da segurança. Observou-se que os valores obtidos para os índices de confiabilidade e probabilidades de falha associados aos elementos isolados de fundação dependem diretamente da abordagem adotada na determinação da variabilidade dos parâmetros de resistência do sistema estaca-solo. A proposta possibilita ainda que os conceitos de probabilidade sejam incorporados aos métodos de dimensionamento geotécnico, sendo, portanto, uma ferramenta importante na avaliação da segurança e na tomada de decisões, além de discutir os fatores de segurança que podem nem sempre garantir a segurança de uma fundação.

Palavras-chave: Fundações; Estacas escavadas; Projeto de fundações; Probabilidade de falha; Teoria da Confiabilidade.

ABSTRACT

BONI, H.S. (2018). **Safety assessment of small diameter bored piles in Bauru/SP region by reliability theory**. Dissertação de Mestrado. *Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista “Júlio Mesquita Filho”, Bauru, 2018.*

This research presents a probabilistic analysis of bored pile foundations in the design phase via reliability theory, where strength and loads are considered as random variables to assess the probability of failure of it piles. Two semi-empirical predicting methods of pile bearing capacity were employed. Standard Penetration Test (SPT) and CPT were used to site characterization and to define the uncertainties the soil strength parameters. The First Order Reliability Method (FORM) was employed for assessing the failure probability of it pile. The design of the foundation elements for a three floors hypothetical building designed in reinforced concrete and installed in a sandy soil profile is presented to show how the proposed probabilistic approach can be applied in a practical case. The distributions of the random variables defined by the NSPT and CPT values as well as the lateral and tip resistances of the piles were calculated by the two mostly used semi-empirical method in Brazil for bearing capacity prediction. The reliability analysis allowed identify the differences in the prediction methods and provided the probability estimative against security. It was observed that the values for reliability indexes and failure probabilities of isolated foundation elements depend directly on the approach for determining the variability of the pile-soil resistance parameters. The proposal allows the probability concepts to be incorporated into a design method in the foundations projects as an important tool in safety assessment and decision-making, as well as to discuss the safety factors, which not always guarantee the foundation safety.

Keywords: Foundations, Bored Piles, Foundation Design, Failure probability, Reliability Theory.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1– Parcelas de resistência de ponta R_p e lateral R_L que constituem a capacidade de carga (CINTRA e AOKI, 2010).....	6
Figura 2.2–Esquema SPT.....	10
Figura 2.3–Número de golpes do SPT.....	11
Figura 2.4–Figura representativa do ensaio SPT - notas de aula (GIACHETI,2016).	11
Figura 2.5–Ponteira do ensaio de cone mecânico de Begemann (GIACHETI, 2013).	13
Figura 2.6– Desenho esquemático do piezocone e terminologia utilizada (QUARESMA et al., 1996) apud (GIACHETI, 2001).	13
Figura 2.7– Carta de classificação de solos proposta por (ROBERTSON et al., 1986).	14
Figura 2.8 – Equilíbrio estático da fundação (Aoki, 2005).	20
Figura 2.9 – Métodos de verificação da segurança (Silva, 2006).	21
Figura 2.10 – Localização da área da pesquisa (LOBO, 1991).	25
Figura 3.1 –Exemplo de possíveis FDA e FDP de variáveis aleatórias discretas e contínuas (NOGUEIRA, 2010).	29
Figura 3.2 –Exemplo de regiões de segurança e de falha para duas variáveis aleatórias (NOGUEIRA, 2010).....	31
Figura 3.3 – Definição dos domínios de falha e de sobrevivência a partir das funções marginais e conjunta de probabilidades (MELCHERS, 2002).....	32
Figura 3.4 – Função densidade de probabilidade da sollicitação, da resistência e definição da probabilidade de falha, adaptado de (BARROS, 2012) <i>apud</i> (CINTRA e AOKI, 2010).	33
Figura 3.5 – Efeito das dispersões de $f_R(r)$ e $f_S(s)$ sobre a região de interferência entre as curvas e a probabilidade de falha, adaptado de (CASTRO, 1997).	33
Figura 3.6 – Probabilidade de falha em função da margem de segurança (Castro, 1997).	34
Figura 3.7 – Margem de segurança e respectivo índice de confiabilidade, adaptado de (SILVA, 2006).	35
Figura 3.8 –Definição do índice de confiabilidade no espaço normal-padrão (NOGUEIRA, 2010).	36
Figura 3.9 – Transformação do espaço físico original para o espaço normal-padrão não correlacionado (Choi & Youn, 2001 apud LOPES, 2007).	40
Figura 3.10 – Probabilidade de falha e consequências da falha (Whitman, 1984) apud (AOKI, 2005).	41
Figura 3.11–Fluxograma do procedimento da análise Local de confiabilidade, adaptado de (Giacon Junior, 2017).	43
Figura 3.12 –Interface de entrada dos dados no programa RELgen.	44
Figura 3.13 –Interface de entrada dos dados via arquivo texto no programa RELgen.....	45
Figura 3.14 – Interface de saída dos resultados no programa RELgen.	46
Figura 4.1 – Mapa de localização da área de estudo na UNESP-Bauru. Fonte: Google Earth (2018).	53
Figura 4.2 – Locação das sondagens na área 01.	53

Figura 4.3 – Distribuição das unidades litoestratigráficas aflorantes do Grupo Bauru no Estado de São Paulo (IPT, 1981 apud PAULA E SILVA et al. 2005)	55
Figura 4.4 – Planta de locação das sondagens SPT na Área 01.	55
Figura 4.5 –Traçado dos perfis desenvolvidos nas sondagens da Portaria 2.	57
Figura 4.6 –Perfil do subsolo traçado 01, interligando sondagens SP-01, SP-03 e SP-05.	57
Figura 4.7 –Perfil do subsolo do traçado 02, interligando sondagens SP-02 e SP-04.	58
Figura 4.8 –Variações dos NSPT para as cinco sondagens SPT na Portaria 2.	59
Figura 4.9 – Dispersão do N_{SPT} em relação ao valor médio para cada metro e área de estudo.	60
Figura 4.10 – Coeficiente de variação dos dados em função da profundidade de sondagem média.	61
Figura 4.11 –Planta de locação das sondagens CPT na Área 01.	61
Figura 4.12 – Resultados e interpretação do perfil do ensaio CPT-01 da Área 01.	62
Figura 4.13 – Perfil do subsolo do traçado 01, interligando sondagens CPT-01, CPT-03 e CPT-05.	64
Figura 4.14 – Perfil do subsolo do traçado 02, interligando sondagens CPT-02 e CPT-04.	64
Figura 4.15 –Comparativos dos 05 ensaios CPT, com os valores de q_c (MPa), f_s (kPa) e R_f (%).	65
Figura 4.16 – Valores médios de q_c e os valores de dispersões em torno da média para os ensaios CPT.	66
Figura 5.1 – Fluxograma geral das etapas da análise na fase de projeto.	73
Figura 5.2 – Fatores de segurança obtidos para os estaqueamentos segundo os métodos de previsão pela área de influência.	74
Figura 5.3 – Comprimentos individuais das estacas para os diâmetros avaliados segundo os métodos de previsão de Aoki & Velloso e Décourt & Quaresma.	75
Figura 5.4 – Fluxograma da análise de confiabilidade local para o projeto de fundações.	76
Figura 5.5 – Comparativo entre ambas as abordagens com relação ao FS para os três diâmetros.	80
Figura 5.6 – Variação do índice de confiabilidade individual para cada estaqueamento.	81
Figura 5.7 – Hipótese considerada para a associação estatística no método Décourt & Quaresma.	82
Figura 5.8 – Comparativo entre ambas as abordagens com relação ao FS para os três diâmetros.	84
Figura 5.9 – Variação do índice de confiabilidade individual para cada estaqueamento.	85
Figura 5.10 – Sensibilidade dos parâmetros de solicitação e resistência pelos métodos Aoki & Velloso e Décourt & Quaresma.	86
Figura 5.11 – Influência das variáveis aleatórias na probabilidade de falha da fundação do pilar P9 segundo os métodos Aoki & Velloso (primeira linha) e Décourt & Quaresma (segunda linha).	87
Figura 5.12 – Comparativo dos fatores de segurança obtidos para as diferentes abordagens segundo o método Aoki & Velloso.	89
Figura 5.13 – Análise dos índices de confiabilidade individuais para o método Aoki & Velloso.	91
Figura 5.14 – Comparativo dos fatores obtidos para as diferentes abordagens de projeto segundo método Décourt & Quaresma.	92
Figura 5.15 – Análise dos índices de confiabilidade individuais para o método Décourt & Quaresma.	94
Figura 5.16 – Sensibilidade dos parâmetros de solicitação e resistência pelos métodos Aoki & Velloso e Décourt & Quaresma.	95

Figura 5.17– Influência das variáveis aleatórias na probabilidade de falha da fundação do pilar P9.	96
Figura 5.18 – Comparação das abordagens sobre a média das 3 sondagens para os métodos semi-empíricos empregados.	98
Figura 5.19 – Comparação das abordagens sobre a média das 5 sondagens para os métodos semi-empíricos empregados.	98
Figura 5.20 – Comparação das abordagens sobre a média das sondagens para o método Aoki & Velloso.	102
Figura 5.21 – Análise dos índices de confiabilidade individuais para o método Aoki & Velloso com base em 3 ensaios CPT (coluna à esquerda) e com base nos 5 ensaios CPT (coluna à direita).	103
Figura 5.22 – Sensibilidade dos parâmetros de solitação e resistência pelo método Aoki & Velloso com base nas estatísticas 3 ensaios e 5 ensaios CPT.	105
Figura 5.23– Influência das variáveis aleatórias na probabilidade de falha da fundação do pilar P9 segundo o método Aoki & Velloso com base nas estatísticas 3 ensaios e 5 ensaios CPT.	106

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Limites de valores de N_{SPT} para execução de alguns tipos de estacas (AOKI & CINTRA apud FONTELES, 2003).....	8
Tabela 2.2 – Carga de catálogo tradicional e carga estrutural admissível da estaca escavada mecanicamente com trado helicoidal.....	9
Tabela 2.3 – Comportamento do solo para cada zona de classificação (ROBERTSON et al., 1986).	14
Tabela 2.4 – Valores de K e α	17
Tabela 2.5 – Valores dos fatores de correção $F1$ e $F2$ atualizados.	17
Tabela 2.6 – Coeficientes característicos do solo.	18
Tabela 2.7 – Valores de α em função do tipo de estaca e do tipo de solo.	19
Tabela 2.8 – Valores de β em função do tipo de estaca e do tipo de solo.	19
Tabela 3.1 – Escala subjetiva MIL- STD-882. (CLEMENS, 1983) apud (AOKI, 2005).....	42
Tabela 3.2 – Probabilidade de falha e índice de confiabilidade (ANG e TANG, 1984).	42
Tabela 4.1 – Resumo dos solos descritos nas sondagens à percussão e a respectiva classificação dos solos.	56
Tabela 4.2 – Valores do N_{spt} e da variação ao longo da profundidade (m).	60
Tabela 4.3 – Resumo dos solos interpretados nos ensaios CPT na Área 01 e a respectiva classificação dos solos.	63
Tabela 4.4 – Valores de q_c (MPa) metro a metro e da variação ao longo da profundidade.	67
Tabela 4.5 – Relação de q_c/ N_{SPT} referente ao $N_{SPT, méd}$ em 1 metro.	68
Tabela 4.6 – Relação de q_c/ N_{SPT} referente ao $N_{SPT, méd}$ nos 30 cm medidos do SPT.	68
Tabela 4.7 – Relação de $\alpha=fs/q_c$ para os 5 ensaios CPT da área.	69
Tabela 5.1 – Estaqueamento dimensionado por ambos os métodos semi-empíricos para o diâmetro de \varnothing 25cm.....	75
Tabela 5.2 – Variáveis aleatórias e função densidade de probabilidade adotadas.	77
Tabela 5.3 – Valores estatísticos das cargas permanentes e variáveis.	77
Tabela 5.4 – Estatística dos valores de N_{SPT} metro a metro utilizadas no método Aoki & Velloso.	78
Tabela 5.5 – Comparativo entre ambas as abordagens: área de influência e sondagem média.	79
Tabela 5.6 – Estatística dos valores de N_{SPT} por metro utilizadas no método Décourt & Quaresma.	83
Tabela 5.7 – Comparativo entre ambas as abordagens: área de influência e sondagem média.	83
Tabela 5.8 – Dados estatísticos resumidos das resistências e solicitações de cada estaca com base nas sondagens de projeto para o $\varnothing = 25$ cm.	84
Tabela 5.9 – Estatística dos valores médios de N_{SPT} metro a metro utilizada no método Aoki & Velloso com os dados das 5 sondagens de projeto.	88
Tabela 5.10 – Comparativo das duas abordagens com a médias das sondagens.	89
Tabela 5.11 – Estatística utilizada no método Décourt & Quaresma com os dados das 5 sondagens de projeto.....	91

Tabela 5.12 – Comparativo das duas abordagens com a médias das sondagens.	92
Tabela 5.13 – Dados estatísticos resumidos das resistências e solicitações para cada estaca com base nas sondagens adotadas.	93
Tabela 5.14 – Estaqueamento dimensionado segundo o método de Aoki & Velloso para diâmetro de \varnothing 25cm pela área de influência.	101
Tabela 5.15 – Estatística dos valores médios de N_{SPT} metro a metro utilizada no método Aoki & Velloso para cada abordagem.	102

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ELU – Estado Limite Último

ELS – Estado Limite de Serviço

FDA – Função Distribuição Acumulada de Probabilidades

FDP – Função Densidade de Probabilidade

FORM – First Order Reliability Method

FOSM – First Order Second Moment

MC – Monte Carlo

MCS – Monte Carlo Simulation

MCMC – Markov Chain Monte Carlo

MSR – Método de Superfície de Resposta

RELgen – *RELiability generical*

VA – Variáveis Aleatórias

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 Generalidades.....	1
1.2 Objetivos.....	2
1.3 Justificativa	2
1.4 Conteúdo do Trabalho	3
1.5 Organização do Trabalho	4
CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 Fundações Profundas em Estacas	5
2.1.1 Definição e Conceitos.....	5
2.1.2 Projeto de Fundações Profundas	7
2.1.3 Procedimentos de Investigação do Subsolo em Fundações.....	9
2.1.4 Métodos de Previsão da Capacidade de Carga	15
2.1.5 Métodos Semi-Empíricos	15
2.2 Superfície Resistente	19
2.3 Segurança de Fundações.....	20
2.3.1 Comentários	22
2.4 Prática das Fundações em Bauru/São Paulo	24
CAPÍTULO 3 - TEORIA DA CONFIABILIDADE	27
3.1 Introdução.....	27
3.2 Confiabilidade na Engenharia.....	28
3.2.1 Estados Limites e Probabilidade de Falha	30
3.2.2 O Problema Fundamental da Confiabilidade	34
3.3 Métodos de Solução	37
3.3.1 O Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM).....	39
3.4 Valores de Referência em Confiabilidade na Engenharia Geotécnica.....	40
3.5 Procedimento de Cálculo	42
3.5.1 Avaliação da Confiabilidade: Abordagem Local.....	43
3.5.2 O Programa Computacional RELgen	44

3.6 Síntese Bibliográfica aplicada a Fundações utilizando a Teoria da Confiabilidade	46
CAPÍTULO 4 - INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO	52
4.1 Introdução	52
4.2 Localização	53
4.3 Aspectos Geológicos	54
4.4 Sondagens de Simple Reconhecimento com Medida de SPT	55
4.4.1 Caracterização	56
4.4.2 Perfis do Subsolo	56
4.4.3 Variabilidade	59
4.5 CPT	61
4.5.1 Caracterização	62
4.5.2 Perfis do Subsolo	63
4.5.3 Variabilidade	65
4.6 Comparação entre Resultados de SPT e CPT	67
4.7 Considerações	70
CAPÍTULO 5 - ANÁLISE PROBABILÍSTICA DA SEGURANÇA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS	72
5.1 O Edifício de 3 Pavimentos	72
5.1.1 Dimensionamento Geotécnico	74
5.1.2 Premissas da Análise de Confiabilidade Local	76
5.1.3 Análise 1: Variabilidade do Solo composta por 3 Sondagens SPT	77
5.1.4 Análise 2: Variabilidade do Solo composta por 5 Sondagens SPT	88
5.1.5 Comparação entre os Resultados	96
5.1.6 Análise 3: Variabilidade do Solo composta por Sondagens via Ensaio CPT	100
CAPÍTULO 6 - CONSIDERAÇÕES FINAIS	107
6.1 Sugestão para os Trabalhos Futuros	108
REFERÊNCIAS	110
ANEXO A	119
ANEXO B	124
ANEXO C	140

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades

A Engenharia Civil procurou sempre acompanhar a evolução científica, mas a dificuldade de um conhecimento profundo e abrangente fez com que ocorresse uma divisão de áreas específicas. Estas áreas não tiveram um desenvolvimento paralelo, e algumas evoluíram mais cedo que outras. Neste contexto, um dos campos que por último desenvolveu foi a Mecânica dos Solos, que estuda o comportamento do solo sob aspecto da Engenharia Civil (BUENO e VILAR, 1984). O tardio desenvolvimento da Mecânica dos Solos se deu, de maneira geral, por causa da heterogeneidade e das suas propriedades bastante complexas. Não existe modelo matemático ou um ensaio em modelo reduzido que caracterize, de forma satisfatória, o seu comportamento (BUENO e VILAR, 1984).

Em consequência da demorada evolução da Mecânica dos Solos, a engenharia de fundações acabou não recebendo o tratamento científico adequado, sendo que a maioria das inovações e desenvolvimentos importantes que ocorreram, ainda não considera de modo satisfatório a natureza das variáveis envolvidas nos projetos. A atual filosofia de projeto e execução de fundações baseia-se na crença científica, fundamentada no determinismo, calcado na utilização de correlações que são estabelecidas para determinadas regiões e extrapoladas para outras condições (VELLOSO e LOPES, 2010). MILITITSKY et al. (2008) apontam que aproximadamente 21% das manifestações patológicas em fundações estão associadas a fase de análises e projetos, o que evidencia a necessidade de melhorar as previsões de segurança em fundações.

O dimensionamento habitual em obras de pequeno porte, com fatores de segurança médios que medem a distância entre os valores médios de resistência e solicitação, proporcionam, na maioria dos casos, uma fundação dimensionada com certo conservadorismo, que atende os requisitos de segurança em detrimento da questão econômica. Por outro lado, a falta de uma consideração consistente dos parâmetros geotécnicos de projeto pode resultar em problemas na fundação, de forma que os resultados obtidos nem sempre garantem que a

estrutura determinada esteja livre de patologias. Isso pode ser facilmente entendido em condições práticas nos projetos de fundações, em função das diversas incertezas presentes nos parâmetros geotécnicos e ainda incertezas na variação desses parâmetros com a posição em planta e ao longo da profundidade, descrevendo a variabilidade geotécnica do local.

Por esses motivos, o determinismo reinante vem sendo gradativamente substituído pela visão sistêmica e probabilística que norteia a ciência atual (SILVA, 2003). Uma maneira de se obter projetos de fundações mais racionais é considerar a variabilidade dos fatores que influenciam o comportamento das estruturas geotécnicas, através da quantificação de incertezas e avaliação de probabilidades de cenários indesejáveis na análise de segurança de fundações. No entanto, o principal obstáculo dessa abordagem está em quantificar as incertezas dos parâmetros que mais influem o projeto de fundações e como utilizá-las no processo de tomada de decisão para a escolha da melhor configuração da fundação.

Dentro desse contexto, o trabalho propõe a aplicação da Teoria da Confiabilidade para uma quantificação de probabilidades de ocorrência de cenários de falha relacionados ao estado limite último para ser empregado no projeto de fundações em estruturas de edifícios.

1.2 Objetivos

O objetivo geral do trabalho é avaliar a segurança de fundações profundas em estacas escavadas de pequeno diâmetro, utilizando a Teoria da Confiabilidade aplicada aos métodos de previsão da capacidade de carga mais empregados nos projetos geotécnicos. Especificamente, avalia-se a confiabilidade de estaqueamentos considerando uma abordagem local, isto é, verifica-se a probabilidade de ruína por elemento individual de fundação para o ELU, a partir da incorporação simplificada das incertezas nos parâmetros de projeto via sondagens de simples reconhecimento do tipo SPT e ensaio de penetração do cone (CPT).

1.3 Justificativa

A motivação dessa pesquisa é fornecer uma maneira de se elaborar um projeto de fundações em estacas, de forma mais racional e verificar se o dimensionamento baseado nos requisitos da ABNT NBR 6122 (2010), na determinação da carga admissível do estaqueamento,

apresenta valores de índice de confiabilidade e probabilidade de falha associada consistentes, do ponto de vista da consideração das incertezas nos parâmetros de resistência do solo.

A abordagem proposta permite utilizar os métodos semi-empíricos correntes para o dimensionamento de fundações em estacas, usados no Brasil, aplicando-se fator de segurança médio em conjunto com a análise de confiabilidade para a obtenção das probabilidades de falha e, com isso, definir melhor o nível de segurança de cada elemento.

1.4 Conteúdo do Trabalho

O texto aqui apresentado traz uma abordagem probabilística do projeto de fundações na verificação da segurança de estacas baseada na Teoria da Confiabilidade para o estado limite último. Apresenta-se, portanto, uma forma *simplificada* de considerar as incertezas através da definição de variáveis aleatórias de resistência e solicitação na probabilidade de falha do sistema de fundação.

O procedimento utilizado na avaliação probabilística da segurança de fundações consistiu no uso de uma abordagem local. Essa abordagem é utilizada na verificação da probabilidade de falha individual das estacas de um pilar e serve também como uma pré-análise na tomada de decisões e na determinação dos diâmetros e comprimentos dos elementos de fundação. A abordagem local também permite avaliar a sensibilidade dos parâmetros de resistência e solicitação na influência da probabilidade de falha de cada estaca.

Nesta dissertação será avaliada a segurança da fundação através da análise dos limites de segurança para o estado limite último com base nos comprimentos dos elementos isolados de fundação que definem a superfície resistente de cada situação estudada.

A abordagem proposta foi aplicada a um edifício de três pavimentos definido especificamente para este estudo. A avaliação de confiabilidade foi realizada para o estado limite último de ruptura do elemento de fundação, considerando somente cargas verticais solicitantes dos elementos e os parâmetros de resistência do solo estimados por meio de métodos semi-empíricos.

1.5 Organização do Trabalho

Além do capítulo de introdução, este texto apresenta o seguinte conteúdo:

Segundo capítulo: revisão bibliográfica dos temas abordando alguns conceitos e definições básicas acerca das fundações. Apresenta também as abordagens tradicionais adotadas para dimensionamento geotécnico de fundações, com base nos métodos semi-empíricos mais empregados no Brasil e ainda traz um comentário sobre a Norma Brasileira de Fundações na questão da segurança de fundações.

Terceiro capítulo: são descritos aspectos da Teoria da Confiabilidade, apresentando as abordagens utilizadas neste trabalho.

Quarto capítulo: apresenta a descrição e caracterização do subsolo do campus da Unesp Bauru, visando o melhor entendimento e definindo as camadas mais representativas dos perfis do subsolo e da variabilidade local.

Quinto capítulo: apresenta um caso de aplicação da análise de confiabilidade na avaliação da probabilidade de falha de estaqueamentos, de um edifício de 3 pavimentos, no qual as estacas foram projetadas com base na análise de confiabilidade para o ELU.

Quinto capítulo: apresenta as conclusões com base nos resultados das análises de confiabilidade realizadas para os casos considerados.

Capítulo 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Fundações Profundas em Estacas

2.1.1 Definição e Conceitos

De modo geral, em obras de fundações, os engenheiros projetistas devem avaliar algumas variáveis, como as características geotécnicas, as cargas atuantes, o tipo de obra, a tradição local e os custos gerados, a fim de determinar o tipo de fundação para cada empreendimento. Logo, definir e projetar uma fundação significa prever o comportamento das mesmas para não sofrer ruptura ou apresentar recalques diferenciais que comprometam o desempenho ao longo da vida útil. Como o solo exerce papel fundamental no comportamento das fundações, uma vez que todo elemento de fundação está embutido no maciço de solo, entende-se que o elemento isolado de fundação é o sistema composto pela união de duas partes, sendo o elemento estrutural de fundação e o maciço de solo que lhe serve de apoio, assim definida por CINTRA e AOKI (1999).

Há diferentes formas de agrupar os vários tipos de fundação. Uma delas leva em conta a profundidade da ponta ou base do elemento estrutural de fundação e dá origem a dois grupos. As fundações rasas ou superficiais, como as sapatas, e as profundas, como as fundações por estacas ou tubulões (CINTRA e AOKI, 2010). Outra forma de classificar as fundações considera o modo de transferência de carga do elemento estrutural para o maciço. No caso de sapatas e tubulões a carga é transmitida unicamente pela base, o que resulta na fundação direta. Nas estacas a transferência de carga ocorre de carga para o maciço de solo ocorre, de maneira indireta, por atrito lateral ao longo do fuste. (CINTRA e AOKI, 2010)

A norma de fundações ABNT NBR 6122 (2010) define fundação superficial, também denominada em norma fundação rasa ou direta, como o elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Na NBR 6122 (2010) define-se fundação profunda como sendo o

elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base ou por sua superfície lateral ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo a 3,0 m (figura 2.1). Quanto ao processo executivo, pode ser realizada por cravação, à percussão, prensagem, vibração, escavação ou ainda de forma mista envolvendo mais de um desses processos.

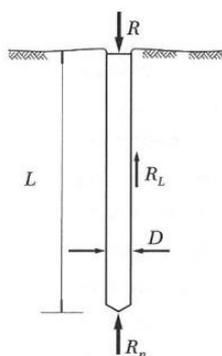


Figura 2.1– Parcelas de resistência de ponta R_p e lateral R_L que constituem a capacidade de carga (CINTRA e AOKI, 2010).

Neste trabalho as fundações estudadas são as estacas escavadas de pequeno diâmetro executadas com trado convencional, cuja resistência geotécnica é obtida pela combinação das parcelas de resistência de ponta, responsável pela carga que é transmitida ao solo pela reação da ponta quando o solo oferece resistência à penetração, e a resistência lateral em que a resistência é transmitida ao solo por meio do atrito da superfície do fuste.

A resistência do solo, que geralmente é o elo mais fraco do sistema de fundação composto pelo maciço de solo e o elemento estrutural isolado, representa a capacidade de carga do elemento isolado de fundação ou a carga que leva a ruptura desse sistema. Definidas as cargas de ruptura dos elementos isolados das estacas, pode-se então avaliar o comportamento de toda fundação, ao se determinar a carga admissível da fundação em estacas.

A carga admissível é especificada em norma como a força aplicada sobre o elemento de fundação cujos recalques associados não geram inconvenientes à construção, oferecendo segurança satisfatória contra problemas relacionados aos estados limites últimos e de serviço. Esse conceito de carga admissível não se aplica unicamente ao elemento isolado de fundação, mas sim a todas as estacas de mesma seção transversal do estaqueamento, como descrito em (AOKI, 2002). Logo, a verificação da segurança das fundações em estacas pode ser realizada através da análise correspondente ao estado limite último, quando ocorre ruptura do sistema de

fundação ou ao estado limite de serviço, caracterizado pelos recalques excessivos sem que haja ruptura.

2.1.2 Projeto de Fundações Profundas

A prática brasileira em projetos de fundações utiliza os métodos descritos originalmente por AOKI e CINTRA (2000) para determinação da carga admissível da fundação. A utilização em conjunto de três métodos interdependentes resulta num projeto mais adequado, do ponto de vista da melhor superfície resistente para a fundação, como descrito em SILVA (2006). Embora interdependentes tais métodos podem ser empregados separadamente conforme descrito abaixo:

1ª Método: Escolhido o tipo e o diâmetro (\emptyset) da estaca ou seção transversal do fuste de estaca, tem-se a correspondente carga de catálogo. Adota-se a carga admissível como sendo a própria carga de catálogo e multiplica-se pelo fator de segurança para a obtenção do valor necessário para a capacidade de carga. Em seguida, por tentativas e utilizando um dos métodos semi-empíricos, procura-se o comprimento da estaca (L) compatível com essa capacidade de carga para cada sondagem. O método, descrito na Equação 2.1, tem a vantagem de otimizar o aproveitamento da estaca, mas muitas vezes é imperioso que a carga admissível seja inferior a carga de catálogo.

$$P_a = P_e \rightarrow R = P_a \times FS \rightarrow L \quad (2.1)$$

Onde: P_a : Carga Admissível; P_e : Carga de Catálogo; R : Capacidade de Carga; FS : Fator de Segurança; L : Comprimento da estaca.

2ª Método: Fixa-se uma profundidade de assentamento para os elementos estruturais de fundação, que podem ser limitados pelo comprimento máximo exequível pelo equipamento ($L_{m\acute{a}x}$) ou pela posição do nível d'água, dependendo do tipo de estaca. A partir daí, adota-se o comprimento da estaca como sendo esse valor máximo; calculam-se os diferentes valores de capacidade de carga com os dados de cada sondagem por um dos métodos semi-empíricos; aplica-se o fator de segurança sobre esses valores de capacidade de carga, determinando-se a carga admissível, conforme Equação 2.2. Vale ressaltar que independentemente do método

semi-empírico utilizado, o valor de carga admissível do estaqueamento é encontrado fazendo-se a média dos valores de resistência.

$$L = L_{máx} \rightarrow R \rightarrow FS \rightarrow P_a = \frac{R}{FS} \quad (2.2)$$

Onde: $L_{máx}$: Comprimento máximo da estaca.

3ª Método: Nesse método são utilizados critérios de parada para o limite de profundidade de execução do elemento de fundação baseados em faixas de valores do índice de resistência à penetração do SPT (N_{SPT}), como mostrados na Tabela 2.1. Na sondagem, contemplam-se os valores N_{SPT} que estão dentro desses limites (N_{Lim}), os quais indicam as prováveis cotas de parada da estaca ou seus prováveis comprimentos (L). Para cada sondagem estipula-se um valor para os comprimentos e calcula-se a capacidade de carga e a carga admissível como descrito na Equação 2.3.

$$N_{Lim} \rightarrow L \rightarrow R \rightarrow P_a = \frac{R}{FS} \quad (2.3)$$

Onde: N_{Lim} : Valor limite de N_{SPT} .

Tabela 2.1 – Limites de valores de N_{SPT} para execução de alguns tipos de estacas (AOKI & CINTRA apud FONTELES, 2003).

Elemento estrutural	Limites	Observação
Estaca pré-moldada de concreto	$\varnothing < 30$ cm	$15 < N \leq 25$
	$\varnothing > 30$ cm	$25 < N \leq 35$
Estaca de perfil metálico	$25 < N \leq 55$	Pode haver desvio na cravação
Estaca tubada (oca, ponta fechada)	$20 < N \leq 40$	Cuidado com pressão artesianas
Estaca Strauss	$10 < N \leq 25$	Nível d'água é limitante
Estaca Franki	solos arenosos	$8 < N \leq 15$
	solos argilosos	$20 < N \leq 40$
Estaca Escavada com Lama	$30 < N \leq 80$	Cuidado com a limpeza do fundo da cava, abastecimento de concreto e bota-fora
Tubulão	sob ar comprimido	$20 < N \leq 60$
	a céu aberto	$20 < N \leq 60$
Estaca Hélice Contínua	$20 < N \leq 45$	Abastecimento de concreto, bota-fora
Estaca Ômega	$20 < N \leq 40$	Abastecimento de concreto, solo mole
Estaca Raiz	$N \geq 60$	Peculiaridades executivas, solo mole, penetra em rocha

Em termos geotécnicos, nos projetos de fundações por estacas é adotado um critério de parada com base nas características geométricas do elemento estrutural, levando-se em

consideração também os equipamentos utilizados na execução da estaca no campo. Esse limite estabelecido, empregado nos três métodos propostos, permite determinar teoricamente o valor de resistência vinculado para cada método de acordo com as condições no campo.

Na prática é comum a carga admissível do elemento estrutural representar um limite superior para a carga admissível de fundação, pois geralmente sua resistência é maior que a resistência geotécnica do elemento de fundação, a exceção para as obras de grande porte cujas fundações profundas estão apoiadas no maciço. Ao valor de carga admissível do elemento estrutural, sem considerar a interação com o solo, é dado o nome de carga de catálogo, cujos valores e características são normalmente tabelados pelos fabricantes ou responsáveis pela execução das estacas. Esses valores dependem da seção transversal do fuste e do tipo de estaca. Como a carga de catálogo não leva em consideração o aspecto geotécnico, ela apenas representa um limite máximo para a carga admissível da fundação (AOKI e CINTRA, 2000). Muitos desses valores encontrados na literatura são apenas valores de referência, inferiores a valores reais quando se utilizam materiais como o concreto com valores de resistência superior ao valor tabelado. A Tabela 2.2 mostra a carga de catálogo tradicional e a carga estrutural admissível da estaca escavada mecanicamente com trado helicoidal.

Tabela 2.2 – Carga de catálogo tradicional e carga estrutural admissível da estaca escavada mecanicamente com trado helicoidal.

Diâmetro (cm)	Carga de catálogo tradicional P (kN)	Carga estrutural admissível (kN)
Ø 25	200	250
Ø 30	300	360
Ø 35	400	490
Ø 40	500	640
Ø 45	600	810
Ø 50	800	1000

Fonte: Falconi, Souza e Fígaro (1998).

2.1.3 Procedimentos de Investigação do Subsolo em Fundações

Os ensaios de campo mais comuns no Brasil para investigar o solo, para finalidade de fundações, são o SPT e o CPT. A sondagem de simples reconhecimento ou SPT (Standard Penetration Test) é um ensaio geotécnico de campo, que permite, simultaneamente, amostrar o subsolo e medir um índice que permite estimar a resistência do solo ao longo da profundidade.

O cone e o piezocone, por sua vez, são ensaios de penetração quasi-estática in situ, que permitem identificar o perfil stratigráfico do terreno e avaliar preliminarmente os parâmetros geotécnicos dos solos. (GIACHETI, 2001).

a) Sondagem à Percussão ou Sondagem de Simples Reconhecimento - SPT

O ensaio SPT (Standard Penetration Test) é o ensaio de campo mais utilizado na obtenção de parâmetro para o projeto geotécnico de fundações. Apesar de ser um ensaio simples, que apresenta um único parâmetro de resistência (N_{SPT}), a sua grande aplicação se deve pela familiaridade dos engenheiros projetistas de fundações e o baixo custo do ensaio. Fornece ainda a classificação dos solos de cada camada, e a definição o nível do Lençol freático.

O ensaio encontra-se em norma na NBR 6484 – Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos; NBR 7250 – Identificação e descrição de amostras de solos obtidos em sondagens de simples reconhecimento dos solos; NBR 8036 – Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. A execução da sondagem é realizada por meio de três etapas: I – Perfuração; II – Ensaio penetrométrico (penetração dinâmica); III – Amostragem.

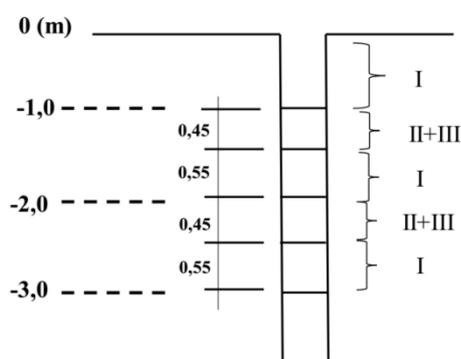


Figura 2.2–Esquema SPT.

- As etapas I e II são alternadas enquanto a II e III são executadas simultaneamente, em cada metro da sondagem. A perfuração é feita com trado até encontrar o NA e com sistema de circulação de água abaixo do NA.
- A amostragem é obtida com a cravação de um amostrador padronizado, em 45 cm de cada metro. Com essas amostras, pode-se inferir as camadas de solo (tipo e espessura) presentes ao longo do furo de sondagem.
- No ensaio penetrométrico faz-se a contagem do número de golpes para cravar cada 15 cm do amostrador, por meio de um peso de 65 kg, caindo de uma altura de 75 cm.

- Inicialmente perfura-se 1,0 m e depois, a cada metro, tem-se 0,45 m para amostragem e ensaio penetrométrico, seguidos de 0,55 m de perfuração. No primeiro metro não é feita nem a amostragem nem o ensaio penetrométrico.
- Para cada metro de sondagem, exceto o primeiro, obtém-se uma amostra (deformada) e três “leituras” no ensaio penetrométrico (N1, N2 e N3).
- A partir desses valores, define-se o índice de resistência à penetração como sendo a soma do número de golpes dos últimos 30 cm de penetração (despreza-se a primeira “leitura” que foi afetada pela etapa de perfuração).

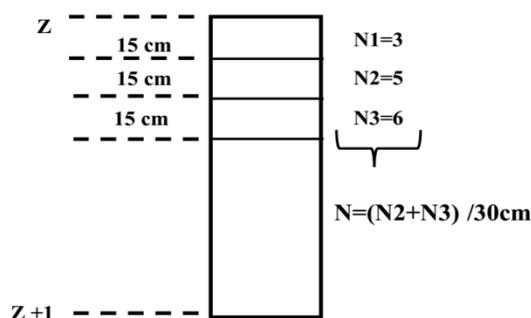


Figura 2.3–Número de golpes do SPT.

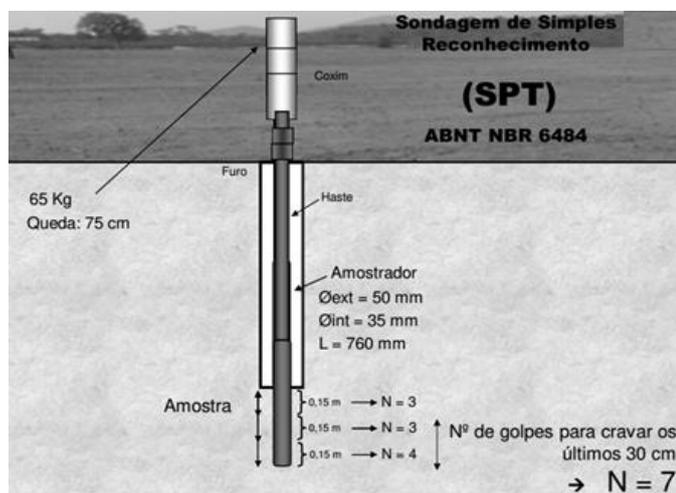


Figura 2.4–Figura representativa do ensaio SPT - notas de aula (GIACHETI,2016).

Durante o ensaio, anotam-se as profundidades de transições de camadas detectadas por análise táctil-visual e da mudança de coloração dos materiais trazidos a boca do furo através do trado ou pela água de lavagem. A classificação das camadas de solo é realizada em função do índice de penetração (N_{SPT}), tipo de solo, consistência ou compacidade, cor, origem e pela

presença ou não de materiais diversos na amostra (ROCHA, 2013). O critério para encerramento do ensaio segundo ABNT NBR 6484:2001 é:

- Quando, em 3m sucessivos, se obter 30 golpes para penetração dos 15 cm iniciais do amostrador.
- Quando, em 4m sucessivos, se obter 50 golpes para penetração dos 30 cm iniciais do amostrador padrão.
- Quando, em 5 m sucessivos, se obter 50 golpes para penetração dos 45 cm iniciais do amostrador.

b) Ensaio de Penetração Estática ou Ensaio de Cone - CPT (Cone Penetration Test)

O ensaio de cone CPT encontra-se na norma brasileira na NBR 12069 – Ensaio de penetração de cone in situ (CPT). O ensaio consiste na penetração estática ou prensagem de uma espécie de “miniatura de estaca”, com a obtenção das parcelas de resistência de ponta (q_c) e por atrito lateral (f_s) e para o piezone a medição da poropressão. A vantagem está na execução mecanizada e na velocidade do ensaio que ocorre de forma rápida e fornece dados quase que instantâneos durante a sua execução, principalmente os CPT mais novos. No entanto, a identificação do perfil é feita de maneira indireta, pois o solo não é amostrado.

O ensaio CPT é utilizado por três principais motivos: 1) determinação do perfil estratigráfico do subsolo, 2) estimativa de propriedades do solo prospectado e 3) projeto de fundações através de correlações diretas com os dados do ensaio.

O princípio do ensaio consiste na cravação no terreno de uma ponteira cônica (60° de ângulo de abertura) a uma velocidade constante de 20mm/s. A seção transversal do cone apresenta uma área de 10cm^2 .

No equipamento mais antigo, chamado cone holandês ou cone de Begemann, havia uma estrutura de reação, ancorada no terreno, com um sistema de aplicação de carga para se obter a prensagem manual da haste metálica.

A cada 20 cm de profundidade, primeiramente o dispositivo faz penetrar apenas o cone, em 4 cm, registrando o valor da força (F_1), que dividida pela área da ponta (10 cm^2) resulta em q_c . Depois, por outros 4 cm, faz a penetração do cone mais a luva, registrando-se a força total (F_2), que subtraída de F_1 e dividida pela área da superfície lateral da luva (150 cm^2), resulta em f_s , o atrito lateral local. Por último, o conjunto todo é prensado por mais 12 cm, completando-

se o ciclo, e obtendo a força total (F_3), que inclui a resistência de ponta e o atrito lateral total de todo o trecho enterrado. Esses procedimentos são repetidos, com a inclusão de novas hastes de 1 m de comprimento, até a cota final de ensaio, obtendo-se uma medida das duas parcelas de resistência, a cada 20 cm de profundidade.

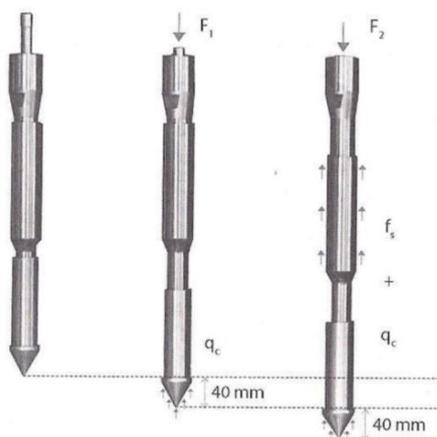


Figura 2.5–Ponteira do ensaio de cone mecânico de Begemann (GIACHETI, 2013).

O equipamento mais moderno para o ensaio de cone utiliza um sistema hidráulico para aplicação da carga e o conjunto é montado sobre um caminhão do tipo utilitário. Além disso, conta-se com o cone elétrico, no qual células de carga permitem a medida contínua de f_s e q_c diretamente na ponteira, cujos valores são registrados por sistemas automáticos de aquisição de dados. A razão entre os valores de f_s e q_c , em cada profundidade, denominada relação de atrito (R_f), é utilizada para inferir o tipo de solo, uma vez que o CPT não faz amostragem. Um aperfeiçoamento desse ensaio é o piezocone, ou CPTU, que inclui a monitoração das pressões neutras atuantes no processo de penetração.

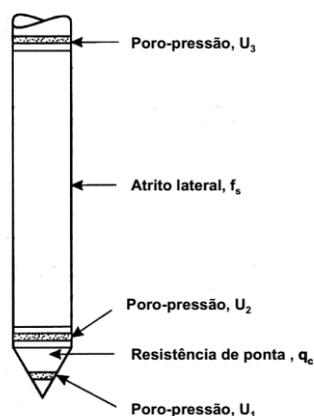


Figura 2.6– Desenho esquemático do piezocone e terminologia utilizada (QUARESMA et al., 1996) apud (GIACHETI, 2001).

A interpretação do ensaio é feita após o processamento dos dados para geração dos gráficos da Razão de Atrito (R_f) e da Resistência de Ponta (q_c) pela profundidade. A classificação do solo é feita indiretamente através da carta de classificação de Robertson et al. (1986). Para isso, selecionam-se os valores de q_c para as faixas definidas e relacionando-os com o R_f , define-se a área do gráfico de acordo com o tipo de solo, podendo assim classifica-lo de acordo com a característica de cada camada.

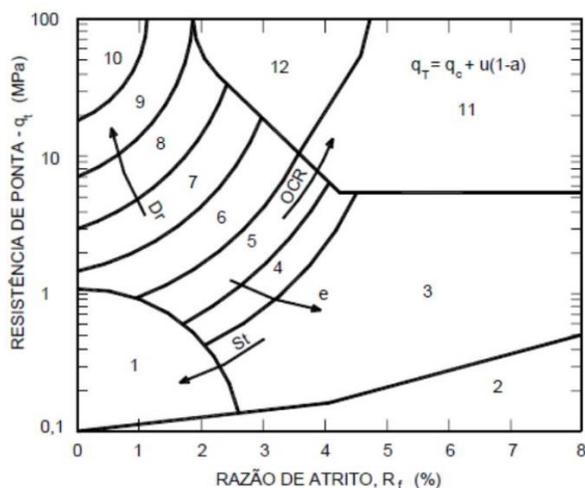


Figura 2.7– Carta de classificação de solos proposta por (ROBERTSON et al., 1986).

De acordo com a região do ábaco, tem-se o tipo de solo de acordo com o comportamento do mesmo, como mostra a tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Comportamento do solo para cada zona de classificação (ROBERTSON et al., 1986).

Zona	Tipo de comportamento do solo
1	Solos finos sensíveis
2	Solos orgânicos
3	Argila
4	Argila siltosa a argila
5	Silte argiloso a argila siltosa
6	Silte arenoso a silte argiloso
7	Areia siltosa a silte arenoso
8	Areia a areia siltosa
9	Areia
10	Areia pedregulhosa a areia
11	Solo fino muito rijo*
12	Areia areia pedregulhosa *

*pré-adensado ou cimentado

2.1.4 Métodos de Previsão da Capacidade de Carga

Os valores de resistência, sob o aspecto geotécnico, podem ser obtidos através de métodos de previsão teóricos ou por métodos semi-empíricos baseados nos dados geotécnicos e no tipo de estaca.

Os métodos teóricos apresentam como limitação terem sido formulados com base na Mecânica dos Solos, sendo aplicáveis aos casos de solos puramente argilosos ou arenosos. Outro fator desfavorável aos métodos teóricos é o fato de a Norma prescrever que se adote fatores de segurança não inferiores a 3,0. Os altos valores evidenciam as incertezas em torno dos parâmetros de resistência e da própria característica genética do solo, refletindo em coeficientes de segurança elevados.

Por outro lado, os métodos semi-empíricos se apresentam como uma boa alternativa para previsão da capacidade de carga do sistema de fundações profundas, em que as propriedades e parâmetros do solo são abordadas em teorias adaptadas da Mecânica dos Solos. Nestes métodos os autores propuseram correlações empíricas com resultados de ensaios *in situ* e ajustados com provas de carga para cada região do país. No Brasil, os métodos consagrados que preveem a capacidade do elemento isolado de fundação são originalmente os métodos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978), posteriormente adaptado por Décourt (1996). Para isso é necessário que se realize a investigação do subsolo, a fim de conhecer o tipo de solo de um terreno e suas principais características, como ocorre o nível do lençol freático e fornecer parâmetros para cálculo, para cada uso específico.

2.1.5 Métodos Semi-Empíricos

Os dois métodos mais utilizados para projeto de fundações por estacas no Brasil e adotados neste trabalho são descritos brevemente a seguir:

a) Método de Aoki & Velloso (1975)

Método criado originalmente para o cone mecânico, com luva de Begemann, com correlações entre resultados de Penetração Estática do Cone mecânico (CPT) e dinâmica pela Sondagem de Simples Reconhecimento, com medidas de SPT. A previsão da capacidade de carga é feita pelos valores de resistência lateral e resistência de ponta da estaca. A capacidade de carga última de ruptura do elemento de fundação é calculada pela Equação 2.4:

$$R = U \sum (r_L \Delta_L) + r_P A_P \quad (2.4)$$

Onde: A_P : Área da ponta da estaca; U : Perímetro da estaca; Δ_L : Espessura da camada de solo; r_L : Resistência lateral; r_P : Resistência de ponta. As incógnitas geotécnicas r_L e r_P são correlacionadas com os ensaios de penetração estática CPT do cone mecânico, por meio dos valores da resistência de ponta do cone (q_c) e do atrito lateral unitário na luva (f_s), como na equação 2.5:

$$r_P = \frac{q_c}{F_1} \quad e \quad r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad (2.5)$$

F_1 e F_2 são fatores de correção que levam em conta o efeito da escala, que representa a diferença de comportamento entre a estaca protótipo e o cone CPT modelo e a influência do método executivo de cada tipo de estaca. Para o ensaio CPT, a previsão da capacidade de carga é dada por:

$$R = U \sum \left(\frac{f_s}{F_2} \Delta_L \right) + \frac{q_c}{F_1} A_P \quad (2.6)$$

Os fatores de correção de escalas aplicados as parcelas de resistência de ponta (F_1) e resistência lateral (F_2) a princípio deveriam ser iguais. Ocorre que o modelo foi criado para o cone mecânico com a luva de Begemann, e a leitura de f_s do atrito lateral é afetada pela geometria da luva, que na sua parte inferior acaba gerando resistência de ponta na luva, até dobrar o valor em razão do atrito lateral. Por isso, a fim de corrigir esse erro de leitura do atrito lateral, o método sugere uma hipótese mais conservadora, em que o fator de correção do atrito seja igual duas vezes o fator utilizado na ponta ($F_1 \leq F_2 \leq 2F_1$). Quando se utiliza as leituras de cone elétrico e piezocone, a leitura é feita diretamente na ponteira cônica sem introduzir esse erro. Nesse caso, com os dados do cone elétrico ou piezocone em vez do SPT, como não ocorre o erro, o valor de F_2 fica igual a F_1 ($F_2 = F_1$).

No Brasil, como o ensaio mais utilizado é o SPT, o valor da resistência de ponta do cone (q_c) pode ser substituído pela relação com o índice de penetração N_{SPT} , representada pelo coeficiente K , dependente do tipo de solo. O mesmo acontece com o atrito lateral unitário na luva (f_s) em função do N_{SPT} através da relação com a razão de atrito (α) também em função do tipo de solo:

$$q_c = K N_{SPT} \quad e \quad fs = \alpha q_c = \alpha K N_{SPT} \quad (2.7)$$

Utilizando as correlações das equações 2.7 aplicadas a equação 2.6, define-se a expressão para o ensaio SPT, segundo a equação 2.8:

$$R = \frac{K N_P A_P}{F1} + \frac{U}{F2} \sum_1^n (\alpha K N_L \Delta L) \quad (2.8)$$

Onde: N_L : N_{SPT} médio para cada camada de solo; N_P : N_{SPT} na cota de apoio da estaca; K e α são coeficientes do solo; $F1$ e $F2$: fatores de correção das resistências de ponta e lateral. A Tabela 2.4, fornece os valores dos coeficientes K e razão de atrito α propostos pelos autores com base na experiência e em valores de literatura.

Tabela 2.4 – Valores de K e α .

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

Fonte: Aoki e Veloso (1975).

A Tabela 2.5 mostra os fatores de correção $F1$ e $F2$ os quais foram ajustados com base nos resultados de 63 provas de carga realizados em vários estados do Brasil.

Tabela 2.5 – Valores dos fatores de correção $F1$ e $F2$ atualizados.

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

Fonte: adaptados de Aoki e Veloso (1975).

O método empírico de Aoki & Velloso (1975) não leva em conta a eficiência do ensaio SPT. A eficiência do ensaio SPT pode ser determinada com base na execução da prova de carga estatística do sistema cabeça de bater + hastes + cilindro vazado do amostrador realizada logo após a medida do N_{SPT} (NEVES, 2004). Ao considerar a eficiência do ensaio AOKI (2013) diz que a resistência de atrito lateral (r_l) e a resistência de ponta convencional (r_p) podem ser aplicados para estacas de diferentes tipos, levando em conta os diferentes graus de perturbação do solo causada pela execução e o efeito de escala considerando os diferentes diâmetros das estacas. Segundo o autor, no atual estágio de conhecimento, recomenda-se adotar para a ponta, o mesmo parâmetro transformador F1 da fórmula de Aoki & Velloso tradicional.

b) Método de Décourt & Quaresma (1996)

O método Décourt & Quaresma (1978) foi originalmente criado com base em resultados de ensaios SPT. Posteriormente o método foi modificado por Décourt (1996), que introduziu fatores α e β , respectivamente nas parcelas de resistência de ponta e lateral, resultando a capacidade de carga em:

$$R = \alpha C N_p A_p + \beta U 10 \times \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \Delta L \quad (2.9)$$

Onde: A_p : Área da ponta da estaca; U : Perímetro da estaca; ΔL : Espessura da camada de solo; N_L : N_{SPT} médio ao longo do fuste; N_p : N_{SPT} médio na ponta ou base da estaca, obtido a partir de três valores: o correspondente ao nível da ponta ou base, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior; α e β : Coeficientes em função do tipo da estaca e do tipo de solo; C : Coeficientes característicos do solo. No cálculo de N_L , não se consideram os valores que serão utilizados na avaliação da resistência de ponta.

Os valores dos coeficientes característicos do solo são apresentados na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Coeficientes característicos do solo.

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

Fonte: Décourt e Quaresma (1978).

Os valores de α e β em função do tipo de estaca e do tipo de solo são encontrados nas Tabelas 2.7 e 2.8. O método original com $\alpha = \beta = 1$ permanece para estacas pré-moldadas, metálicas e tipo Franki.

Tabela 2.7 – Valores de 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	Injetadas sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,00*
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,00*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,00*

* Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis. Fonte: Décourt (1996).

Tabela 2.8 – Valores de 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	Injetadas sob altas pressões
Argilas	0,80*	0,90*	1,00*	1,50*	3,00*
Solos intermediários	0,65*	0,75*	1,00*	1,50*	3,00*
Areias	0,50*	0,60*	1,00*	1,50*	3,00*

* Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis. Fonte: Décourt (1996).

Assim como o método de Aoki & Velloso, o método Décourt & Quaresma não leva em consideração a eficiência do ensaio SPT.

2.2 Superfície Resistente

Para que uma fundação tenha um desempenho satisfatório é necessário que a mesma seja projetada de forma a apresentar profundidades que atendam a carga admissível especificada, formando uma Superfície Resistente. Esse comprimento depende basicamente do maciço de solos, tipo e dimensão da fundação, das limitações do equipamento, do processo e metodologia de execução e do tipo de ferramenta de controle da resistência à ruptura do solo.

A estimativa da superfície formada pela base dos elementos de fundação pode ser realizada ao se definir previamente o tipo de estaca e o diâmetro ou seção transversal do fuste para cada sondagem. Para isso é preciso entender o funcionamento da estrutura e como os carregamentos afetam o comportamento da fundação, em um mecanismo denominado interação solo-estrutura.

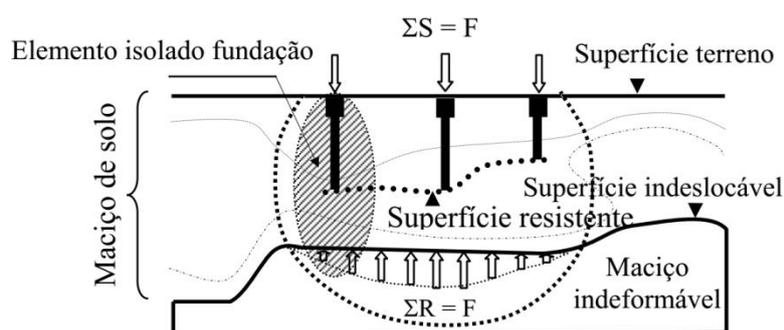


Figura 2.8 – Equilíbrio estático da fundação (Aoki, 2005).

A Figura 2.8 apresenta o esquema do equilíbrio estático de uma fundação, conceitualmente definido por AOKI e CINTRA (1996) como o sistema formado pela infraestrutura e o maciço de solo que o envolve, determinado pela Superfície Resistente. A superfície geralmente se apresenta de forma irregular, em consequência das variabilidades naturais do maciço de solos que afetam os comprimentos obtidos e a segurança da fundação.

2.3 Segurança de Fundações

A verificação da segurança é imprescindível para garantir que qualquer construção apresente o desempenho desejado, isto é, suportando as ações atuantes sem que ocorra mudança de comportamento ao longo de sua vida útil. Isso faz com que tanto os elementos do sistema estrutural, bem como das próprias fundações não atinjam os estados limites considerados no projeto, tais como perdas de capacidade resistente, colapso progressivo ou perda de estabilidade da edificação.

O colapso ou ruína da fundação decorre da situação de alcance da capacidade suporte máxima do sistema de fundação, relacionada ao estado limite último, dada pela ruptura do elemento isolado de fundação ou pela ruptura do solo. Quando há mudanças de comportamento que não necessariamente levam à ruptura do sistema de fundação, geralmente representadas por deformações excessivas devido aos recalques, a falha associada nesses casos corresponde a um estado limite de serviço e não último.

A mudança no comportamento das estruturas pode estar associada às incertezas intrínsecas presentes no solo e na determinação de seus parâmetros de resistência. As incertezas e variabilidade de parâmetros que envolvem o problema geotécnico são difíceis de quantificar e podem afetar os resultados obtidos, prejudicando a real previsão da capacidade resistente do

sistema de fundação. Logo, mesmo que uma fundação não apresente erros de projeto ou falhas de execução, sempre haverá incertezas e riscos associados às possíveis falhas, o que faz com que o conceito de segurança absoluta seja abandonado.

Em fase de projeto, a segurança da fundação em estacas é realizada segundo a tradição brasileira na determinação da carga admissível do sistema de fundação, denominado Método das Cargas Admissíveis. No método determinista das Cargas Admissíveis, divide-se o valor de resistência correspondente à ruptura, que pode ser um valor único, por um fator de segurança global para se obter a carga admissível. De modo geral, o fator de segurança global tem por objetivo considerar as incertezas relacionadas à fundação, tanto nas investigações, quanto nos parâmetros dos materiais, nos métodos de cálculo, nas ações externas atuantes e na execução.

Como vantagem, o método das Cargas Admissíveis é o mais difundido na fase de projeto geotécnico de fundações em estacas e de maior tradição no Brasil, sendo de grande familiaridade dos engenheiros projetistas. A deficiência do método está na consideração de um valor de fator de segurança global igual para diferentes tipos de obras, ignorando a dispersão dos valores de resistência que dependem das características e variabilidades geotécnicas. A Figura 2.9 mostra os métodos de cálculo comentados utilizados nos projetos de engenharia, em função das variáveis solicitação e resistência.

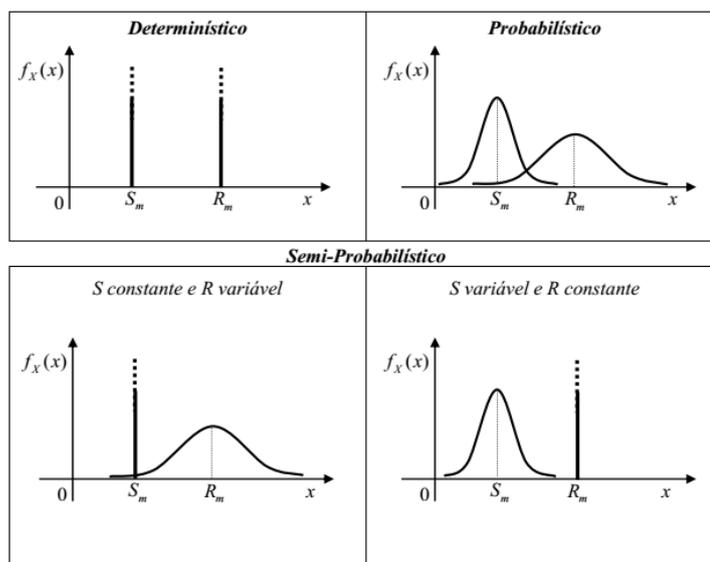


Figura 2.9 – Métodos de verificação da segurança (Silva, 2006).

A segurança das fundações ainda na fase de projeto pode ser verificada através de uma formulação semi-probabilística conhecida como método dos Estados Limites, que surgiu

como alternativa ao método determinístico das Cargas Admissíveis. O método se baseia na aplicação de fatores de segurança parciais aos valores característicos na consideração das incertezas associadas às variáveis de resistência. Todavia esta mudança foi proposta sem uma devida divulgação dos pressupostos científicos em que foi baseada, gerando oposição na sua adoção (SILVA, 2006). Além disso, os fatores de segurança parciais são limitados por serem considerados como introdutórios de níveis de segurança admissíveis.

Segundo CINTRA e AOKI (2010), ambos os métodos de verificação da segurança citados são insuficientes para análise abrangente da segurança de uma fundação. Os autores comentam ainda que considerar que fatores de segurança prescritos em norma garantam a ausência de risco de ruína é um conceito antiquado, pois não se avalia a probabilidade de falha a ela vinculada, e não se considera a forma das curvas de solicitação e resistência, desprezando-se a dispersão dessas grandezas. Os autores sugerem ainda que o conceito mais completo na análise da segurança deve incorporar a abordagem probabilística do problema. Uma forma de proceder a esse tipo de análise é a utilização da Teoria da Confiabilidade.

Uma vantagem do uso da Teoria da Confiabilidade é a caracterização das incertezas nos parâmetros de projeto através da definição de probabilidades, onde um parâmetro qualquer pode ser escrito a partir de uma associação estatística dada por uma distribuição de probabilidades e seus descritores: central (valor médio) e de dispersão (variância). Por outro lado, a Teoria da Confiabilidade tem sua restrição baseada no fato de que os conceitos ainda não estão habituados para a grande maioria dos engenheiros geotécnicos, fazendo, portanto, que sua aplicação não seja usual na prática da engenharia.

2.3.1 Comentários

Na prática brasileira do projeto de fundações por estacas é usual a adoção de métodos determinísticos consagrados como os de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978) na previsão da carga admissível do estaqueamento. Para isso é necessário conhecer as cargas obtidas pelo cálculo estrutural e as características geotécnicas do solo a fim de dimensionar a fundação com segurança.

Um aspecto importante, principalmente em obras de pequeno porte, é o procedimento simplista usado na prática dos projetos de fundações. Independente da metodologia aplicada e dos métodos de cálculo utilizados é comum a escolha de uma única sondagem como representativo para toda o estaqueamento, adotando-se em geral a pior delas, mesmo quando existe mais de um ensaio no campo. Conseqüentemente obtêm-se um único valor de capacidade

de carga e comprimento da estaca para todo estaqueamento, não sendo comum a verificação da real carga admissível, ignorando a dispersão das resistências e desconsiderando a variabilidade do solo local. Na norma brasileira NBR 6122 (2010) A curva de resistência pode ser caracterizada por um desvio padrão dado pelo coeficiente ξ , em função do número de sondagens. A norma permite, portanto, que se tenha a curva de resistência, conhecendo a resistência média a uma dada profundidade e o número de sondagens.

A diferença dos valores dos fatores de segurança obtidos no campo com os valores teóricos de previsão pode ser explicada pela variabilidade das características de resistência e compressibilidade do maciço de solo na área abrangida pelo estaqueamento. Também se pode admitir que incertezas surgem devido às imperfeições dos métodos de cálculo da capacidade de carga e devido às deficiências das investigações geotécnicas que não conseguem reproduzir a realidade tridimensional do maciço de solo. Por isso para o mesmo comprimento de estacas determinado no cálculo, ao qual se vincula o valor da capacidade de carga da fundação, os valores reais de resistência obtidos em prova de carga podem ser diferentes dos valores previstos pelos métodos de cálculo.

Independentemente da situação, seja para os casos teóricos ou reais, os valores de fatores de segurança precisam atender as prescrições das normas técnicas. Segundo CINTRA e AOKI (2013) ignorar a capacidade de carga real é o mesmo que desconhecer o fator de segurança que corresponde ao estaqueamento executado. A determinação real da capacidade de carga do sistema de fundação composto pela estaca e o solo pode ser feita experimentalmente através de provas de carga estática ou ensaios dinâmicos, como prescreve a referida norma brasileira, simultaneamente ao controle de execução. Essa verificação não está compreendida neste estudo.

As abordagens comentadas e presentes na norma consideram apenas níveis de segurança admissíveis, sem avaliar o risco ou probabilidade de ruína. Logo para uma fundação em estacas, a escolha do coeficiente de segurança não deveria ser desvinculada da probabilidade de falha a ela associada. Este fato vem instigando engenheiros a mudanças na avaliação dos problemas geotécnicos de fundações, com a introdução de uma análise mais consistente baseada em conceitos estatísticos da Teoria da Confiabilidade.

Essa nova abordagem de análise da probabilidade de falha do estaqueamento possibilita obter uma fundação mais racional, sem abandonar os conceitos propostos por outros métodos, avaliando se os valores de índice de confiabilidade e probabilidade de falha associadas estão dentro de limites aceitáveis. Dessa forma, uma vantagem direta do uso de uma abordagem

probabilística, é a obtenção de mais informações sobre as chances de ruína dos elementos de fundação que fornecem ao engenheiro projetista melhores condições para a tomada de decisão sobre tipos e comprimentos dos elementos de fundação.

Salienta-se ainda que a norma brasileira de projeto e execução de fundações ainda não estabelece valores máximos e mínimos para a probabilidade de ruína. Dessa maneira o conceito de confiabilidade do estaqueamento fica a critério do engenheiro projetista (ou do responsável pelo processo de decisão) em determinar o seu valor implícito na utilização de fatores de segurança normatizados. Na literatura há prescrições para elementos isolados de fundações por estacas como valores de referências à probabilidade de ruína de obras de fundações.

2.4 Prática das Fundações em Bauru/São Paulo

Antigamente não havia conhecimento técnico suficiente tampouco equipamentos específicos para a execução de fundações profundas aplicadas a obras de pequeno porte. Isso contribuiu para que surgissem patologias nas edificações provenientes do mau desempenho das fundações, também associados ao tipo de solo local.

A região de Bauru é conhecida pelo solo com características porosas e um baixo grau de saturação que lhe conferem caráter colapsível. Inúmeros são os casos constatados em Bauru e região, de obras apoiadas em fundação direta ou em estacas curtas que apresentaram bom desempenho durante alguns anos e começaram repentinamente a apresentar problemas de trincas e rachaduras.

Entre a década de 80 e 90, na cidade de Bauru e em boa parte do estado de São Paulo, começou a utilização em grande escala de estacas profundas moldadas in loco aplicadas em obras de pequeno porte, denominadas estacas apiloadas. Nesse tipo de estaca o furo é aberto por apiloamento do solo, com a simples queda de um soquete, não usando revestimento, sendo o concreto lançado ou socado em pequenos trechos. Ocorre que a execução das estacas apiloadas gera grande propagação de choques, surgindo preocupação em executa-las em locais do terreno próximas a edificações construídas, uma vez que podem afetar a construção vizinha.

Na década de 90, em decorrência dos possíveis problemas da execução das estacas apiloadas, recorreu-se a execução de estacas escavadas de pequenos diâmetros. Nesse tipo de estaca a abertura do furo é feita geralmente por equipamento mecânico de trado convencional, de modo que o solo ao redor da estaca se mantém inalterado. Atualmente a prática das estacas escavadas é dominante em Bauru em região, que praticamente substituiu a execução das estacas

apiloadas, principalmente nos centros urbanos, onde as construções vizinhas são antigas e frágeis. Em locais onde não existem vizinhos ou quando os mesmos se encontram bem afastados, este tipo de estaca ainda é utilizado. A utilização de estacas escavadas é justificada também pelo fato de que o nível d'água na região de Bauru muitas vezes só é encontrado a grandes profundidades.

LOBO (1991) avaliou o comportamento de estacas executadas em obras de pequeno porte, realizando a previsão da carga última das estacas escavadas de pequeno diâmetro por métodos semi-empíricos e comparando-os com as provas de carga. A justificativa de se realizar provas de carga em obras de pequeno porte é que a previsão da carga última de estacas, sem a realização de provas de carga, tem sido preocupação de especialistas de fundações, e que apesar do progresso alcançado nos métodos semi-empíricos para estimativa da capacidade de carga de estacas, a prova de carga principalmente a estática, ainda é um dos meios mais confiáveis e indiscutíveis de se avaliar a carga que uma determinada estaca pode suportar.

LOBO (1991) apresenta o resultado de provas de carga a compressão em 34 estacas de uma obra de pequeno porte executadas em Bauru/SP, sendo 9 com o fuste simplesmente escavado, 21 com o fuste apiloado e 4 com reapiloadamento do fuste, cujos comprimentos variaram de 8 a 12 metros com diâmetros de 25 cm, 30 cm e 35 cm. O local do estudo que está situado próximo ao Campus da faculdade de Engenharia de Bauru, compreende uma área onde fora implementado um grande conjunto habitacional, com a construção de blocos residenciais de 4 pavimentos. O acesso se dá pela principal Avenida Nações Unidas, principal avenida da cidade, próxima a Rodovia Marechal Rondon e Rodovia Comandante João Ribeiro de Barros, conhecida como Rodovia Bauru-Jaú.

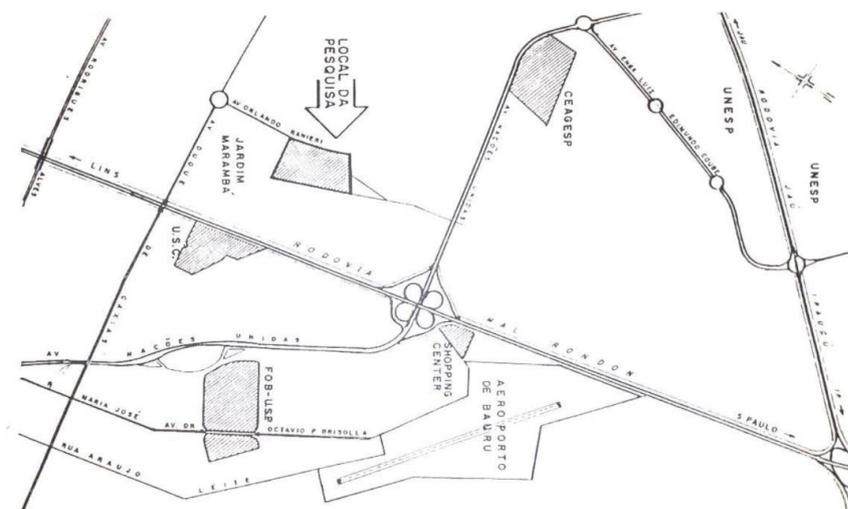


Figura 2.10 – Localização da área da pesquisa (LOBO, 1991).

A determinação das cargas últimas das estacas pelos métodos semi-empíricos foi feita adotando-se para cada local, um perfil de sondagem médio, onde o índice de resistência a penetração a cada metro, foi tomado como sendo o valor médio desse índice nas três sondagens mais próximas. A análise dos resultados das sondagens realizadas na área permite afirmar que o terreno é bastante uniforme e que a mesma é representativa do solo de Bauru.

Utilizando os métodos semi-empíricos de previsão da capacidade de carga das estacas, LOBO (1991) comparou os valores obtidos pelos cálculos com os valores das cargas últimas obtidas na prova de carga, fornecendo valores de correção. Para o método Aoki & Velloso, o coeficiente de correção foi de 1,33, o que significa que a carga de ruptura obtida para prova de carga foi em média 33% maior que a carga prevista pela formulação original do método. O valor do coeficiente de correção para o método Décourt & Quaresma foi de 1,26. Os resultados comprovam que para as obras de pequeno porte, os métodos semi-empíricos se mostram a favor da segurança, justificando a aplicação na previsão da capacidade última para o projeto de estacas em obras localizadas na região.

Importante destacar que a relação de valores de previsão da capacidade de carga com os valores obtidos da prova de carga já está incorporada em normas internacionais como o Eurocode. A norma brasileira de fundações ainda não apresenta nenhuma comparação nesse sentido, sendo uma importante consideração a se fazer no futuro.

Capítulo 3

TEORIA DA CONFIABILIDADE

3.1 Introdução

Em qualquer estrutura em obras de engenharia é imprescindível avaliar o seu desempenho durante o período de vida útil, a fim de garantir o melhor compromisso entre máxima segurança e mínimo custo. Para que isso aconteça, é necessário assegurar que a resistência dos elementos ou do sistema como um todo seja suficiente para suportar as piores combinações de ações durante a vida útil da estrutura (ANG e TANG, 1984).

No entanto, a verificação da segurança não é uma tarefa muito simples, graças às muitas incertezas que existem na concepção, no funcionamento, nos modelos de cálculo e nos parâmetros que definem os sistemas. Dentre as incertezas, destacam-se dois grupos: incertezas aleatórias, que são aquelas inerentes aos fenômenos analisados e que não podem ser eliminadas e as incertezas epistêmicas, vinculadas à falta de informação ou conhecimento dos parâmetros envolvidos no comportamento dos sistemas. Vale ressaltar também que existem as incertezas dos próprios modelos de previsão de desempenho dos elementos e que devem ser consideradas para avaliações mais precisas em busca da melhor relação entre segurança e economia.

Nesse contexto a aplicação da Teoria de Probabilidades via análises de confiabilidade pode ser usada para avaliar essas incertezas dos parâmetros de projeto, na previsão do comportamento geotécnico e estrutural dos elementos, através da quantificação aproximada da segurança de forma mais consistente, em termos de probabilidades de falha para estados limites específicos. Assim, a confiabilidade pode ser definida como uma medida probabilística da garantia de desempenho de um sistema, avaliada em termos de uma medida matemática da chance de violação dos estados limites.

3.2 Confiabilidade na Engenharia

A Teoria da Confiabilidade aplicada à engenharia geotécnica pode ser utilizada, portanto, para a quantificação de probabilidades de falha, considerando-se as incertezas dos parâmetros e modelo, proporcionando dessa forma, uma melhor tomada de decisões por parte dos engenheiros projetistas e demais responsáveis.

A utilização da teoria da confiabilidade na previsão de comportamentos de elementos estruturais e de fundação passa pela definição das variáveis aleatórias consideradas e das funções de estado limite que regem o comportamento dos elementos. Com relação às variáveis aleatórias (VA), estas podem corresponder aos parâmetros do material, geometrias dos elementos e ações solicitantes que contém incertezas e que serão consideradas nas análises. Dessa forma, essas incertezas são incorporadas através da definição de uma função distribuição de probabilidades para cada VA e, conseqüentemente, uma medida de tendência central (média) e uma medida de dispersão em torno da média (desvio-padrão). Em seguida, os modos de falha considerados na análise dos sistemas devem ser definidos matematicamente, a partir de funções das variáveis aleatórias que expressem o comportamento desejado na avaliação da confiabilidade. Isso define as chamadas funções ou equações de estado limite do problema.

As variáveis aleatórias são classificadas como *discretas* quando possuem um domínio finito ou infinito contável de valores possíveis ou *contínuas* quando apresentam o domínio formado por um número infinito de realizações possíveis. Parâmetros de resistência do solo são tratados em geral como VA contínuas, pois podem assumir quaisquer valores, com incontáveis possibilidades dentro de um determinado intervalo.

A regra matemática que determina todas as medidas de probabilidade associadas a todos os valores possíveis das variáveis aleatórias é chamada de função distribuição de probabilidades. As variáveis aleatórias discretas apresentam distribuição de massas de probabilidades definidas por um conjunto de possíveis valores finitos de ocorrência, enquanto que as variáveis contínuas apresentam uma função de densidade de probabilidade (FDP), com comportamento contínuo ao longo do eixo das abcissas, conforme ilustra a Figura 3.1. Para o caso de VA contínuas, a FDP correspondente a uma medida da probabilidade relativa de que X esteja num intervalo muito pequeno de tamanho dx próximo do valor x . Já a função distribuição acumulada de probabilidades (FDA) expressa a probabilidade de fato de que a variável X assumira um valor menor ou igual a x , conforme ilustra a Equação 3.1.

$$P(X = x) = f_X(x)dx$$

$$P(X \leq x) = F_X(x) = \int_{-\infty}^x f_X(x)dx \quad (3.1)$$

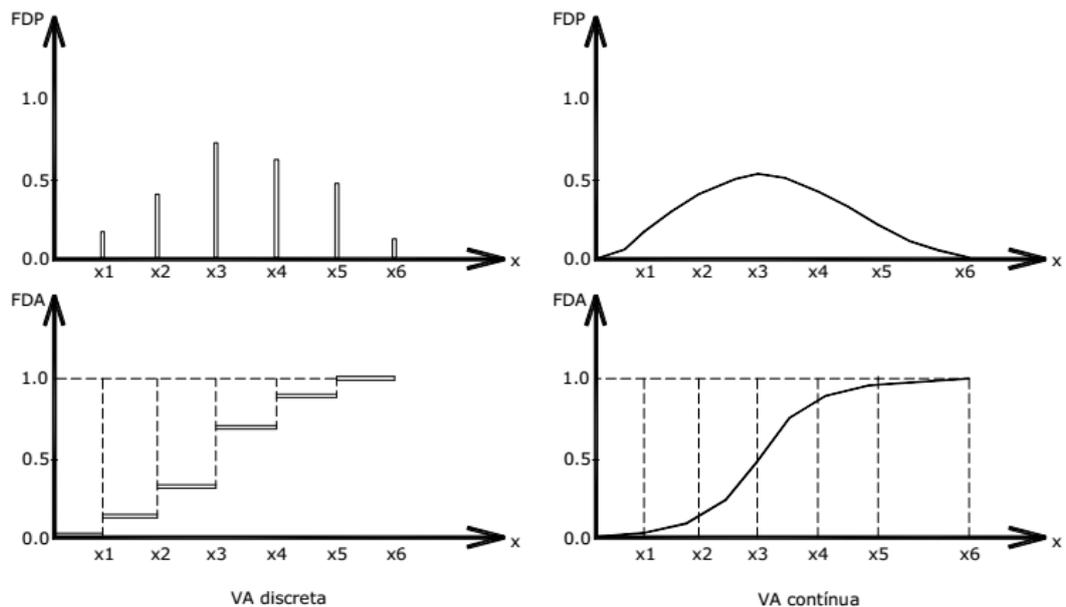


Figura 3.1 –Exemplo de possíveis FDA e FDP de variáveis aleatórias discretas e contínuas (NOGUEIRA, 2010).

Na Engenharia Geotécnica, a verificação da segurança de elementos de fundação, por exemplo, pode ser tratada a partir de análises de confiabilidade, com a consideração de modelos semi-empíricos ou teóricos para previsão da capacidade dos elementos. Esse tipo de abordagem da segurança em estacas pré-moldadas de concreto, considerando a Teoria da Confiabilidade, foi realizado por AOKI (2002). O autor discutiu amplamente o conceito de segurança de fundações sob a perspectiva das análises probabilísticas, com a determinação da probabilidade de ruína de estaqueamentos.

O assunto vem crescendo muito nos últimos anos, com diversas aplicações da abordagem probabilística na engenharia geotécnica, pois o solo carrega em si próprio muitas incertezas, desde seu processo de formação, até os valores dos parâmetros de resistência com variação ao longo da de profundidade e da sua posição em planta, também entendida como variação espacial.

3.2.1 Estados Limites e Probabilidade de Falha

De um modo geral, o objetivo de uma análise de confiabilidade nas engenharias de estruturas e geotécnica é determinar as probabilidades de ocorrência ou não ocorrência de estados limites, de forma a avaliar a segurança do sistema ao longo de sua vida útil. Assim, a Confiabilidade C mede a probabilidade de que o sistema não viole um determinado estado limite e que, em termos matemáticos, é definida pelo complemento da probabilidade de violação do estado limite. Em outras palavras, a confiabilidade indica a probabilidade de sobrevivência do sistema e pode ser avaliada conforme:

$$C = 1 - P_f \quad (3.2)$$

O estado limite é a representação matemática do modo de falha analisado e separa o domínio do problema em duas regiões: domínio de falha e domínio de segurança ou sobrevivência. Assim, o que separa ambas as regiões é a chamada equação de estado limite, descrita pela Equação 3.3, que relaciona matematicamente os diversos parâmetros que representam o comportamento do sistema, sejam eles variáveis aleatórias ou determinísticas.

$$g(X) = g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0 \quad (3.3)$$

Onde: X : Vetor que contém todas as variáveis aleatórias envolvidas; n : Número de variáveis aleatórias.

Em termos gerais, a equação de estado limite pode ser escrita a partir de uma expressão, que relaciona a resistência ou oferta R e a solicitação ou demanda S conforme:

$$g(X) = R(X) - S(X) = 0 \quad (3.4)$$

O domínio de falha é observado para todas as realizações que conduzirem a $g(X) < 0$, enquanto que situações que definem a segurança ou sobrevivência do sistema são obtidas quando $g(X) > 0$. A Figura 3-2 ilustra essa classificação das regiões de segurança e de falha.

Assim, a probabilidade de falha pode ser expressa como a probabilidade de que R seja menor ou igual a S , conforme a Equação 3.5:

$$P_f = P [R - S \leq 0] \quad (3.5)$$

Isso significa que em termos matemáticos, a probabilidade de falha é definida como o somatório de todas as possíveis realizações das variáveis aleatórias de resistência R e de sollicitação S dentro do domínio falha (FREUDENTHAL, 1947), conforme:

$$P_f = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^s f_{RS}(r,s) dr ds \quad (3.6)$$

Onde: f_{RS} é a função densidade conjunta de probabilidades considerando simultaneamente a resistência e a sollicitação.

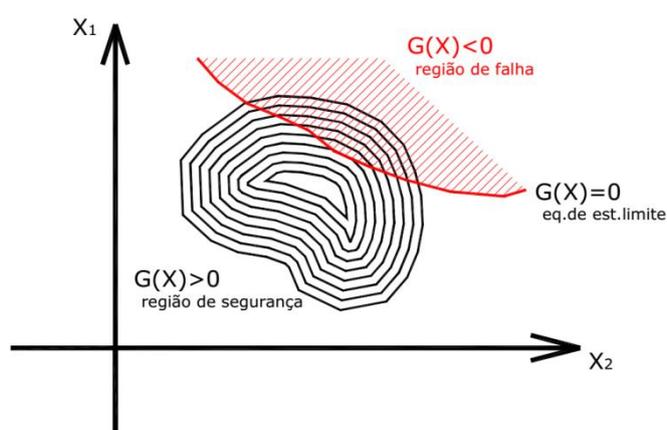


Figura 3.2 – Exemplo de regiões de segurança e de falha para duas variáveis aleatórias (NOGUEIRA, 2010).

Entretanto, calcular a probabilidade de falha diretamente pela Equação 3.6 pode ser uma tarefa bastante complexa, visto que na prática dificilmente se conhece a distribuição conjuntas das variáveis aleatórias. Em geral, o que se pode obter são as informações individuais acerca do comportamento de cada variável, dadas pelas funções densidade de probabilidades marginais. Além disso, as VA podem assumir correlações entre pares, bem como não ser estatisticamente independentes, o que aumenta bastante a complexidade do problema, se tratado diretamente pela definição (Equação 3.6). A Figura 3.3 ilustra as funções densidade de probabilidade marginais de cada VA, f_R e f_S , a função densidade de conjunta de probabilidades f_{RS} , bem como os domínios de falha e de sobrevivência para duas variáveis aleatórias R e S .

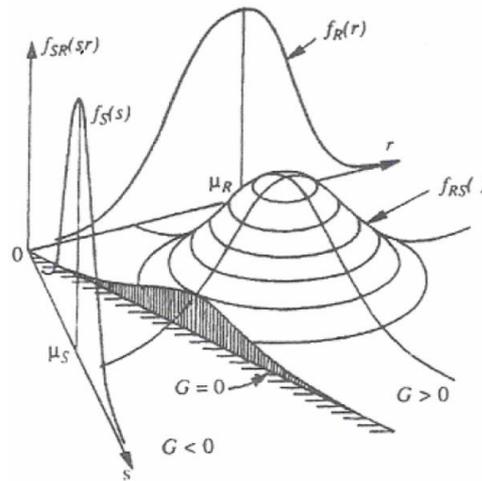


Figura 3.3 – Definição dos domínios de falha e de sobrevivência a partir das funções marginais e conjunta de probabilidades (MELCHERS, 2002).

A Equação 3.7 mostra a definição da probabilidade de falha para o caso em que as VA R e S são estatisticamente independentes. Assim, a função densidade conjunta de probabilidades pode ser substituída pelo produto direto das funções marginais de cada variável.

$$P_f = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^s f_R(r) f_S(s) dr ds = \int_{-\infty}^{+\infty} F_R(s) f_S(s) ds \quad (3.7)$$

Onde: $f_R(r)$: Função marginal densidade de probabilidade (FDP); $f_S(s)$: Função marginal densidade de probabilidade (FDP); $F_R(s)$: Função acumulada de probabilidades da resistência.

A Equação 3.7 é denominada de integral de convolução, na qual $F_R(s)$ representa a probabilidade de $R \leq S$. A Figura 3.4 ilustra as FDP para as variáveis aleatórias R e S , bem como apresenta a interpretação geométrica da probabilidade de falha, através de sua distribuição densidade de probabilidades obtida na região em torno da condição $R = S$ escrita em termos dos valores de cálculo propostos pelos códigos de projeto estrutural na engenharia civil.

A relação entre as médias da solicitação μ_S e da resistência μ_R representa o fator de segurança global, definido por FS. Quanto menor o fator de segurança, mais próximas as curvas de solicitação e resistência estarão uma da outra, aumentando, assim, a área hachurada, e conseqüentemente, resultando numa maior probabilidade de falha. Com isso, é possível observar uma relação direta entre FS e P_f . Esse é um conceito importante e que certamente

contribuirá para o entendimento desse assunto por parte dos engenheiros projetistas que atuam na prática.

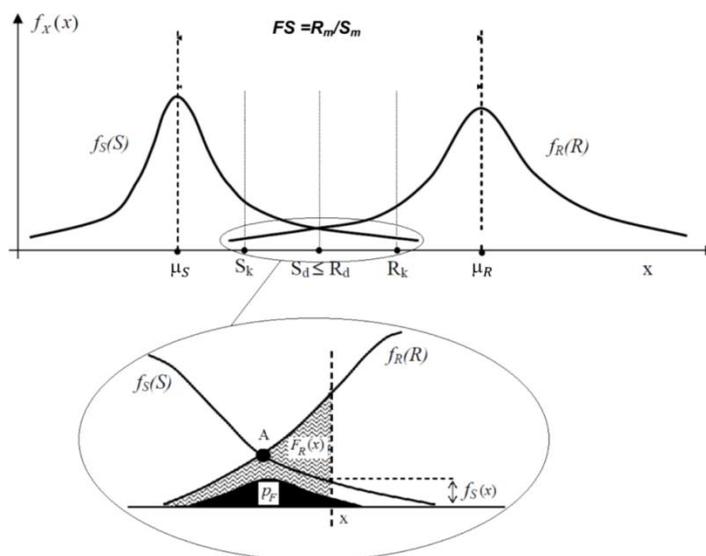


Figura 3.4 – Função densidade de probabilidade da solicitação, da resistência e definição da probabilidade de falha, adaptado de (BARROS, 2012) apud (CINTRA e AOKI, 2010).

Outra consideração importante e que merece ser destacada é a relação de não proporcionalidade entre a região de interferência das distribuições de R e S e a probabilidade de falha. Um pequeno aumento na sobreposição das FDP causa um grande aumento na probabilidade de falha, conforme mostra a Figura 3.5.

Verifica-se, portanto, que a probabilidade de falha não depende só do fator de segurança global dado pelo afastamento entre as curvas de resistência e solicitação, mas também da dispersão em torno das médias dessas variáveis. Esse fato explica por que utilizar o conceito tradicional do fator de segurança global por si só é um equívoco, uma vez que essa abordagem substitui a sobreposição das curvas por apenas um de seus pontos, medindo a segurança apenas pela distância entre as médias.

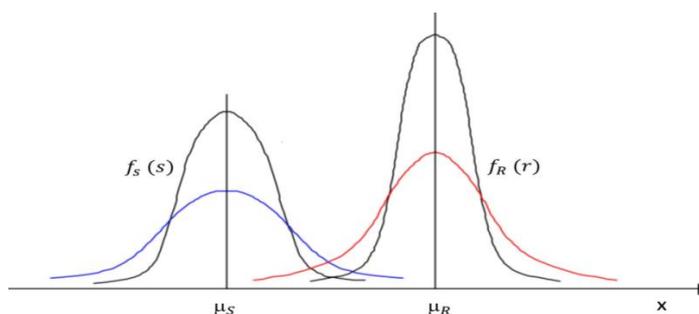


Figura 3.5 – Efeito das dispersões de $f_R(r)$ e $f_S(s)$ sobre a região de interferência entre as curvas e a probabilidade de falha, adaptado de (CASTRO, 1997).

3.2.2 O Problema Fundamental da Confiabilidade

O problema fundamental da confiabilidade é definido pela avaliação da probabilidade de falha de um sistema simples que relaciona diretamente a resistência e a solicitação, a partir de uma função linear chamada de Margem de Segurança (M), conforme Equação 3.8.

$$M = R - S \quad (3.8)$$

Nota-se que, M pode ser entendida exatamente como a equação de estado limite do problema definida pela Equação 3.4, onde $M < 0$ representa falha; $M > 0$ significa sobrevivência ou segurança; $M = 0$ corresponde ao limite entre ambos os domínios. Essa função M depende das funções densidade de probabilidade marginais do problema, dadas por $f_S(s)$ e $f_R(r)$, conforme já definidas anteriormente. Se R e S foram consideradas como variáveis aleatórias e ainda forem normalmente distribuídas, então M também pode ser definida como uma variável aleatória com distribuição normal de probabilidades, cuja FDA é escrita por $F_M(m)$. Dessa forma, pode-se calcular a probabilidade de falha do sistema conforme:

$$P_f = P [M \leq 0] = \int_{-\infty}^0 f_M(m) dm = F_M(0) \quad (3.9)$$

A Figura 3.6 ilustra a probabilidade de falha obtida em função da margem de segurança como sendo a área sob a FDP de $M < 0$.

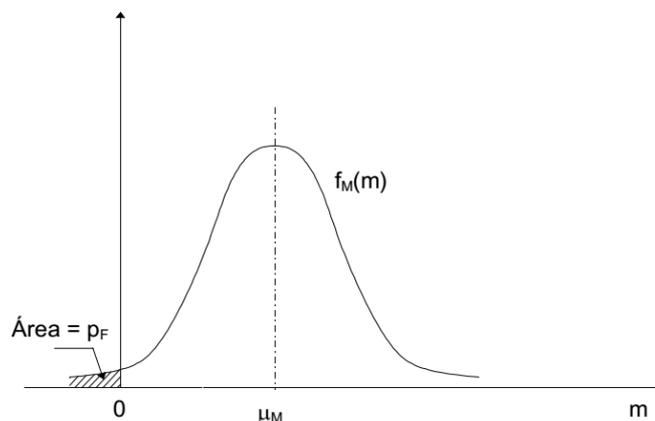


Figura 3.6 – Probabilidade de falha em função da margem de segurança (Castro, 1997).

Como M é normalmente distribuída e assumindo que R e S são estatisticamente independentes, os descritores centrais de M podem ser obtidos pela estimativa clássica de primeira ordem da média e variância de funções lineares de variáveis aleatórias conforme:

$$E[M] = \mu_M \cong g(\mu_R, \mu_S) \quad (3.10)$$

$$Var[M] = \sigma_M^2 \cong \sum_{i=1}^2 Var[X_i] \left(\frac{\partial M}{\partial x_i} \right)^2 \Big|_{\mu} \quad (3.11)$$

Portanto, a média e o desvio-padrão da margem de segurança M podem ser obtidos por:

$$\mu_M = \mu_R - \mu_S \quad (3.12)$$

$$\sigma_M = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (3.13)$$

Onde: μ_R : Média de R ; μ_S ; Média de S ; σ_R ; Desvio-padrão de R ; σ_S ; Desvio-padrão de S .

A Figura 3.7 traz uma representação geométrica acerca margem de segurança e a relação entre as FDP de M , R e S . São duas maneiras diferentes de observar a probabilidade de falha ou ruína (P_r), a partir da função margem de segurança M e da sobreposição das funções marginais de R e S . A distância em termos das médias de R e S define a média de M e pode ser ainda escrita em unidades de desvio-padrão de M , a partir do produto entre um coeficiente β_M e β_M . Esse coeficiente β_M é chamado de índice de confiabilidade.

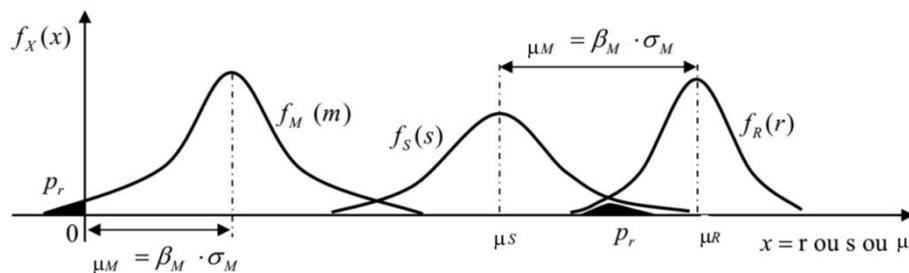


Figura 3.7 – Margem de segurança e respectivo índice de confiabilidade, adaptado de (SILVA, 2006).

Para o cálculo de probabilidades, a variável aleatória M pode ser transformada para o espaço normal-padrão não correlacionado U , com média nula e desvio-padrão unitário, a partir da Equação 3.14.

$$U = \frac{M - \mu_M}{\sigma_M} \quad (3.14)$$

Assim, a probabilidade de falha pode ser obtida com base na nova variável U conforme:

$$P_f = P [M \leq 0] = P \left[U \leq \frac{0 - \mu_M}{\sigma_M} \right] = P \left[U \leq -\frac{\mu_M}{\sigma_M} \right] \quad (3.15)$$

Reescrevendo a Equação 3.15 obtém-se a probabilidade de falha como sendo:

$$P_f = \Phi \left(-\frac{\mu_M}{\sigma_M} \right) = \Phi(-\beta) \quad (3.16)$$

Onde: $\Phi(\cdot)$: distribuição normal acumulada no espaço normal-padrão amplamente tabelada em livros de Estatística; $\frac{\mu_M}{\sigma_M}$: índice de confiabilidade βM ou simplesmente β .

A Figura 3.8 ilustra, para o caso de duas VA, a representação geométrica da probabilidade de falha como sendo o próprio índice de confiabilidade. Assim, o índice de confiabilidade β pode ser definido como uma medida geométrica correspondente à menor distância entre a origem do sistema no espaço normal-padrão (média da variável aleatória M) até o ponto onde $M = 0$ ($R = S$). O ponto sobre a equação de estado limite é chamado de ponto de projeto P^* e corresponde às coordenadas das VA sobre as quais há o maior conteúdo de probabilidades. Em outras palavras, se as VA acontecerem com esses valores das coordenadas que definem o ponto de projeto, haverá a maior probabilidade de ocorrência da violação do estado limite.

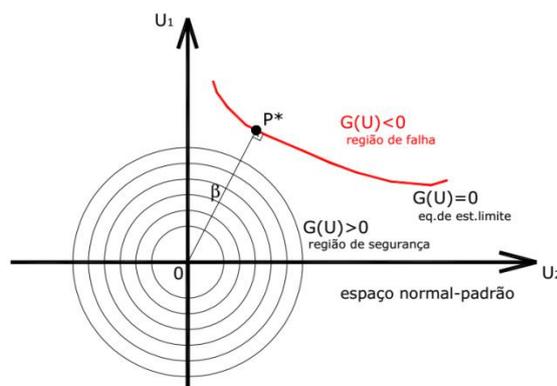


Figura 3.8 –Definição do índice de confiabilidade no espaço normal-padrão (NOGUEIRA, 2010).

Considerando o caso particular em que as variáveis aleatórias são estatisticamente independentes e normalmente distribuídas, o índice de confiabilidade β pode ser obtido diretamente conforme:

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (3.17)$$

Portanto, o índice de confiabilidade pode ser interpretado como uma medida do nível de segurança do sistema frente ao estado limite considerado. Determinado o índice de confiabilidade pode-se obter o fator de segurança, uma vez que existe uma relação direta entre essas duas grandezas. É interessante que esses dois parâmetros sejam avaliados conjuntamente, pois são maneiras diferentes de se quantificar o nível de segurança para o sistema (AOKI, 2008).

CINTRA e AOKI (2010) mostram a dependência entre o fator de segurança global FS e o índice de confiabilidade β quando as distribuições forem normais ou gaussianas, conforme mostra a Equação 3.18.

$$FS = \frac{1 + \beta\sqrt{v_S^2 + v_R^2 - v_R^2 v_R^2 \beta}}{1 - \beta^2 v_R^2} \quad (3.18)$$

Verifica-se que uma vez fixadas as formas das FDP de R e S , definidas pelos respectivos coeficientes de variação v_R e v_S (razão entre o desvio-padrão e a média), o fator de segurança FS torna-se dependente do índice de confiabilidade β , demonstrando que essas grandezas são inseparáveis do ponto de vista matemático. Destaca-se que o valor de fator de segurança deveria ser relação da mediana, que representa o valor central de um conjunto de dados. Ocorre que especificamente para a distribuição normal, a moda, média e mediana são coincidentes, caindo na relação proposta na equação 3.18. Quando não se sabe a forma das curvas de resistência e solicitação, a utilização simplista da equação descrita, resulta em valores de probabilidade de ruína maiores do que o esperado caso as curvas não sejam gaussianas, sendo, portanto, o resultado obtido a favor da segurança e validando a sua utilização.

3.3 Métodos de Solução

O problema fundamental da confiabilidade descreve uma situação simples, na qual apenas duas variáveis aleatórias independentes e normais são consideradas, bem como a equação de estado limite definida pela margem de segurança é linear. Isso, entretanto, não

reflete a grande maioria dos problemas da engenharia, onde os modos de falha são governados por modelos não lineares de comportamento de materiais ou ainda as diversas VA são descritas por distribuições de probabilidades distintas da normal, com a ocorrência inclusive de correlação entre pares de VA. Nesses casos, a avaliação da probabilidade de falha de sistemas com essas características pode se tornar complexa e completamente inviável a partir da definição com uso da função densidade conjunta. A solução desses problemas requer, portanto, a aplicação de métodos alternativos que permitam tratar as VA, suas distribuições de probabilidades e as equações de estado limite de uma forma direta e geral. Assim, os métodos de análise de confiabilidade alternativos podem ser divididos basicamente em dois grupos: métodos baseados em simulações e os métodos baseados em transformações.

Os métodos de simulação têm como premissa a geração de amostras normalmente com grandes quantidades de pontos para posterior avaliação do estado limite, segundo um modelo de comportamento do sistema para todos os pontos gerados do espaço amostral. Nos problemas de engenharia, a simulação numérica é realizada através de programas computacionais para prever o desempenho do sistema, considerando diversas situações possíveis (geração aleatória de amostras) sempre que seja difícil de realizar um experimento na prática ou quando são necessários muitos ensaios de laboratório que exigiriam um alto custo. Tais métodos são conhecidos na literatura como métodos “exatos” para o cálculo da probabilidade de falha à medida que o número de simulações tende ao infinito. Embora sejam muito simples de se compreender, os métodos de simulação têm como principal desvantagem o custo computacional que podem exigir. Isso depende da complexidade do modelo mecânico utilizado para descrever o estado limite analisado. Em casos em que a resposta do sistema seja definida por um modelo numérico como, por exemplo, baseado no Método dos Elementos Finitos ou ainda, para casos em que as probabilidades de falha são muito pequenas, o uso da simulação pode ser impeditivo. Dentre os métodos de simulação mais utilizados, destaca-se o Método de Simulação de Monte Carlo (MC), de grande conhecimento e aplicação na comunidade científica. Mais detalhes sobre a formulação do MC, suas limitações e melhorias para reduzir a quantidade de amostras necessárias pode ser encontrada em NOGUEIRA (2010), NOWAK e COLLINS (2000), BECK (2015) e SANTOS (2014).

Já entre os métodos com base em transformações, em que são considerados somente os dois primeiros momentos estatísticos das funções de distribuição de probabilidades, ou seja, a média e a variância, porém com a possibilidade de definição das VA com qualquer distribuição e correlação entre pares, destacam-se: o Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM)

e o Método de Confiabilidade de Segunda Ordem (SORM). Esses métodos são também considerados aproximados, pois sempre introduzem uma descrição aproximada da função de estado limite na vizinhança do ponto de projeto para o cálculo da probabilidade de falha. Tais métodos são comumente utilizados em avaliações de confiabilidade na engenharia, tendo grande aceitação graças à facilidade de aplicação (VEIGA, 2008). Uma das vantagens dos métodos de transformação é a reduzida quantidade, em geral, de avaliações do estado limite para a obtenção do ponto de projeto e da probabilidade de falha, mostrando-se, neste aspecto, muito mais vantajoso que os métodos de simulação.

3.3.1 O Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM)

O Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM) é um método de transformação que permite considerar quaisquer funções densidade de probabilidades para as variáveis aleatórias, bem como permite a definição de correlações entre pares de variáveis.

O FORM transforma as VA do espaço físico X para o espaço normal-padrão não correlacionado Y através de uma transformação isoprobabilística que preserva o mesmo conteúdo de probabilidade entre ambos os espaços. O modelo de Nataf e o princípio da distribuição normal equivalente são utilizados nesses casos para escrever o problema no espaço normal-padrão não correlacionado, onde o índice de confiabilidade β é determinado. O ponto de projeto, bem como o β são obtidos através da solução de um problema de otimização, no qual se minimiza a distância da origem do espaço normal-padrão não correlacionado até a equação de estado limite ($g = 0$). Dessa forma, o índice de confiabilidade é determinado e as coordenadas do ponto sobre a superfície $g = 0$ definem o ponto de projeto (ERASO, 2012). A probabilidade de falha, conhecendo-se o índice de confiabilidade, é determinada a partir da Equação 3.16. A Figura 3.9 ilustra o procedimento utilizado no método FORM.

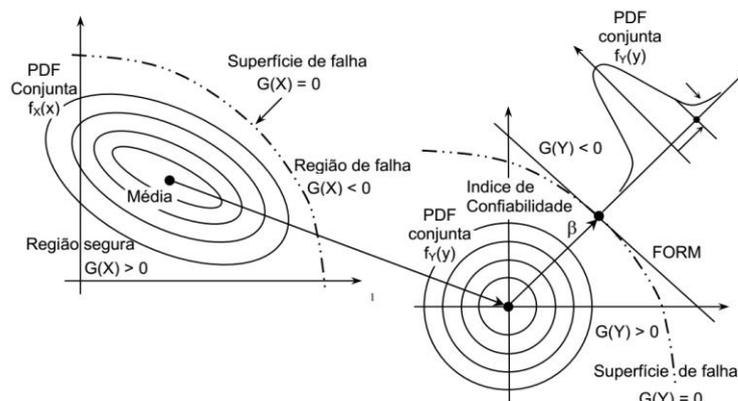


Figura 3.9 – Transformação do espaço físico original para o espaço normal-padrão não correlacionado (Choi & Youn, 2001 apud LOPES, 2007).

Uma vantagem do FORM é que além de fornecer o índice de confiabilidade e as coordenadas do ponto de projeto, o método também fornece os fatores de sensibilidade das VA sobre a probabilidade de falha, a partir dos cossenos diretores do vetor distância que define o índice de confiabilidade no ponto de projeto. Essas medidas são interessantes, pois indicam a importância de cada variável aleatória envolvida na análise sobre a resposta do sistema em termos da probabilidade de falha modo analisado. Mais detalhes sobre o FORM e os demais métodos de transformação podem ser encontrados em NOWAK e COLLINS (2000) e BECK (2015).

3.4 Valores de Referência em Confiabilidade na Engenharia Geotécnica

A norma brasileira de fundações ABNT NBR 6122 (2010) não prescreve valores limites para a probabilidade de falha ou índices de confiabilidade mínimos recomendados para elementos de fundação a serem adotados pelos engenheiros geotécnicos. A adoção explícita desses valores fica a critério do projetista ou do responsável pela decisão. Portanto, não há a avaliação dos riscos envolvidos no projeto de fundações apenas com a consideração dos fatores de segurança.

Mesmo na literatura ainda não há prescrições diretas e claras para elementos isolados de fundações por estacas, mas apenas referências à probabilidade de falha de obras de fundações, como os valores recomendados por LUMB (1966) que sugere um valor de risco para a segurança de fundações da ordem de 1/1000 e 1/100.000.

Em MEYERHOF(1969) encontram-se algumas indicações sobre a relação entre probabilidade de falha e alguns tipos de estruturas. Para obras de terra, a P_f aceitável tem ordem de grandeza de 10^{-3} ; para fundações “offshore”, a P_f associada é de 10^{-2} , enquanto que para as fundações convencionais, o valor prescrito para probabilidade de falha que seja aceitável é da ordem de 10^{-4} .

WHITMAN (1984 e 2000) também indica valores para o risco admissível em fundações entre 1/100 a 1/1000. Esses valores estão apresentados em um gráfico (Figura 3.10) que relaciona a probabilidade de falha anual em várias atividades, e suas consequências em termos de custos financeiros e perdas de vida. Assim, a probabilidade de falha anual na atividade de fundações encontra-se na faixa entre 10^{-2} e 10^{-3} , o que correspondente a valores de β entre 2,33 e 3,09, respectivamente.

AHMAD e VANNUCCHI (2003) recomendam valores para o índice de confiabilidade, na ruptura, para estacas isoladas da ordem de 3,0 (usualmente recomendado para fundações), enquanto que para estacas em grupo, o índice de confiabilidade pode variar de 2,0 a 2,8.

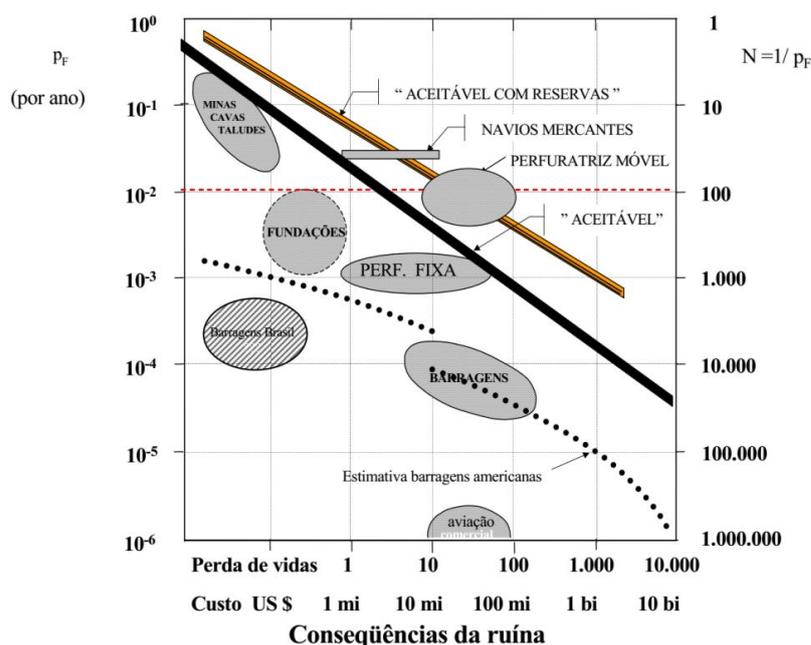


Figura 3.10 – Probabilidade de falha e consequências da falha (Whitman, 1984) apud (AOKI, 2005).

Outras referências de valores de confiabilidade podem ser encontradas na literatura. CLEMENS (1983) apresenta uma escala subjetiva do nível de probabilidade de ocorrência de eventos segundo as Normas Militares publicadas pelo Departamento de Defesa dos Estados

Unidos (MIL-STD-882) para balizar e fixar a probabilidade de ruína de obras de fundações. Esses valores são mostrados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Escala subjetiva MIL- STD-882. (CLEMENS, 1983) apud (AOKI, 2005).

Limiar de percepção		Nível de probabilidade	Inverso	Nível	Descrição da ocorrência
8×10^{-2} (1/12)	→	3×10^{-1}	3,3	A	Frequente
8×10^{-3} (1/125)	→	3×10^{-2}	33	B	Provável
8×10^{-4} (1/1250)	→	3×10^{-3}	333	C	Ocasional
8×10^{-4} (1/12500)	→	3×10^{-4}	3333	D	Remoto
		3×10^{-5}	33333	E	Improvável

A Tabela 3.2 apresenta a relação quantitativa entre a probabilidade de falha e o índice de confiabilidade para ilustração da relação entre essas duas medidas. É importante destacar que não há uma relação de proporcionalidade entre P_f e β , onde pequenas diferenças no índice de confiabilidade resultam em mudanças significativas na probabilidade de falha.

Tabela 3.2 – Probabilidade de falha e índice de confiabilidade (ANG e TANG, 1984).

P_f		β
0,50	→	0,00
0,25	→	0,67
0,16	→	1,00
0,10	→	1,28
0,05	→	1,65
0,01	→	2,33
10^{-3}	→	3,20
10^{-4}	→	3,72
10^{-5}	→	4,25
10^{-6}	→	4,75

3.5 Procedimento de Cálculo

As análises de confiabilidade realizadas neste trabalho contemplaram uma abordagem local de cada elemento isolado de fundação, ou seja, determina-se a probabilidade de falha do elemento sem qualquer influência dos demais outros elementos que compõem os estaqueamentos. Nessa abordagem, os modelos semi-empíricos de previsão de capacidade de carga já descritos anteriormente foram adotados para o cálculo da variável aleatória resistência, enquanto que a solicitação foi definida pelos carregamentos aplicados nas obras analisadas. Os modelos de previsão de capacidade de carga foram acoplados diretamente com o FORM (Método de Confiabilidade de Primeira Ordem) para a avaliação da probabilidade de falha no

estado limite último de perda de capacidade resistente do elemento de fundação. Nessa etapa, foi utilizado o programa RELgen (*RELIability generical*) desenvolvido por NOGUEIRA (2010). A seguir, descreve-se como foi realizada a análise Local e o programa RELgen com mais detalhes.

3.5.1 Avaliação da Confiabilidade: Abordagem Local

Na análise de confiabilidade local, os métodos semi-empíricos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1996) foram inseridos como sub-rotinas no programa computacional acadêmico RELgen NOGUEIRA (2010). Nessa análise, as estacas foram projetadas testando diferentes diâmetros, comprimentos e número de estacas por bloco, para avaliar as melhores combinações de elementos em termos do índice de confiabilidade. A abordagem local permite que se defina o estaqueamento, elemento por elemento, na fase de projeto ou ainda que se avalie de maneira mais consistente a segurança desses elementos isolados de fundação. Além disso, um subproduto direto dessas análises é a determinação da sensibilidade dos parâmetros que mais influenciam a probabilidade de falha individual. A Figura 3.11 mostra as fases da abordagem local.

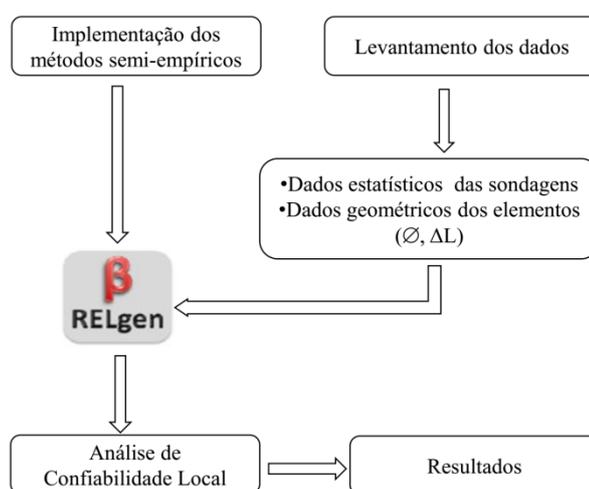


Figura 3.11–Fluxograma do procedimento da análise Local de confiabilidade, adaptado de (Giacon Junior, 2017).

A utilização desse tipo de abordagem local também tem sua importância por permitir avaliar previamente quais estacas tem maiores probabilidades de falha e, assim, sugerir possíveis readequações para o estaqueamento, com o objetivo de garantir a segurança de forma individual dos elementos. Essa pode ser uma etapa inicial em projeto de fundações, em que os

elementos são dimensionados segundo esse critério baseado em confiabilidade para, em seguida, a segurança de todo o estaqueamento ser avaliada em termos de probabilidade de falha e termos do fator de segurança.

3.5.2 O Programa Computacional RELgen

O programa computacional RELgen foi utilizado nas análises de confiabilidade segundo a abordagem local. O programa que utiliza linguagem Fortran foi desenvolvido por Nogueira (2010) e permite a realização de análises de confiabilidade através dos seguintes métodos: simulação de Monte Carlo, acoplamento direto com o FORM e Superfícies de Respostas.

Os métodos semi-empíricos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1996) para dimensionamento geotécnico de fundações em estacas foram implementados no RELgen na forma de sub-rotinas. Os dados de entrada a serem inseridos neste tipo de análise são referentes às características geométricas dos elementos de fundação por bloco de coroamento (diâmetro, comprimento e número de estacas), as sondagens (coeficientes característicos do solo) e as estatísticas das variáveis consideradas como aleatórias inseridas em arquivo de entrada do tipo texto. Os dados de entrada inseridos na rotina dos métodos podem ser observados conforme Figura 3.12 destacadas em cor verde para o método Décourt & Quaresma, sendo que o mesmo procedimento foi realizado para o método Aoki & Velloso.

```

RELgen - Compaq Visual Fortran - [C:\...REL_LIMIT_STATE.f90 *]
File Edit View Insert Project Build Tools Window Help

RELgen files
  Pórtico 2D - MEFdes
  Materiais Apo-Concreto
  Leit. Constitutivas Teóricas
  Matemática
  Módulo de Confiabilidade
    REL_BODY.run.f90
    REL_CROSS_TERMS.f90
    REL_CUMULATIVE_GAUSS.f90
    REL_DOMAIN_DECISION.f90
    REL_EXPERIENCE_POINTS.f90
    REL_FORM.f90
    REL_GAMMA_CONTINUED.f90
    REL_GAMMA_LN.f90
    REL_GAMMA_P.f90
    REL_GAMMA_P_INV.f90
    REL_GAMMA_QUADRATUR.f90
    REL_GAMMA_SERIES.f90
    REL_HOLD_VALUES.f90
    REL_INVERSE_FAP.f90
    REL_INVERSE_GAUSS.f90
    REL_LIMIT_STATE.f90

S2 = VX(2)
G = Rm - ((S1 + S2)/1) | caso de 1 estaca
G = Rm - (S1 + S2) | caso de 1 estaca
-----
- Metodo de Decourt & Quaresma -
alfap = 0.6d0
betap = 0.65d0
Coef = 4.d2 | kN/a2

DP = 0.30d0 | diametro da estaca em metros
DL = 13.0d0 | comprimento da estaca em metros

AP = (3.1415d0*DP**2)/4.d0
UP = 3.1415d0*DP

Rap = alfap*Coef*AP*VX(4)
Rm1 = 10.d0*betap*UP*DL*((VX(3)/3.d0)+1.d0)
Rm = Rap + Rm1

S1 = VX(1)
S2 = VX(2)

G = Rm - ((S1 + S2)/2) | caso de 3 estacas
G = Rm - (S1 + S2) | caso de 1 estaca
-----

Build Debug Find in Files 1 Find in Files
Ready

```

Figura 3.12 –Interface de entrada dos dados no programa RELgen.

As variáveis aleatórias consideradas nas análises de confiabilidade foram: N_{SPT} na ponta da estaca, N_{SPT} para o atrito lateral ao longo do comprimento da estaca, carga permanente e carga variável, ambas atuando no pilar que descarrega sobre o bloco de coroamento que se apoia nas estacas. As três primeiras variáveis aleatórias (resistência de ponta, atrito lateral e carga permanente) foram consideradas como sendo normalmente distribuídas, como também ocorrem nos trabalhos de Aoki a fim de facilitar a exposição do assunto. A carga variável foi representada pela distribuição de Gumbel – extremo tipo I, que é utilizada quando o problema tratado corresponde a um processo não-gaussiano e depende basicamente do comportamento da extremidade de interesse (máximos ou mínimos). O mesmo critério foi utilizado por Moreno (2005) que apresenta uma proposta de metodologia para critério de projeto de fundações de estacas de sucção, onde foi utilizado a distribuição Gumbel para ajustar valores extremos das cargas axiais atuantes, assim como ocorre no comportamento das cargas variáveis. A Figura 3.13 mostra o arquivo de entrada tipo texto onde as variáveis aleatórias são informadas com suas respectivas estatísticas.

```

----- ARQUIVO PRINCIPAL DE ENTRADA DE DADOS DO RELgen -----
----- TIPOS DE ANÁLISE -----
1
----- NÚMERO DE MODOS DE FALHA -----
1
----- NÚMERO DE VARIÁVEIS ALEATÓRIAS -----
4
----- ESTATÍSTICAS DAS VARIÁVEIS ALEATÓRIAS -----
V. A.  MÉDIA  DESV. PADR.  DISTR. PROB.
1      5.90   0.801      1
2      2.67   0.816      1
3      43.575  4.3575     1
4      0.600   0.150      3
----- SUPERFÍCIES DE RESPOSTAS -----
GR. POL.  PE. EXP.  TER. CRUZ.  TER. CRUZ. ORDEM 3
2         1       2           1
----- SEMENTE PARA SIMULAÇÃO -----
11111111
----- TOLERANCIA PARA CONVERGÊNCIA -----
0.001
----- NÚMERO MÁXIMO DE ITERAÇÕES/SIMULAÇÕES -----
500
Tipos de Análise Disponíveis:
1 - Acoplamento Direto via FORM
2 - MONTE CARLO puro
3 - Domínios Compostos via FORM/ESM/MC sea ou com Termos Cruzados de ordem 2 ou 3
4 - ...
Códigos para Distribuições de Probabilidades (DISTR. PROB.) Disponíveis:
0 - Distribuição UNIFORME
1 - Distribuição NORMAL
2 - Distribuição LOGNORMAL
3 - Distribuição GUMBEL (Extremo Tipo I - máximos)
4 - Distribuição GAMMA
Códigos para Grau do Polinômio das Superfícies de Resposta (GR. POL.) Disponíveis:
1 - Polinômio de Primeiro Grau
2 - Polinômio de Segundo Grau
Códigos para Planos de Experiência das Superfícies de Resposta (PE. EXP.) Disponíveis:
1 - Plano ESTRELA
Códigos para consideração ou não de Termos Cruzados no polinômio (TER. CRUZ.) Disponíveis:
1 - Não considera termos cruzados
2 - Sim considera termos cruzados
Códigos que definem a ordem da aproximação polinomial (Ter. Cruz. Ordem 3) Disponíveis:
1 - Não considera os termos cruzados de ordem 3 (ex.: a*x1*x2)*x3, pois de ordem 2 são automáticos)
2 - Sim considera os termos cruzados de ordem 3 (ex.: a*x1*x2)*x3, pois de ordem 2 são automáticos)

```

Figura 3.13 – Interface de entrada dos dados via arquivo texto no programa RELgen.

Os resultados das análises são agrupados em arquivo de saída tipo texto, conforme Figura 3.14 e contém as seguintes informações:

- Coordenadas do Ponto de Projeto no Espaço Físico;

- Coordenadas do Ponto de Projeto no Espaço Normal-Padrão;
- Fatores de Sensibilidade (influência das variáveis aleatórias);
- Índice de Confiabilidade (β);
- Probabilidade de falha (P_f);
- Erro para convergência em termos do índice de confiabilidade;
- Erro para convergência em termos das coordenadas do ponto de projeto.

```

----- ARQUIVO PRINCIPAL DE SAIDA DE DADOS DA ANALISE DE CONFIABILIDADE -----
----- Iteracao: 1 -----
----- COORDENADAS DO PONTO DE PROJETO NO ESPACO FISICO -----
X1 X2 X3 X4
0.500000E+01 0.297595E-01 0.489008E+02 0.580412E+00
----- COORDENADAS DO PONTO DE PROJETO NO ESPACO NORMAL-PADRAO -----
Y1 Y2 Y3 Y4
-0.275360E-02 -0.323559E+01 0.122222E+01 0.402283E-01
----- EQUACAO DE ESTADO LIMITE NO ESPACO FISICO -----
GX
0.000000E+00
----- FATORES DE SENSIBILIDADE -----
A1 A2 A3 A4
0.633734E-06 0.875009E+00 0.124855E+00 0.135260E-03
0.796074E-03 0.935419E+00 -0.353349E+00 -0.116301E-01
----- INDICE DE CONFIABILIDADE -----
Beta
3.4590
----- PROBABILIDADE DE FALHA -----
PFa11
0.271167E-03
----- ERRO EM TERMOS DO INDICE DE CONFIABILIDADE -----
Erro
0.100000E+01
----- ERRO EM TERMOS DAS COORDENADAS DO PONTO DE PROJETO -----
Erro
0.100000E+01

----- Iteracao: 2 -----
----- COORDENADAS DO PONTO DE PROJETO NO ESPACO FISICO -----
X1 X2 X3 X4
0.500000E+01 0.281729E-01 0.489040E+02 0.580586E+00
----- COORDENADAS DO PONTO DE PROJETO NO ESPACO NORMAL-PADRAO -----
Y1 Y2 Y3 Y4
-0.275525E-02 -0.323753E+01 0.122296E+01 0.382837E-01
----- EQUACAO DE ESTADO LIMITE NO ESPACO FISICO -----
GX
0.000000E+00
----- FATORES DE SENSIBILIDADE -----
A1 A2 A3 A4
0.633742E-06 0.875020E+00 0.124857E+00 0.122354E-03
0.796079E-03 0.935425E+00 -0.353351E+00 -0.110614E-01
----- INDICE DE CONFIABILIDADE -----
Beta
3.4610
----- PROBABILIDADE DE FALHA -----
PFa11
0.269104E-03
----- ERRO EM TERMOS DO INDICE DE CONFIABILIDADE -----
Erro
0.594127E-03
----- ERRO EM TERMOS DAS COORDENADAS DO PONTO DE PROJETO -----
Erro
0.822403E-03

```

Figura 3.14 – Interface de saída dos resultados no programa RELgen.

3.6 Síntese Bibliográfica aplicada a Fundações utilizando a Teoria da Confiabilidade

Nesta pesquisa foram compiladas referências recentes baseadas na Teoria da Confiabilidade aplicada à análise de fundações em estacas. Em SILVA (2006) encontra-se um resumo da evolução do conhecimento sobre o assunto, mostrando como evoluir a noção de segurança e confiabilidade na engenharia geotécnica de fundações.

Os estudos expressam a dificuldade de avaliar o comportamento do sistema de fundação, considerando a interação solo-estrutura. Nos artigos, em geral, a verificação do desempenho

das fundações é baseada na análise probabilística ou por modelos que representam o comportamento atípico do sistema solo-estrutura, que não segue padrões. A dificuldade, na maioria dos casos, está relacionada na adoção de parâmetros associados ao solo e os adequar a modelos matemáticos propostos.

RUIZ (1984) avaliou a confiabilidade de estacas individuais carregadas lateralmente considerando como estado limite a capacidade resistente ao momento fletor das seções transversais. O método de confiabilidade adotado para avaliação do comportamento das estacas foi o FOSM (First Order Second Moment). As estacas foram analisadas considerando que estavam totalmente imersas em argila mole saturada provenientes de diversos locais. A autora destacou que os índices de confiabilidade obtidos não foram uniformes, evidenciando a falta de uniformidade na segurança das estacas dimensionadas segundo as mesmas bases de projeto.

TANDJIRIA et al.(2000) avaliaram probabilidades de falha em estacas carregadas lateralmente considerando como estados limites o deslocamento lateral da cabeça da estaca e a capacidade resistente ao momento fletor, considerando o solo como sendo homogêneo. A análise de confiabilidade aplicando-se o Método de Superfície de Resposta (MSR) na verificação da falha do sistema solo-estaca foi comparada com os resultados obtidos com a simulação de Monte Carlo. Os autores apontaram que o MSR se mostrou mais eficiente quando comparado à simulação de Monte Carlo, pois requer um número muito menor de realizações, diminuindo o custo computacional envolvido nas análises.

MEHANNY et al.(2011) empregaram a análise probabilística através do Método dos Elementos de Contorno aplicados em problemas de deslocamentos de estacas. A condição de carga excêntrica de uma estaca foi avaliada quando um deslocamento de uma única estaca muda a posição do centro de gravidade do grupo de estacas. A metodologia proposta aplica o conceito probabilístico para modelar as estacas e o bloco de estacas, juntamente com técnicas de simulação de Monte Carlo (MC) para reproduzir o possível deslocamento aleatório de uma dada estaca. O estudo verificou que o deslocamento de uma única estaca num bloco ou conjunto de estacas não necessariamente afeta a segurança da mesma, uma vez que esse deslocamento afeta ligeiramente a flexão que ocorre no bloco. Além disso os resultados mostraram que se aplicada uma carga extra de 10% acima da resistência determinada em projeto, já é suficiente para garantir a segurança caso ocorra deslocamento de uma única estaca dentro do bloco.

CHAN e LOW(2012) realizaram um estudo cujo objetivo foi avaliar a confiabilidade de projetos geotécnicos aplicados especificamente a estacas de aço carregadas lateralmente, localizadas no solo arenoso do rio Arkansas. As probabilidades de falha devido ao carregamento

lateral foram avaliadas segundo uma nova abordagem híbrida que associa os métodos de Superfície de Resposta e Redes Neurais Artificiais. Os resultados indicaram que a carga lateral aplicada na cabeça da estaca e a profundidade do lençol freático tem forte influência no índice de confiabilidade e na probabilidade de falha da estaca.

TEIXEIRA et al. (2012) estudaram dois casos de estacas carregadas verticalmente, sendo o caso 1 as estacas escavadas e o caso 2 estacas metálicas. Analisaram a influência das incertezas geotécnicas na probabilidade de falha de estacas carregadas verticalmente para dois casos distintos, a fim de se obter informações que auxiliem a tomada de decisões em projeto. As análises de sensibilidade foram realizadas usando os métodos FORM (*First Order Reliability Method*) e MCS (simulação de Monte Carlo). As incertezas físicas das ações, a variabilidade inerente do solo e o erro do modelo foram avaliados por meio de resultados experimentais, sondagem do tipo SPT e através de informações disponíveis na literatura. O FORM teve um desempenho adequado para o caso das estacas escavadas, porém não conseguiu representar bem o comportamento das estacas metálicas, quando comparado com o MCS. Os resultados da análise de sensibilidade mostraram que, apesar da alta variabilidade dos solos envolvidos, o erro do modelo desempenha um papel muito importante na confiabilidade geotécnica da estaca e foi consideravelmente mais preponderante do que a variabilidade do solo, em ambos os estudos de caso, mas principalmente no caso das estacas metálicas.

WANG e CAO (2013) utilizaram a teoria da confiabilidade na avaliação da segurança em estacas escavadas considerando a variabilidade geotécnica. No estudo os autores apontaram a variabilidade como uma fonte determinante de incertezas nas propriedades do solo e que, em função disso, o desempenho das estruturas geotécnicas também possui incertezas. A análise de confiabilidade foi realizada via simulação de Monte Carlo. O método foi implementado em forma de planilhas para remover os obstáculos do algoritmo computacional associados à solução do problema de confiabilidade, com o objetivo de fornecer uma interface gráfica de fácil utilização para os engenheiros na prática.

FAN et al. (2014) avaliaram a confiabilidade de um sistema de estacas considerando três estados limites de deslocamentos: laterais, axiais e distorção angular. Na análise de cada modo de falha considerou-se também a variabilidade espacial do solo, com solução do problema via simulação de Monte Carlo. Outros fatores como as propriedades do material, erros do modelo na análise da interação com solo e os critérios de desempenho (tolerância aos deslocamentos) também foram essenciais na análise da confiabilidade do sistema. O estudo mostrou que a probabilidade de falha das estacas tem diferença significativa quando avaliada

considerando os três modos de falha associados em série segundo uma abordagem de confiabilidade de sistemas, em relação à abordagem tradicional, onde os modos de falha são avaliados individualmente.

Outra abordagem do conceito probabilístico foi realizada por FAN e LIANG (2015), cujo objetivo foi avaliar a eficiência no cálculo da confiabilidade de um modelo algorítmico desenvolvido pelos autores para análise de estacas carregadas axialmente considerando a variabilidade espacial do solo. O estudo foi realizado com dois tipos de solos argilosos para demonstrar a precisão e eficiência do método desenvolvido em comparação com o método tradicional de simulação de Monte Carlo (MCS). O resultado mostrou que método proposto é mais eficiente do que o método de MCS ao avaliar situações com baixa probabilidade de falha, por que consegue alcançar mais rapidamente a convergência do cálculo do que o método Monte Carlo para o mesmo tamanho de amostra.

ZHANG et al. (2014) aplicaram o conceito de confiabilidade para projeto de estacas através da calibração de um modelo que correlaciona a variabilidade do solo de diferentes locais baseado na simulação híbrida Markov Chain Monte Carlo (MCMC). O modelo foi aplicado em estacas situadas em Xangai, China. A calibração é feita usando dados de provas de carga de diferentes locais da mesma região, aplicados quando não se tem muitos ensaios do local. A dificuldade do estudo estava em como correlacionar os fatores estatísticos do modelo, para um local desejado, com os dados dos ensaios do outro local, uma vez que a variabilidade espacial do solo e erros de análise dos mesmos são fatores que afetam diretamente a calibração. O estudo mostrou que um pequeno número de provas de carga pode reduzir significativamente a incerteza associada ao modelo de projeto em outro local.

DAMGAARD et al. (2015) fizeram uma análise probabilística do comportamento dinâmico de uma turbina eólica instalada sobre uma fundação em estacas. A técnica de simulação de Monte Carlo foi utilizada para avaliar a confiabilidade das turbinas eólicas. Os resultados mostraram que o modo de falha relativo à perda de estabilidade das turbinas foi o mais afetado pelas incertezas relacionadas às condições do subsolo.

LOW e PHOON (2015) analisaram a confiabilidade de diferentes casos de projeto de obras geotécnicas, com o objetivo de complementar a abordagem do Eurocode 7 que não utiliza a análise probabilística. Os métodos de confiabilidade utilizados foram FORM e o SORM (*Second Order Reliability Method*) na estimativa da probabilidade de falha dos problemas. As obras geotécnicas estudadas foram fundações rasas, um talude de rocha reforçado, um talude de argila da Noruega, uma estaca carregada lateralmente e a uma cortina de estacas prancha.

Os resultados mostraram que a utilização do SORM, após a execução do FORM, melhorou a precisão da estimativa da probabilidade de falha em função das não linearidades observadas em cada um dos problemas.

HUANG, et al. (2016) estudaram o comportamento de estacas carregadas verticalmente dispostas de forma individual e em grupo. O método adotado foi o MCMC (Markov Chain Monte Carlo) baseado no modelo estatístico do Teorema de Bayes em resultados dos ensaios de prova de carga, tratando a capacidade resistente individual da estaca como uma variável aleatória. Essa metodologia diminuiu as incertezas de projeto e permitiu a obtenção de maiores informações sobre o sistema solo-estaca, já que os ensaios de prova de carga proporcionaram uma melhor estimativa da capacidade desse sistema. O estudo mostrou que o método é uma ferramenta importante para tomadas de decisões como, diminuir comprimento da estaca, aumentar capacidade de carga da fundação, incluir uma estaca no projeto, resultando em grandes economias na fundação, podendo ser aplicado para diferentes casos.

PRÄSTINGS, et al. (2016) realizaram um estudo adotando o método FOSM (First Order Second Moment) cujo objetivo foi avaliar o quanto as incertezas das características locais do solo da parte central da Suécia (predominância de solo argiloso), tais como a resistência ao cisalhamento não drenada da argila, podem influenciar ou viabilizar economicamente a concepção de estacas prancha. Os resultados da pesquisa mostraram que a aplicação da metodologia proposta diminuiu as incertezas da variável de resistência da argila, reduzindo em 11% a área de aplicação da estaca prancha em relação a abordagem tradicional que seria utilizada inicialmente sem esse estudo.

No Brasil, a introdução da Teoria da Confiabilidade aplicada em obras geotécnicas de fundações tem como base os trabalhos desenvolvidos pelo professor Nelson Aoki. AOKI (2002 e 2005) propôs uma abordagem probabilística em que a avaliação da segurança não é realizada apenas com base no fator de segurança, que mede a distância entre os valores médios de resistência e solicitação. Na abordagem proposta, ocorre também a verificação da confiabilidade das estacas, com a determinação da probabilidade de ruína, através da análise de variabilidade da solicitação e da resistência em conjunto de elementos isolados de fundação. O resultado da análise é obtido através das curvas de distribuições estatísticas, em decorrência do afastamento entre a média e mediana da solicitação e resistência, e do grau de dispersão que elas apresentam. A justificativa da análise conjunta do fator de segurança e confiabilidade é para uma dada Superfície Resistente de fundação, a partir da margem de segurança e fixadas as dispersões de Solicitação e Resistência, o fator de segurança global

Torna-se dependente do índice de confiabilidade β , ou seja, a segurança e confiabilidade são inseparáveis do ponto de vista matemático. A abordagem pode ser aplicada na verificação de estaqueamentos com base em ensaios de prova de carga, como também pode ser aplicado aos métodos de previsão de capacidade de carga.

Capítulo 4

INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO

4.1 Introdução

A elaboração de projetos geotécnicos em geral exige um conhecimento adequado das características e das propriedades geotécnicas dos solos (Giacheti, 2001). A determinação dessas propriedades pode ser feita através de ensaios de campo, com a investigação do subsolo.

A investigação do subsolo é capaz de fornecer além de parâmetros para cálculo, a determinação do perfil estratigráfico que permite uma melhor avaliação do solo, para cada uso específico. A escolha dos métodos de investigação depende do tipo e do porte de obra a ser realizada e das condições a serem encontradas do subsolo local.

O conhecimento do solo permite, portanto, um dimensionamento geotécnico mais adequado a fim de se obter um projeto economicamente viável e eficaz. No Brasil, as obras de fundação têm sido projetadas quase que exclusivamente com base em resultados de ensaios de SPT por este ser um ensaio bastante simples, econômico e por apresentar correlações para vários parâmetros de projetos.

Existem outros ensaios de campo como o CPT que são mais precisos que o SPT. A vantagem está na execução mecanizada e na velocidade do ensaio que ocorre de forma rápida e fornece dados quase que instantâneos durante a sua execução. No entanto, a identificação do perfil é feita de maneira indireta, pois o solo não é amostrado.

Neste capítulo serão exibidos os dados dos ensaios, de sondagem simples à percussão e cone elétrico, realizados dentro do Campus da Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho” (UNESP). A análise dos resultados dos ensaios visa o melhor entendimento e caracterização do subsolo, definindo as camadas mais representativas dos perfis do subsolo e a variabilidade local.

4.2 Localização

A área estudada está localizada no interior do Estado de São Paulo, na Universidade Estadual Paulista – “Júlio de Mesquita Filho” - UNESP, Campus de Bauru. A área foi denominada Área 01 e está situada na Alameda do Sucupira nas proximidades da Portaria 02, conforme ilustra a figura 4.1.



Figura 4.1 – Mapa de localização da área de estudo na UNESP-Bauru. Fonte: Google Earth (2018).

A área 01 apresenta cerca de 900 m², onde foram realizadas 5 sondagens de simples reconhecimento (SPT) e 5 ensaios CPT, conforme figura 4.2.

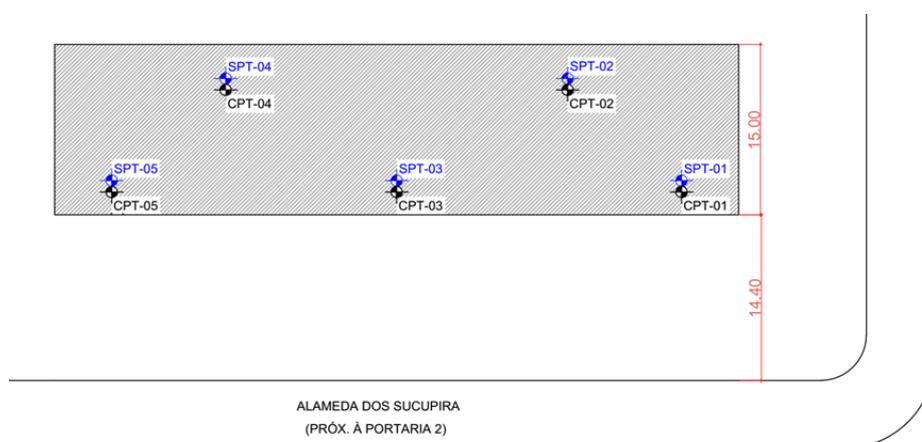


Figura 4.2 – Locação das sondagens na área 01.

4.3 Aspectos Geológicos

A geologia do campo experimental é a mesma que predomina na cidade de Bauru. A região de Bauru é constituída predominantemente por sedimentos do Grupo Bauru (Formações Marília e Adamantina), recobrando as rochas vulcânicas da Formação Serra Geral que afloram em direção ao vale do Rio Tietê. A verificação foi feita através de um poço tubular, aberto a 100m do local, em que se pode constatar uma primeira camada de 52m da Formação Marília, seguida de 98m da Formação Adamantina e, abaixo, encontra-se a Formação Serra Geral.

A Formação Marília é constituída por arenitos, conglomerados e lamitos intercalados entre si. A Formação Adamantina é composta por arenitos de granulação média a fina, siltitos arenoso, micáceos, arenitos micáceis, argilitos e arenitos conglomeráticos. Geologicamente, a região de Bauru se encontra totalmente localizada no Planalto Ocidental Paulista. A área é coberta, predominantemente, segundo Cavaguti (1981), por sedimentos do Grupo Bauru (Formação Marília e Formação Adamantina), existindo uma relação genética entre o solo e a litologia presente. (GIACHETI, 2001).

DE MIO (2005) sugere que o perfil de solo na região deve refletir características de rochas sedimentares e as transformações destes materiais pelos processos de pedogênese e morfogênese. Na porção superficial entre 0 e 13 metros como não são definidas camadas, sugere que estas representam porções do terreno desenvolvidas por processos de colúviação ou por pedogênese em estágio avançado, que mascara ou suaviza os contatos entre camadas. Cita ainda que os solos locais foram submetidos a processos de intemperismo tropical e tendem a apresentar uma complexidade de geometria das diferentes zonas devido a somatória de processos relacionados à gênese dos sedimentos e às modificações devido à pedogênese tropical.

Segundo GIACHETI (2001) o solo que ocorre no campo experimental de Bauru é constituído por uma areia fina pouco argilosa, porosa, colapsível, cuja compactidade aumenta com a profundidade. Esta camada de areia fina, resultante da decomposição do Arenito Bauru, apresenta comportamento laterítico até cerca de 13 m de profundidade e não laterítico a partir daí. A Figura 4.3 mostra a distribuição das unidades litoestratigráficas do Grupo Bauru no Estado de São Paulo.

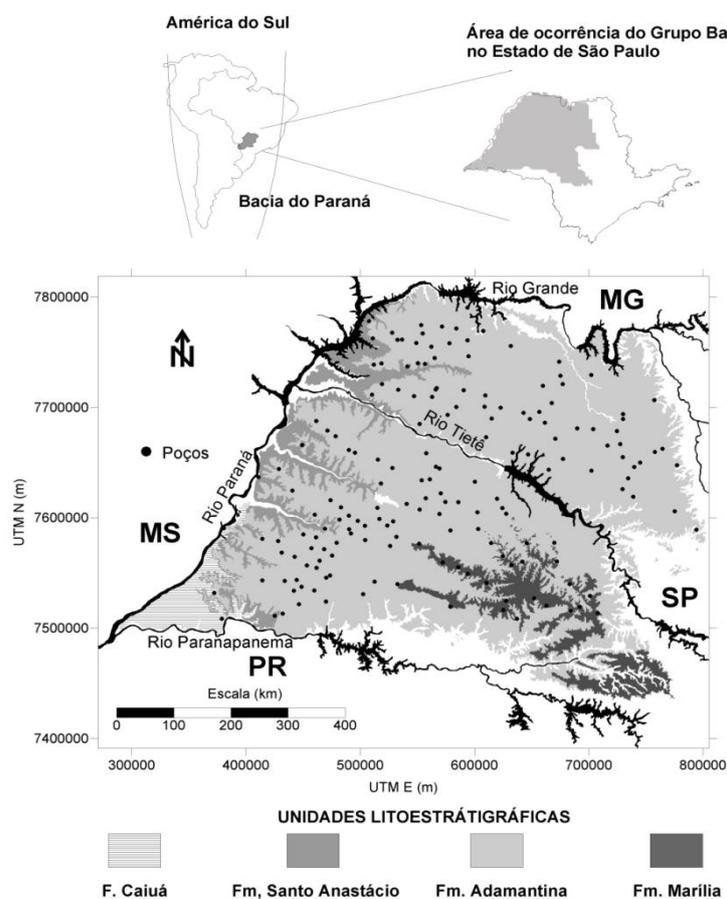


Figura 4.3 – Distribuição das unidades litoestratigráficas aflorantes do Grupo Bauru no Estado de São Paulo (IPT, 1981 apud PAULA E SILVA et al. 2005)

4.4 Sondagens de Simples Reconhecimento com Medida de SPT

Na área 01 de estudo próxima a Portaria 02, foram realizadas cinco sondagens SPT. De forma esquemática, a Figura 4.4 apresenta a planta com a locação das investigações.



Figura 4.4 – Planta de locação das sondagens SPT na Área 01.

A tabela 4.1 apresenta resumidamente as cotas das sondagens SPT e a respectiva classificação do tipo de solo sem especificar as colorações. As sondagens encontram-se no Anexo B.

Tabela 4.1 – Resumo dos solos descritos nas sondagens à percussão e a respectiva classificação dos solos.

Nome	Cota (m)	Prof. Topo (m)	Prof. Base (m)	Descrição
SPT-01	99,52	0	17,8	Areia fina pouco siltosa
		17,8	24,2	Areia fina pouco siltosa
		24,2	25,8	Areia fina pouco siltosa
		25,8	28,1	Areia fina argil. pouco siltosa
		28,1	33,13	Areia fina pouco siltosa
SPT-02	99,16	0	17,6	Areia fina pouco siltosa
		17,6	24,1	Areia fina pouco siltosa
		24,1	25,7	Areia fina pouco siltosa
		25,7	27,9	Areia fina argil. pouco siltosa
		27,9	32,26	Areia fina pouco siltosa
SPT-03	99,2	0	17,9	Areia fina pouco siltosa
		17,9	24,1	Areia fina pouco siltosa
		24,1	28,45	Areia fina pouco siltosa
SPT-04	98,9	0	22,1	Areia fina pouco siltosa
		22,1	24,6	Areia fina pouco siltosa
		24,6	26,1	Areia fina pouco siltosa
		26,1	30,3	Areia fina argil. pouco siltosa
		30,3	33,13	Areia fina pouco siltosa
SPT-05	98,79	0	22,4	Areia fina pouco siltosa
		22,4	24,4	Areia fina pouco siltosa
		24,4	25,7	Areia fina pouco siltosa
		25,7	28,3	Areia fina argil. pouco siltosa
		28,3	33,11	Areia fina pouco siltosa

4.4.1 Caracterização

Buscou-se fazer uma simplificação do número de camadas obtidas e descritas nos relatórios de sondagens do local (descritas por meio de amostras retiradas durante a execução das investigações). As simplificações foram feitas com base na similaridade de fatores como a composição do solo, coloração e número de golpes para cada camada. Notou-se, pelo relatório de sondagens, uma diversidade na nomenclatura dos solos apresentados, que na realidade remetiam a solos muito parecidos, com discrepâncias apenas em colorações como mostradas na tabela 1.

4.4.2 Perfis do Subsolo

Para o desenvolvimento dos perfis com base nas sondagens SPT, definiu-se a quantidade e disposição dos traçados conforme pode ser observado na Figura 4.5. As

ferramentas para o traçado do perfil foram à identificação táctil-visual descrita nos boletins e as medidas dos valores de resistência à penetração do amostrador (N_{SPT}).

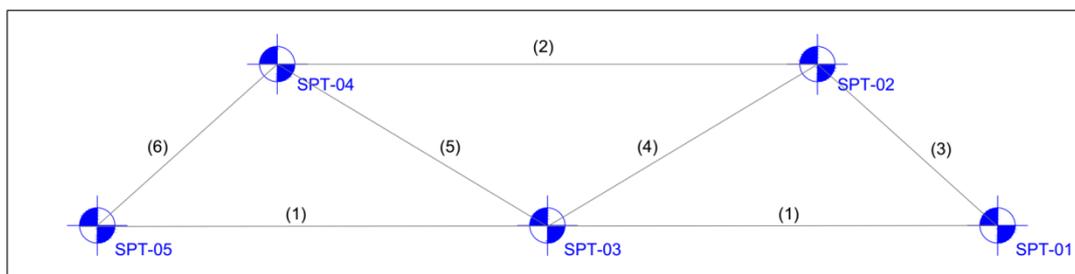


Figura 4.5 –Traçado dos perfis desenvolvidos nas sondagens da Portaria 2.

A escolha dos perfis baseou-se na tentativa de criar uma malha da região onde as investigações foram realizadas, de forma a conectar as sondagens. As figuras 4.6 e 4.7 apresentam os perfis do subsolo dos traçados “01” e do traçado “02”. Os perfis referentes aos demais traçados encontram-se no anexo B.

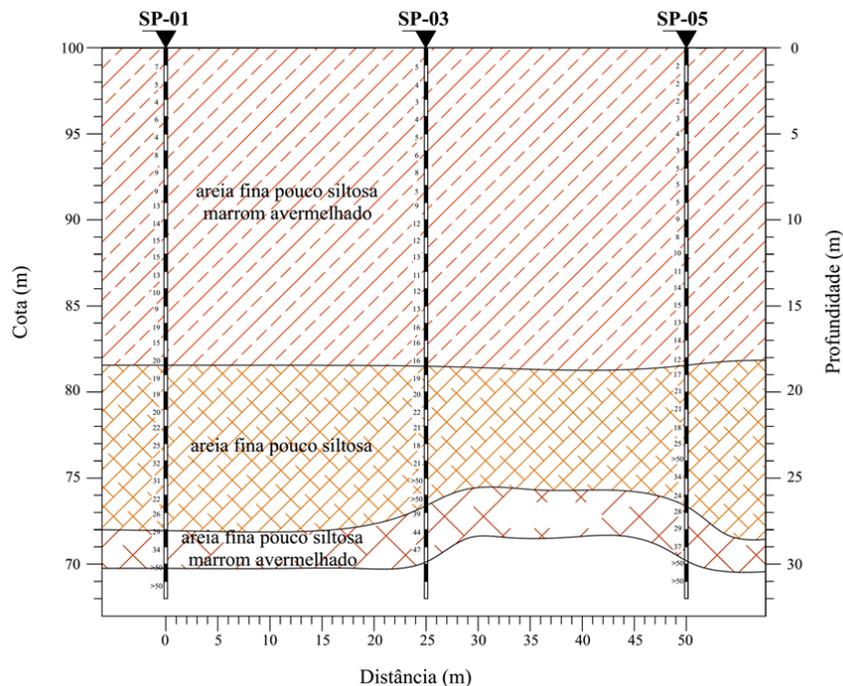


Figura 4.6 –Perfil do subsolo traçado 01, interligando sondagens SP-01, SP-03 e SP-05.

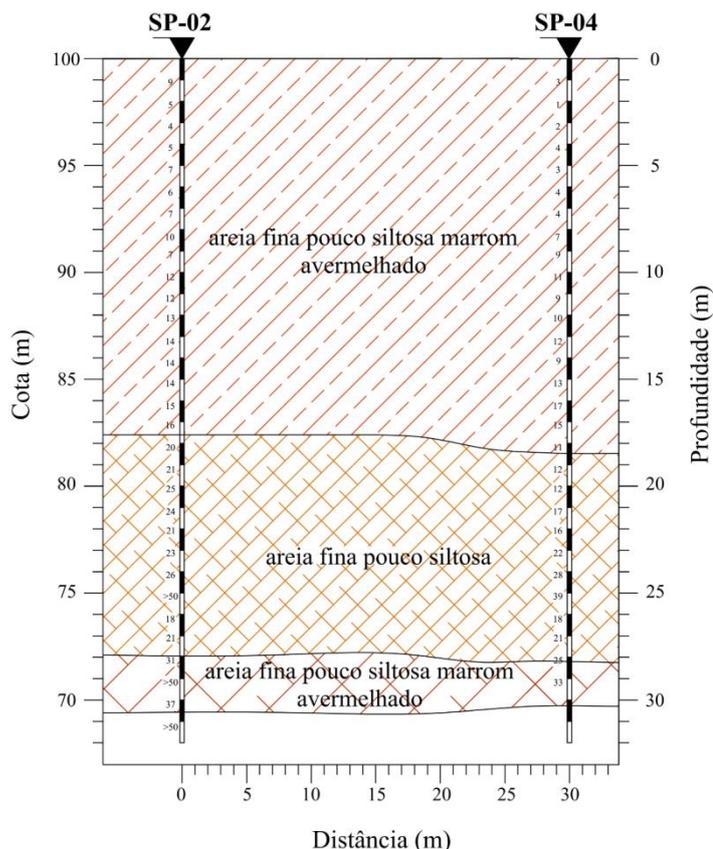


Figura 4.7 – Perfil do subsolo do traçado 02, interligando sondagens SP-02 e SP-04.

Para a definição dos perfis do subsolo a partir das sondagens utilizadas, considerou-se as informações obtidas através dos trabalhos de GIACHETI (2001), com emprego de ensaio SPT-T, CPTU, SCPTU, cross-hole e análise de ensaios SPT, SPT-T e CPT mecânico previamente executados, DE MIO (2005), com o emprego dos ensaios de SPT e piezocone sísmico, e ROCHA (2013), com o ensaio de SPT sísmico.

Observando as figuras 4.6 e 4.7, que exemplificam os perfis do subsolo dos traçados 01 e 02, nota-se uma significativa semelhança entre ambas. Os perfis dos demais traçados apresentaram características bem próximas aos dos traçados 01 e 02. Nessa caracterização tem-se um solo classificado como areia fina pouco siltosa que varia a coloração conforme a profundidade.

Logo, para fins deste trabalho, o perfil proposto com base nos ensaios SPT apresenta 3 camadas de solo, que expressam basicamente o mesmo tipo de solo, com dois horizontes predominantes, sendo o primeiro limitado até uma profundidade de aproximadamente 18 m, composto de uma areia fina pouco siltosa, provavelmente de solo coluvionar e por processo de pedogênese. O segundo horizonte foi assumido para o restante da profundidade das sondagens

(até onde se tem dados, até pouco mais de 30 m), sendo composto de uma areia fina pouco siltosa de compacta a muito compacta, com veios de diversas colorações. A mudança de coloração nas camadas mais profundas indica um solo residual, levando em consideração os trabalhos pesquisados.

4.4.3 Variabilidade

O estudo da variabilidade, para entendimento do comportamento das camadas dos perfis do subsolo definidos, foi realizado a partir dos números de golpes identificados para cada metro de investigação dos ensaios SPT. Os dados foram avaliados até cerca de 20 metros, uma vez que se trata de uma obra de fundações de pequeno porte.

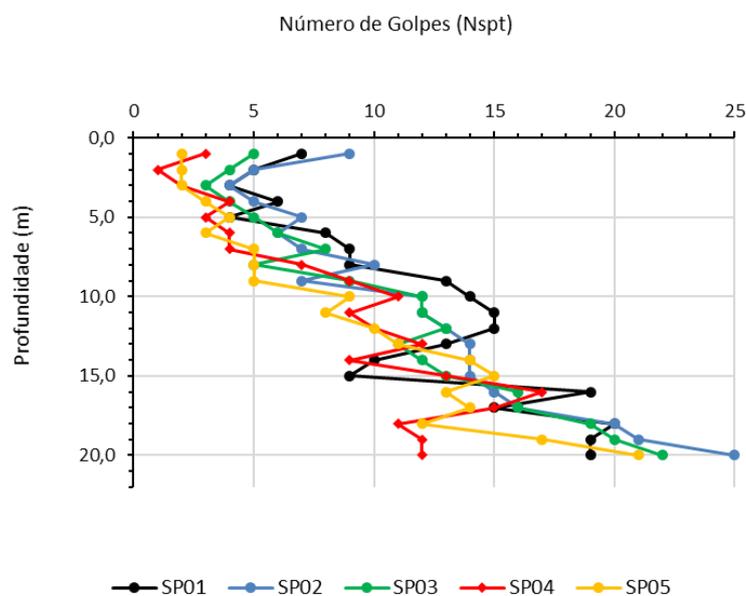


Figura 4.8 –Variações dos NSPT para as cinco sondagens SPT na Portaria 2.

Observa-se que existe uma grande variabilidade entre os valores de N_{SPT} obtidos para cada sondagem e para cada metro destas. As dispersões representam a própria variabilidade local do solo. A fim de obter medidas das variações citadas, determinou-se um valor médio do N_{SPT} para cada metro, das cinco sondagens realizadas na Área 01. Além disso, determinou-se também o desvio-padrão e coeficiente de variação por metro. Estes valores são apresentados por meio da Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Valores do N_{spt} e da variação ao longo da profundidade (m).

Profund. (m)	SP-01	SP-02	SP-03	SP-04	SP-05	Méd	σ	COV (%)
1,0	7	9	5	3	2	5,20	2,86	55,07
2,0	5	5	4	1	2	3,40	1,82	53,43
3,0	4	4	3	2	2	3,00	1,00	33,33
4,0	6	5	4	4	3	4,40	1,14	25,91
5,0	4	7	5	3	4	4,60	1,52	32,97
6,0	8	6	6	4	3	5,40	1,95	36,10
7,0	9	7	8	4	5	6,60	2,07	31,42
8,0	9	10	5	7	5	7,20	2,28	31,67
9,0	13	7	9	9	5	8,60	2,97	34,49
10,0	14	12	12	11	9	11,60	1,82	15,66
11,0	15	12	12	9	8	11,20	2,77	24,78
12,0	15	13	13	10	10	12,20	2,17	17,77
13,0	13	14	11	12	11	12,20	1,30	10,69
14,0	10	14	12	9	14	11,80	2,28	19,33
15,0	9	14	13	13	15	12,80	2,28	17,82
16,0	19	15	16	17	13	16,00	2,24	13,98
17,0	15	16	16	15	14	15,20	0,84	5,50
18,0	20	20	19	11	12	16,40	4,51	27,47
19,0	19	21	20	12	17	17,80	3,56	20,02
20,0	19	25	22	12	21	19,80	4,87	24,59

Analisando estes valores, nota-se que para a área de estudo, o solo apresenta uma resistência relativamente baixa até a profundidade de 9 m ($N_{SPT} < 10$), seguida por valores médios de resistência até a profundidade de 20 m ($10 < N_{SPT} < 20$).

Para melhorar a visualização das dispersões, apresenta-se na figura 4.9 um gráfico com os valores médios, e os valores com as dispersões em torno da média para cada metro.

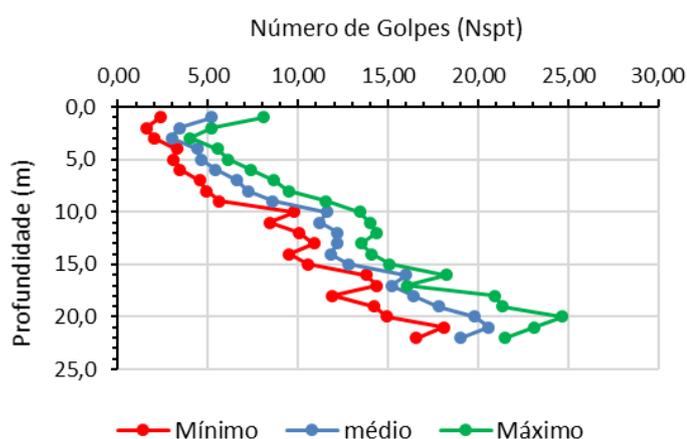


Figura 4.9 – Dispersão do N_{spt} em relação ao valor médio para cada metro e área de estudo.

Na Figura 4.10 demonstra-se graficamente o coeficiente de variação para a sondagem média metro a metro.

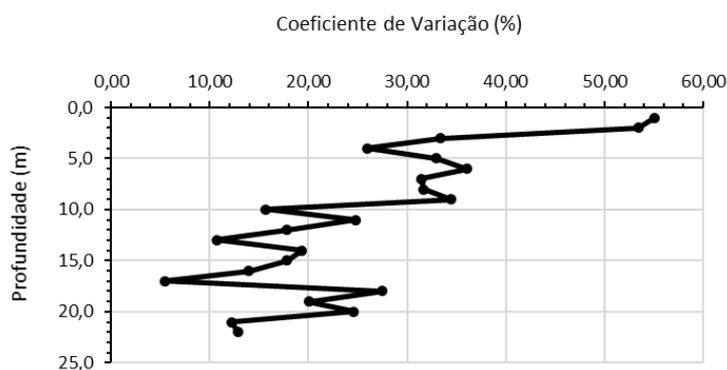


Figura 4.10 – Coeficiente de variação dos dados em função da profundidade de sondagem média.

Com a análise destes gráficos, pode-se notar que os coeficientes de variação, são mais elevados na proximidade da superfície do terreno (até aproximadamente 9,0 metros), onde estes valores superam um coeficiente de variação de 30%. A maior variabilidade nessa faixa pode estar relacionada aos materiais que compõem os primeiros metros de profundidade do terreno (materiais transportados) apresentando diferentes valores de resistência para as sondagens.

4.5 CPT

A fim de complementar a campanha de sondagens SPT, foram analisados resultados de ensaios de cone elétrico realizados nesta mesma área. A figura 4.11 apresenta a localização dos ensaios CPT analisados.

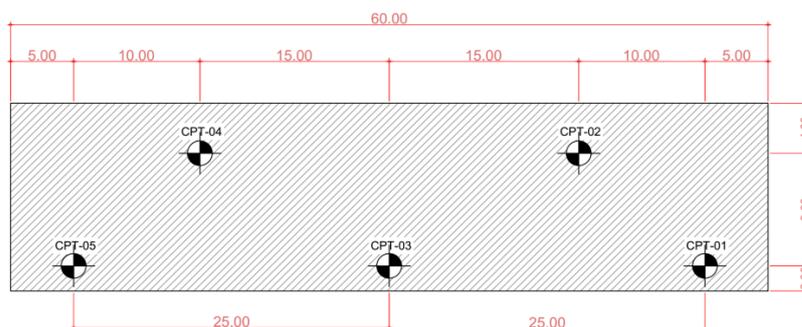


Figura 4.11 –Planta de localização das sondagens CPT na Área 01.

Os ensaios CPT foram realizados ao lado de cada umas das sondagens SPT, locados a um metro de distância dos respectivos ensaios SPT de mesma numeração, totalizando uma quantidade de cinco ensaios. As medidas foram feitas a cada cm com a monitoração quase

contínua da resistência de ponta mobilizada. Como não foi encontrado o nível d'água e na resistência de ponta (q_c) medida não houve influência da ação d'água não foi necessário corrigir o valor da leitura q_c medido para q_t em função do valor da poropressão que age na posição do cone.

4.5.1 Caracterização

A fim de realizar a classificação e caracterização do solo a partir da interpretação dos ensaios, primeiramente foi feito o processamento dos dados para geração dos gráficos da Resistência de Ponta (q_c), do atrito lateral (f_s) e Razão de Atrito (R_f), pela profundidade em metros. Estes gráficos gerados foram analisados de modo a interpretar as camadas mais representativas de solo. A classificação do solo foi feita manualmente considerando valores médios das camadas determinadas de q_c e R_f . A Figura 4.12, exemplifica a classificação realizada para o ensaio CPT-01, segundo a carta de classificação de ROBERTSON et al. (1986). Os demais ensaios foram classificados seguindo o mesmo procedimento.

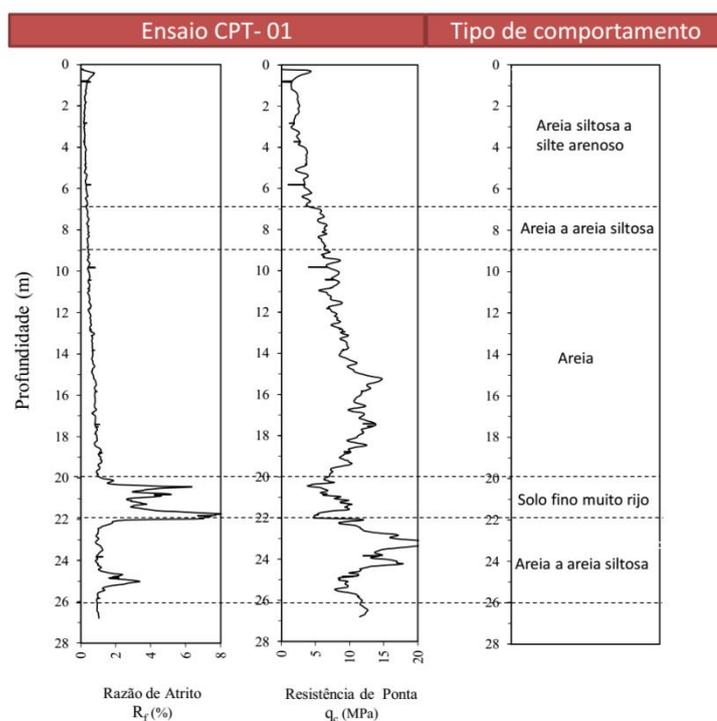


Figura 4.12 – Resultados e interpretação do perfil do ensaio CPT-01 da Área 01.

Após a identificação das camadas e classificação das mesmas, reuniu-se na tabela 4.3, o resumo dos solos interpretados nos ensaios CPT na área 01. A determinação do perfil do subsolo levou em consideração os trabalhos de DE MIO (2005), GIACHETI (2001) e ROCHA (2013), não sendo baseada unicamente na classificação definida a partir do ábaco e expressada na tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Resumo dos solos interpretados nos ensaios CPT na Área 01 e a respectiva classificação dos solos.

Nome	Prof. Topo (m)	Prof. Base (m)	Zona do gráfico de Robertson, et al (1986)	Nome baseado no gráfico
CPT-01	0,0	7,0	7	Areia siltosa a silte arenoso
	7,0	9,0	8	Areia a areia siltosa
	9,0	20,0	9	Areia
	20,0	22,0	11	Solo fino muito rijo
	22,0	26,0	8	Areia a areia siltosa
CPT-02	0,0	1,5	9	Areia
	1,5	9,0	7	Areia siltosa a silte arenoso
	9,0	20,0	9	Areia
	20,0	22,0	11	Solo fino muito rijo
	22,0	26,0	8	Areia siltosa a silte arenoso
CPT-03	0,0	17,0	8	Areia a areia siltosa
	17,0	18,0	11	Solo fino muito rijo
	18,0	20,0	8	Areia a areia siltosa
	20,0	22,5	11	Solo fino muito rijo
	22,5	23,5	9	Areia
CPT-04	0,0	18,5	8	Areia a areia siltosa
	18,5	19,5	4	Argila siltosa a argila
	19,5	20,0	8	Areia a areia siltosa
	20,0	21,0	4	Argila siltosa a argila
	21,0	27,0	8	Areia a areia siltosa
CPT-05	0,0	4,0	6	Silte arenoso a silte argiloso
	4,0	9,0	7	Areia siltosa a silte arenoso
	9,0	20,0	9	Areia
	20,0	22,0	11	Solo fino muito rijo
	22,0	26,0	9	Areia

4.5.2 Perfis do Subsolo

Para o desenvolvimento destes perfis, seguiram-se os mesmos traçados definidos para a sondagem SPT, totalizando seis. As figuras 4.13 e 4.14 apresentam os perfis estratigráficos dos traçados “01-03-05” e do traçado “02-04”. Os demais traçados encontram-se no anexo B.

Os perfis traçados 01 e 02 definidos pelos ensaios CPT se mostraram próximos entre si, apresentando uma grande camada de uma Areia Siltosa de cerca de 18 metros, uma camada de transição de areia siltosa com lentes de argila, que não foram identificadas no ensaio SPT e abaixo dos 20 m apresenta um horizonte de areia siltosa.

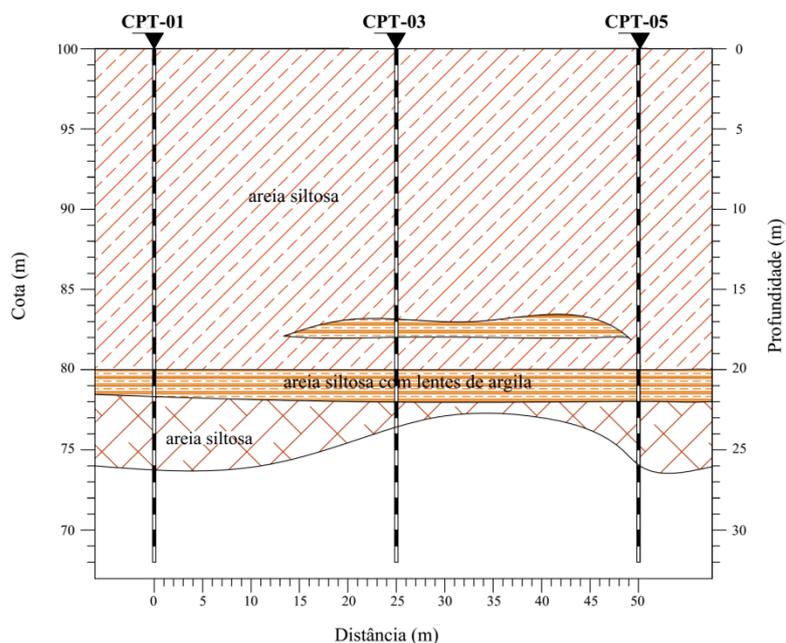


Figura 4.13 – Perfil do subsolo do traçado 01, interligando sondagens CPT-01, CPT-03 e CPT-05.

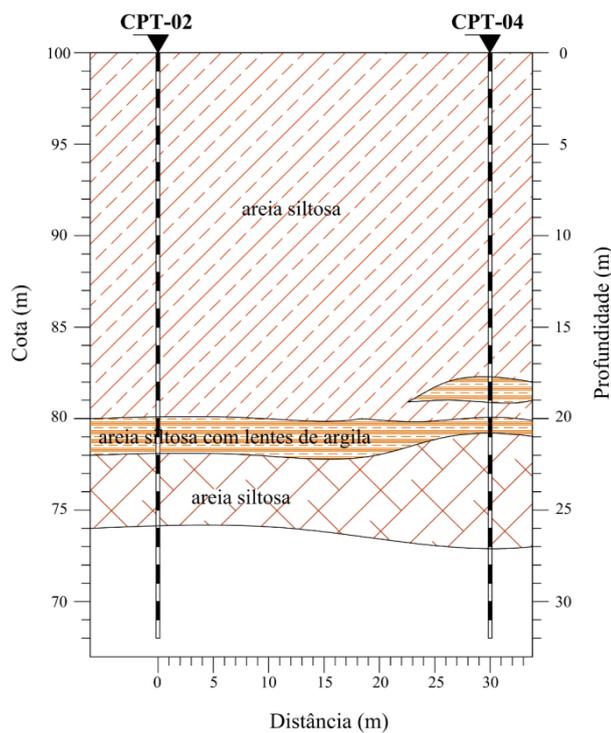


Figura 4.14 – Perfil do subsolo do traçado 02, interligando sondagens CPT-02 e CPT-04.

É possível observar que a disposição espacial das camadas entre as investigações SPT e CPT foram bastante semelhantes e que os perfis definidos apresentam coerência, podendo ser considerados representativos para ambos ensaios realizados. Assim como ocorreu no perfil definido pelo SPT, para o perfil CPT foram utilizadas informações dos estudos já mencionados.

4.5.3 Variabilidade

O estudo da variabilidade segundo os ensaios CPT da área 01 foram realizados até a profundidade de 26 metros. A figura 4.15, apresenta Gráficos com os valores q_c , f_s e de R_f , para os cinco ensaios CPT realizados na área 01, que foram plotados em um mesmo gráfico sobrepondo os valores q_c , f_s e R_f com intuito de verificar a homogeneidade do solo na área de interesse.

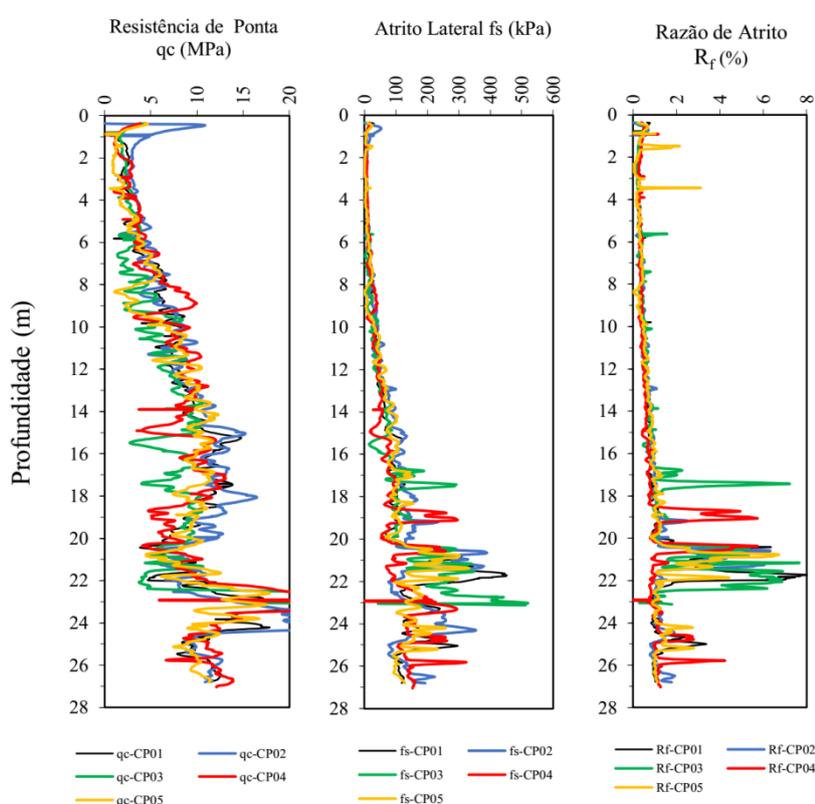


Figura 4.15 –Comparativos dos 05 ensaios CPT, com os valores de q_c (MPa), f_s (kPa) e R_f (%).

A fim de padronizar o estudo da variabilidade, a mesma foi avaliada em termos apenas da resistência de ponta q_c do cone elétrico, onde os dados estão bem distribuídos. O valor de leitura do cone elétrico tem boa relação com o valor q_c medido no cone mecânico, e a experiência acumulada sobre o emprego dos resultados de ensaio de cone em projeto de fundações está baseada quase que exclusivamente no emprego do cone mecânico, como afirmam DANZIGER e SCHNAID (2000). Dessa maneira gerou-se novo gráfico, com os valores médios de q_c ao longo da profundidade e as dispersões em relação aos ensaios de referência.

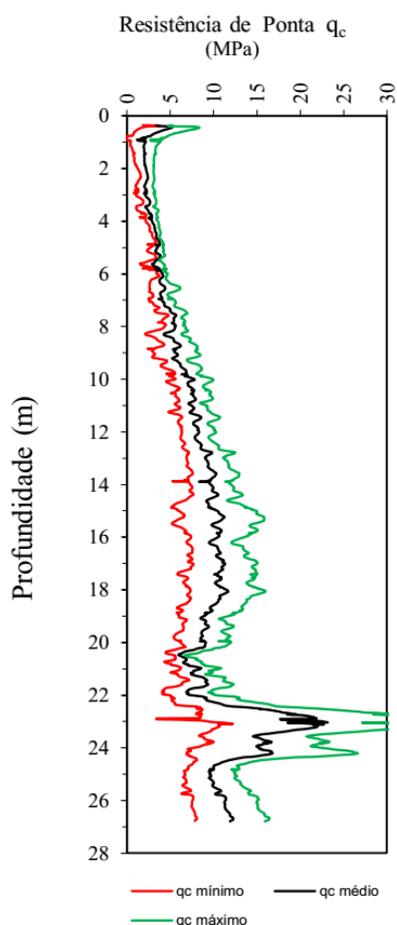


Figura 4.16 – Valores médios de q_c e os valores de dispersões em torno da média para os ensaios CPT.

A tabela 4.4, apresenta os valores de q_c (MPa) metro a metro e os valores médios e sua respectiva variação ao longo da profundidade. A tabela resume as medidas que foram obtidas a cada cm em medidas metro a metro, expressando o gráfico da figura 4.16 em valores intervalados assim como ocorre no SPT.

Os ensaios CPT apresentaram resultados mais homogêneos em relação ao ensaio SPT, mostrando que a maior quantidade de dados melhora a análise e diminui as dispersões. DE MIO (2005) atribui as maiores dispersões a variabilidade local do solo, registrados nos ensaios de piezocone pelas variações nos valores de q_c , sugerindo que estão ligadas aos processos pedogenéticos e morfogenéticos.

Tabela 4.4 – Valores de q_c (MPa) metro a metro e da variação ao longo da profundidade.

Profund. (m)	qc-CPT 01 (MPa)	qc-CPT 02 (MPa)	qc-CPT 03 (MPa)	qc-CPT 04 (MPa)	qc-CPT 05 (MPa)	Méd	σ	COV (%)
1,0	2,00	3,55	1,83	1,12	1,35	1,97	0,95	48,3
2,0	2,48	2,99	2,34	2,94	0,93	2,34	0,84	35,8
3,0	2,44	3,16	2,52	2,65	1,85	2,52	0,47	18,7
4,0	3,74	3,74	2,76	3,74	2,03	3,20	0,78	24,4
5,0	3,36	4,69	3,83	3,51	2,67	3,61	0,74	20,4
6,0	3,75	5,15	2,59	3,92	3,84	3,85	0,90	23,5
7,0	5,98	4,92	2,39	4,52	5,66	4,69	1,41	30,0
8,0	5,95	4,39	3,35	8,28	1,64	4,72	2,53	53,6
9,0	6,55	7,59	4,62	6,32	3,35	5,69	1,69	29,6
10,0	7,77	7,92	5,15	7,68	7,98	7,30	1,21	16,5
11,0	7,27	6,28	6,55	10,05	8,53	7,74	1,56	20,1
12,0	8,17	7,92	7,27	8,38	8,19	7,98	0,43	5,4
13,0	9,14	10,32	8,76	9,63	9,23	9,42	0,59	6,3
14,0	9,89	11,35	9,60	8,18	11,66	10,14	1,41	13,9
15,0	14,31	13,05	4,84	11,38	10,99	10,92	3,65	33,4
16,0	10,87	11,19	8,90	9,78	9,13	9,98	1,02	10,2
17,0	12,71	11,67	5,60	12,41	11,19	10,72	2,92	27,3
18,0	10,69	14,06	9,61	9,41	9,95	10,74	1,92	17,8
19,0	9,87	10,61	8,90	6,98	9,47	9,17	1,37	15,0
20,0	5,98	8,93	7,26	5,56	9,54	7,45	1,76	23,6

4.6 Comparação entre Resultados de SPT e CPT

O conhecimento das características e propriedades geotécnicas dos solos permite a elaboração de um projeto mais refinado. A fim de melhor definir as características do solo local, realizou-se comparação dos dados do ensaio CPT com os dados do ensaio SPT, na mesma cota onde foram realizados SPT. A média dos valores de q_c foi, portanto, realizada para a mesma faixa de 30 cm e de mesma cota, que corresponde a faixa onde se realiza o ensaio SPT a cada metro. Adotou-se essa abordagem para melhor comparar os dois métodos, mesmo sabendo que a diferença é justificável pela distância horizontal de 1 metro entre ambas.

Pode-se verificar os valores do coeficiente K , que é um coeficiente que depende do tipo de solo, relacionando os ensaios do cone elétrico com as sondagens de simples reconhecimento (SPT) e compara-los com os dados da literatura, como os propostos por Aoki & Velloso (1975). Uma expressão que associa os dois ensaios é dada pela equação 4.1.

$$q_c = K \times N_{SPT} \quad (4.1)$$

Assim, para realizar uma comparação entres os resultados obtidos nos dois ensaios, pode se avaliar a relação q_c/N_{SPT} e obter o valor do parâmetro K , permitindo uma verificação em função do solo analisado. O critério utilizado é a média de q_c no intervalo de 30 cm do metro

equivalente a cada profundidade do ensaio SPT. A fim de verificar se nessa faixa proposta os valores de K mantinham-se próximos, realizou-se a comparação para um metro da leitura do valor de q_c , como mostra a tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Relação de q_c/ N_{SPT} referente ao $N_{SPT, méd}$ em 1 metro.

Prof	$q_c, méd$ (MPa)	$N_{SPT, méd}$	q_c/N_{SPT} (MPa)	q_c/N_{spt} (MPa)
1,0	2,00	5,2	0,38	
2,0	2,21	3,4	0,65	
3,0	2,52	3,0	0,84	0,68
4,0	3,35	4,4	0,76	
5,0	3,49	4,6	0,76	
6,0	4,01	5,4	0,74	
7,0	5,02	6,6	0,76	
8,0	5,35	7,2	0,74	0,72
9,0	6,28	8,6	0,73	
10,0	7,47	11,6	0,64	
11,0	7,90	11,2	0,71	
12,0	8,58	12,2	0,70	
13,0	9,61	12,2	0,79	0,77
14,0	9,80	11,8	0,83	
15,0	10,60	12,8	0,83	
16,0	10,40	16,0	0,65	
17,0	10,75	15,2	0,71	
18,0	10,27	16,4	0,63	0,57
19,0	8,84	17,8	0,50	
20,0	7,38	19,8	0,37	
			Média	0,69

Na tabela 4.6, apresenta-se a relação q_c/ N_{SPT} com a média dos valores para os 30 cm em que são realizados o ensaio SPT. Observa-se que a diferença é muito pequena e que para este solo, o comportamento do q_c variou pouco na faixa de um metro, mostradas na tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Relação de q_c/ N_{SPT} referente ao $N_{SPT, méd}$ nos 30 cm medidos do SPT.

Prof	$q_c, méd$ (MPa)	$N_{SPT, méd}$	q_c/N_{SPT} (MPa)	q_c/N_{spt} (MPa)
1,0	1,97	5,2	0,38	
2,0	2,34	3,4	0,69	
3,0	2,52	3,0	0,84	0,68
4,0	3,20	4,4	0,73	
5,0	3,61	4,6	0,79	
6,0	3,85	5,4	0,71	
7,0	4,69	6,6	0,71	
8,0	4,72	7,2	0,66	0,67
9,0	5,69	8,6	0,66	
10,0	7,30	11,6	0,63	
11,0	7,74	11,2	0,69	
12,0	7,98	12,2	0,65	
13,0	9,42	12,2	0,77	0,77
14,0	10,14	11,8	0,86	
15,0	10,92	12,8	0,85	
16,0	9,98	16,0	0,62	
17,0	10,72	15,2	0,71	
18,0	10,74	16,4	0,65	0,58
19,0	9,17	17,8	0,52	
20,0	7,45	19,8	0,38	
			Média	0,67

Pode-se observar que até 15 metros de profundidade, os valores obtidos de K crescem gradativamente a números próximos do valor de 0,8, correspondendo ao valor esperado para o tipo de solo pré-determinado (areia siltosa). A pequena diferença ainda pode ser justificada pela variabilidade intrínseca ao solo, uma vez que os ensaios SPT e CPT estão distantes cerca um metro um do outro. O resultado demonstra que os ensaios foram bem executados e que o valor obtido apresenta boa relação com valores da literatura podendo ser adotado em projetos geotécnicos de fundações.

Entre 15 e 20 metros, nota-se que os valores de K obtidos apresentam maior dispersão em relação aos outros horizontes. Como consequência para esse intervalo obteve-se valor médio de K próximo a 0,6. Estes valores podem ser explicados devido a ocorrência de lentes argilosas, detectadas por meio das CPT para estas profundidades, que acabam influenciando neste valor da relação de q_c/N_{SPT} .

Em relação ao atrito lateral obtido pelo cone elétrico, as leituras apresentaram resultado muito menor do que o f_s esperado para este tipo de solo, e a medida da razão de atrito, descrita pela relação do atrito lateral com a resistência de ponta, difere muito dos valores da literatura. A relação de $\alpha=f_s/q_c$ foi realizada para faixa de um metro verificando como ocorre a variação nessa faixa, como mostra a tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Relação de $\alpha=f_s/q_c$ para os 5 ensaios CPT da área.

Prof	f_s , méd (MPa)	q_{cmed} (Mpa)	f_s/q_c (%)	α (MPa)
1,0	0,01	2,00	0,34	0,28
2,0	0,00	2,21	0,22	
3,0	0,01	2,52	0,25	
4,0	0,01	3,35	0,27	
5,0	0,01	3,49	0,32	
6,0	0,01	4,01	0,36	0,41
7,0	0,02	5,02	0,40	
8,0	0,02	5,35	0,39	
9,0	0,03	6,28	0,43	
10,0	0,04	7,47	0,50	
11,0	0,04	7,90	0,53	0,68
12,0	0,05	8,58	0,60	
13,0	0,07	9,61	0,70	
14,0	0,07	9,80	0,75	
15,0	0,09	10,60	0,81	
16,0	0,09	10,40	0,91	1,39
17,0	0,11	10,75	1,06	
18,0	0,12	10,27	1,15	
19,0	0,11	8,84	1,29	
20,0	0,19	7,38	2,54	
			Média	0,69

GIACHETI et al. (2004) realizaram estudo comparativo dos valores de resistência de ponta (q_c) e atrito lateral (f_s) medidos através dos equipamentos elétricos e mecânicos, uma vez que a experiência nacional com o cone de penetração está baseada no ensaio de cone mecânico, enquanto na prática de engenharia vem crescendo a utilização do cone elétrico e piezocone. Os ensaios foram realizados em três campos experimentais do interior do estado de São Paulo, sendo em Bauru-Unesp, Campinas-Unicamp e São Carlos-USP. No trabalho, os valores de q_c e f_s medidos com o cone mecânico com luva de Begemann foram comparados com aqueles medidos utilizando o cone elétrico. Para o campo experimental da Unesp - Bauru, os resultados apresentados indicam que o q_c medido com o cone elétrico pode ser considerado igual ao q_c medido com o cone de Begemann. Os valores de f_s , por outro lado, variaram bastante, e para fins de aplicação prática, sugere-se que f_s medido com o cone mecânico é da ordem de duas vezes aquele medido com o cone elétrico. Na tabela 4.8, observa-se que de fato a relação 2:1 do f_s do cone mecânico com o elétrico, começa a valer aproximadamente a partir de 15 metros de profundidade. Abaixo disso, os valores medidos foram muito baixos e variaram bastante, com valores de f_s medidos na ordem de 5 vezes menor ao valor esperado.

4.7 Considerações

O conhecimento do subsolo é importante para determinação de parâmetros e desenvolvimento de projetos geotécnicos. Quando possível, é conveniente utilizar outras referências de ensaios e investigações anteriores para que se tenha uma maior representatividade dos dados obtidos e melhorar os planos de investigações, assim como o tipo de investigação a ser empregado. O uso combinado de técnicas de investigação permite que se se caracterize bem uma região de interesse, pois cada técnica fornece dados que se complementam. Ressalta-se ainda a importância da pesquisa sobre a formação geológica do local de estudo, a partir do qual se pode ter conclusões à quais não são possíveis chegar tendo-se apenas os resultados obtidos para as investigações.

Para o estudo das fundações propõe-se um perfil do subsolo que reúne as informações dos perfis desenvolvidos para os ensaios SPT e CPT. Neste perfil caracteriza-se basicamente dois horizontes predominantes, sendo o primeiro limitado até uma profundidade de aproximadamente 18 a 20 m, composto de uma areia fina pouco siltosa (residual do arenito, com ocorrência de processos de colúviação). O segundo horizonte apresenta uma parte de transição, com presença de lentes de argila, que para o estudo em questão não apresenta grande

relevância. Foi assumido para o restante da profundidade das sondagens (até onde se tem dados), até cerca de 30 metros, um solo composto de uma areia fina pouco siltosa de compacta a muito compacta, com veios (característico de material residual jovem).

Os valores de K encontrados pela relação dos valores médios de q_c/N_{SPT} da área 01, são válidos segundo os valores de referência da literatura e podem ser utilizados na concepção de projetos geotécnicos de fundações. Em contrapartida, os valores de f_s do atrito lateral e a razão de atrito diferem dos valores de literatura, sendo aconselhado utilizar a correlação com os valores de ponta caso o dimensionamento seja realizado com base nos dados do CPT, através do método de previsão de Aoki & Velloso.

Capítulo 5

ANÁLISE PROBABILÍSTICA DA SEGURANÇA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Neste capítulo, foi elaborado um estaqueamento de um edifício, com base em dados reais de sondagens do solo de Bauru – SP, permitindo a avaliação das probabilidades de falha das estacas durante a fase de projeto. No estudo, a análise da sensibilidade dos parâmetros envolvidos no problema geotécnico-estrutural também foi realizada, com o objetivo de fornecer subsídios para a tomada de decisões no projeto de fundações.

5.1 O Edifício de 3 Pavimentos

O projeto de um edifício foi concebido para a realização das análises neste trabalho. O edifício é composto por 3 pavimentos, com dois apartamentos por andar, hall de acesso e caixa de escadas. O projeto detalhado com arquitetura do pavimento tipo, planta de fôrma e a planta de cargas nos pilares encontram-se no Anexo A. O edifício foi idealizado considerando-se somente as cargas verticais permanentes e variáveis devido ao uso, desprezando-se a ação do vento. O levantamento das cargas atuantes na estrutura seguiu os padrões normativos de projeto, segundo recomendações da norma técnica da ABNT NBR 6120 (1980) – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações;

O dimensionamento geotécnico das fundações foi realizado em seguida de acordo com as recomendações da ABNT NBR 6122 (2010) quanto a determinação da carga admissível, aplicando fator de segurança médio determinístico, que mede a distância entre os valores médio de resistência ao ELU e a média dos valores de solicitação obtida do levantamento das cargas. Nesta etapa foram utilizados os dados das sondagens SPT, realizadas no Campus Experimental da Faculdade de Engenharia da UNESP em Bauru – SP, que estão compiladas no Anexo B.

O critério adotado para a escolha da sondagem na determinação do comprimento das estacas foi o da proximidade física do furo com os pilares, definindo-se áreas de influência de cada ensaio sobre conjuntos de pilares do edifício. Essa abordagem é usual na fase de projeto das fundações. O esquema final contendo essas informações está ilustrado na Figura (A.6) do Anexo A.

O dimensionamento geotécnico do estaqueamento foi desenvolvido para três diferentes diâmetros (\varnothing 25 cm, \varnothing 30 cm, \varnothing 35 cm), com variações de comprimentos entre as estacas, obtidos através dos métodos de previsão semi-empíricos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1996). Para isso, consideraram-se os dados das sondagens na determinação da capacidade de carga da fundação, os quais utilizam os valores de N_{SPT} e o tipo de solo classificado na determinação dos coeficientes que influenciam as resistências de ponta e lateral de cada método de previsão. O tipo de fundação escolhido foi em estacas escavadas de pequeno diâmetro com trado convencional, respeitando a prática realizada para pequenas e médias construções no interior do estado de São Paulo.

Após a definição do estaqueamento para os três diâmetros de projeto, realizou-se a análise de confiabilidade para cada situação obtida. Na abordagem probabilística via Teoria da Confiabilidade, foram utilizados os dados das sondagens consideradas para a obtenção das estatísticas dos parâmetros necessários, para quantificação da variabilidade do solo nas análises. O Fluxograma da Figura 5.1 exemplifica as etapas que se deram até a realização das análises de confiabilidade.

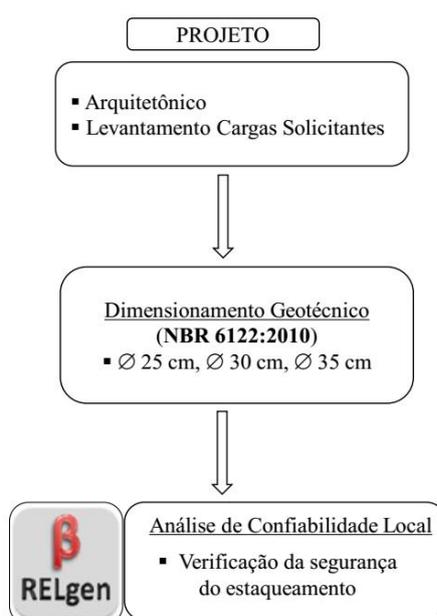


Figura 5.1 – Fluxograma geral das etapas da análise na fase de projeto.

5.1.1 Dimensionamento Geotécnico

O dimensionamento geotécnico foi baseado na determinação da carga admissível para os diferentes estaqueamentos, respeitando a premissa da prática a favor da segurança, de que qualquer estaca do conjunto deve apresentar solicitação menor que a carga admissível do estaqueamento. Nesta etapa, o projeto geotécnico das fundações foi realizado considerando apenas os dados de 3 sondagens de maior proximidade física dos pilares do edifício. O número de sondagens adotadas atende a recomendação da NBR 8036- Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações em edifícios, que estabelece como critério a utilização de pelo menos 2 sondagens para área de projeção em planta de edifício até 200 m² para um terreno de área de até 1200 m².

Três diâmetros diferentes foram adotados de forma independente para o projeto das fundações. A Figura 5.2 ilustra os fatores de segurança médios, que mede deterministicamente a distância entre a resistência e a solicitação, obtidos para cada projeto com cada método semi-empírico considerado.

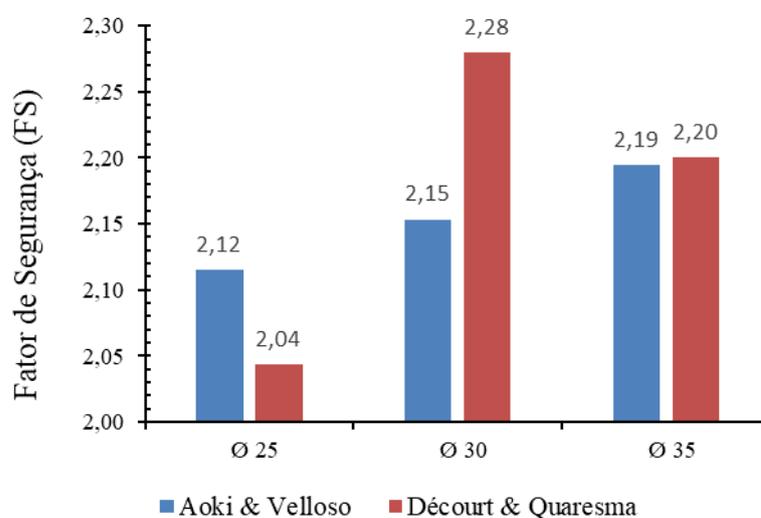


Figura 5.2 – Fatores de segurança obtidos para os estaqueamentos segundo os métodos de previsão pela área de influência.

Para efeito de comparação entre os métodos semi-empíricos de previsão, a Tabela 5.1 reúne as informações pertinentes de cada método para o estaqueamento com $\varnothing=25$ cm. Nas tabelas encontram-se o número do pilar (*Pilar*), a sondagem utilizada em cada pilar (*Sond.*), o número de estacas por bloco de coroamento (*Diam.*), o comprimento final, em metros, das estacas (*L*), a solicitação total, em kN, de cada pilar (*S*), as resistências total no bloco e individual de cada

estaca para cada método de previsão ($Rav-Rdq$ e Ri) respectivamente, o fator de segurança individual (fsi) para cada pilar obtido pela razão entre Rav/S ou Rdq/S , o fator de segurança médio (FS), a carga admissível do estaqueamento (Pa), a solicitação média (Sm) e a resistência média do estaqueamento (Rm). As demais tabelas com os diferentes diâmetros comparando os métodos de previsão encontram-se detalhadas no anexo C nas tabelas C1 a C6 e seguem o mesmo padrão de tabela descrito aqui.

Tabela 5.1 – Estaqueamento dimensionado por ambos os métodos semi-empíricos para o diâmetro de $\varnothing 25$ cm.

Aoki & Velloso $\varnothing=25$ cm								Décourt & Quaresma $\varnothing=25$ cm							
Pilar	Sond.	Diam.	L (m)	S	Rav	Ri	fsi	Pilar	Sond.	Diam.	L (m)	S	Rdq	Ri	fsi
P1	SP 04	$\varnothing 25$	8,0	88,3	176,5	176,5	2,00	P1	SP 04	$\varnothing 25$	8,0	88,3	177,5	177,5	2,01
P2	SP 04	2 $\varnothing 25$	12,0	271,5	594,8	297,4	2,19	P2	SP 04	2 $\varnothing 25$	12,0	271,5	549,8	274,9	2,02
P3	SP 04	2 $\varnothing 25$	10,0	211,1	436,7	218,3	2,07	P3	SP 04	2 $\varnothing 25$	10,0	211,1	453,4	226,7	2,15
P4	SP 04	$\varnothing 25$	6,0	42,1	88,0	88,0	2,09	P4	SP 04	$\varnothing 25$	6,0	42,1	106,6	106,6	2,53
P5	SP 04	2 $\varnothing 25$	9,0	216,3	443,0	221,5	2,05	P5	SP 04	2 $\varnothing 25$	9,0	216,3	404,7	202,4	1,87
P6	SP 04	2 $\varnothing 25$	9,0	205,3	443,0	221,5	2,16	P6	SP 04	2 $\varnothing 25$	9,0	205,3	404,7	202,4	1,97
P7	SP 03	$\varnothing 25$	6,0	69,6	161,3	161,3	2,32	P7	SP 03	$\varnothing 25$	6,0	69,6	135,9	135,9	1,95
P8	SP 05	2 $\varnothing 25$	11,0	231,9	462,8	231,4	2,00	P8	SP 05	2 $\varnothing 25$	11,0	231,9	466,0	233,0	2,01
P9	SP 04	3 $\varnothing 25$	14,0	504,5	1063,5	354,5	2,11	P9	SP 04	3 $\varnothing 25$	14,0	504,5	1061,9	354,0	2,10
P10	SP 04	2 $\varnothing 25$	9,0	216,3	443,0	221,5	2,05	P10	SP 04	2 $\varnothing 25$	9,0	216,3	404,7	202,4	1,87
P11	SP 04	2 $\varnothing 25$	9,0	205,3	443,0	221,5	2,16	P11	SP 04	2 $\varnothing 25$	9,0	205,3	404,7	202,4	1,97
P12	SP 03	$\varnothing 25$	6,0	69,6	161,3	161,3	2,32	P12	SP 03	$\varnothing 25$	6,0	69,6	135,9	135,9	1,95
P13	SP 05	$\varnothing 25$	9,0	88,3	182,7	182,7	2,07	P13	SP 05	$\varnothing 25$	9,0	88,3	171,5	171,5	1,94
P14	SP 05	2 $\varnothing 25$	12,0	271,5	531,0	265,5	1,96	P14	SP 05	2 $\varnothing 25$	12,0	271,5	550,6	275,3	2,03
P15	SP 04	2 $\varnothing 25$	10,0	211,1	436,7	218,3	2,07	P15	SP 04	2 $\varnothing 25$	10,0	211,1	453,4	226,7	2,15
P16	SP 03	$\varnothing 25$	6,0	42,1	161,3	161,3	3,83	P16	SP 03	$\varnothing 25$	6,0	42,1	135,9	135,9	3,23
Média				109,1	230,7			Média				109,1	222,9		
				FS=	2,12					FS=	2,04				
				Pa=	115,3					Pa=	111,4				

Na Figura 5.3 encontram-se os comprimentos totais das estacas determinados em projeto para os diâmetros de $\varnothing 25$ cm, $\varnothing 30$ cm, $\varnothing 35$ cm para ambos os métodos semi-empíricos. É possível observar que à medida que se aumenta o diâmetro das estacas, os comprimentos individuais das estacas conseqüentemente diminuem para mesma faixa de fator de segurança adotado, com $FS \geq 2,0$.

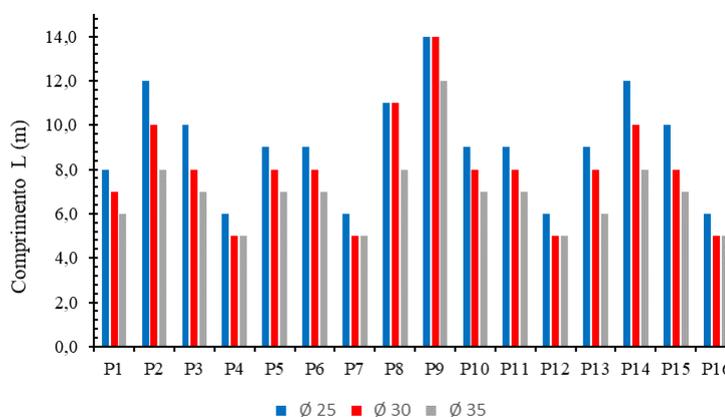


Figura 5.3 – Comprimentos individuais das estacas para os diâmetros avaliados segundo os métodos de previsão de Aoki & Velloso e Décourt & Quaresma.

5.1.2 Premissas da Análise de Confiabilidade Local

Com base nos resultados da previsão determinística do comprimento das estacas para os três diferentes diâmetros avaliados, realizou-se a análise de confiabilidade “local” através do programa acadêmico RELgen (NOGUEIRA, 2010). As análises foram classificadas como “local”, pois foram realizadas individualmente para cada estaca de cada pilar, sem avaliar o comportamento em grupo. Assim, foram obtidos os índices de confiabilidade e as probabilidades de falha para as estacas individuais de cada pilar e não considerando o estaqueamento como um todo. As variabilidades dos parâmetros de resistência do solo envolvidos nessas análises estão descritas no item 5.1.3. O fluxograma da Figura 5.4 ilustra resumidamente as etapas utilizadas na análise de confiabilidade local para todos os pilares do edifício até a definição do estaqueamento final.

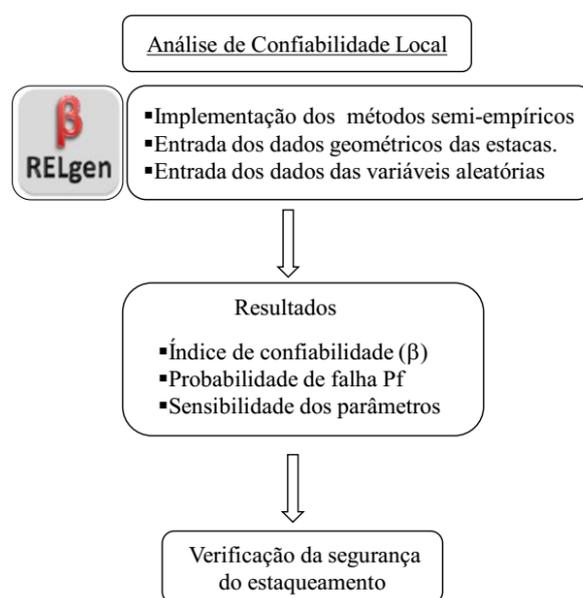


Figura 5.4 – Fluxograma da análise de confiabilidade local para o projeto de fundações.

A Tabela 5.2 reúne os parâmetros considerados como variáveis aleatórias na análise de confiabilidade, bem como a função densidade de probabilidade (FDP) de cada variável aleatória. Para esta análise foram consideradas as variáveis independentes, sendo eles: N_{SPT} para a ponta da estaca (NP) e N_{SPT} para o atrito lateral da estaca (NL), carga permanente atuante (PP) e a carga variável atuante (P_V).

Tabela 5.2 – Variáveis aleatórias e função densidade de probabilidade adotadas.

	Variáveis aleatórias de Resistência		Variáveis aleatórias de Solicitação	
	NP	NL	PP (kN)	PV (kN)
FDP	Normal	Normal	Normal	Gumbell extremos Tipo 1

As estatísticas das variáveis de carga foram definidas a partir das recomendações de ELLINGWOOD, et al. (1980), onde para a carga permanente a média foi dada por $1,05 \times P_P$, com coeficiente de variação de 10%; para a carga variável a média foi dada por $1,00 \times P_V$, com coeficiente de variação de 25%. Os valores nominais PP e PV foram adotados diretamente da análise estrutural como sendo as reações de apoio das vigas sobre os pilares. A Tabela 5.3, apresenta os valores estatísticos das cargas permanente e variáveis para cada pilar.

Tabela 5.3 – Valores estatísticos das cargas permanentes e variáveis.

Pilar	Solicitação			
	PP (kN) cov=10%	σ (kN)	PV (kN) cov=25%	σ (kN)
P1	84,9	8,5	7,4	1,9
P2	247,7	24,8	35,6	8,9
P3	198,6	19,9	22,0	5,5
P4	43,6	4,4	0,6	0,2
P5	193,1	19,3	32,4	8,1
P6	188,5	18,8	25,8	6,5
P7	66,5	6,6	6,3	1,6
P8	215,8	21,6	26,4	6,6
P9	446,6	44,7	79,2	19,8
P10	193,1	19,3	32,4	8,1
P11	188,5	18,8	25,8	6,5
P12	66,5	6,6	6,3	1,6
P13	84,9	8,5	7,4	1,9
P14	247,7	24,8	35,6	8,9
P15	198,6	19,9	22,0	5,5
P16	43,6	4,4	0,6	0,2

5.1.3 Análise 1: Variabilidade do Solo composta por 3 Sondagens SPT

A variabilidade do solo foi constituída nessa análise a partir da consideração das informações das 3 sondagens SPT utilizadas no projeto dos estaqueamentos na fase de projeto (SP-03, SP-04, SP-05). Embora os perfis geotécnicos caracterizados no capítulo 4 mostrem que o solo pode ser considerado homogêneo dentro da profundidade que abriga as estacas, em virtude da diferença entre medidas do N_{SPT} para a mesma profundidade nos três furos e da posição dos pilares, optou-se por considerar, para o método de Aoki & Velloso, uma variável aleatória a cada metro para a definição do N lateral (NL). A partir desses valores, foi definida a média total de NL com sua respectiva medida de dispersão. Já para o método de Décourt &

Quaresma, a formulação usa apenas um valor de único NL para todo solo. Dessa forma, a variabilidade do solo foi construída a partir do valor médio de NL para cada sondagem. Com relação às estatísticas da resistência de ponta, cada método de previsão foi tratado particularmente conforme descrito a seguir.

É importante destacar que os valores obtidos para os índices de confiabilidade das estacas analisadas não levaram em consideração o efeito de grupo no bloco. Assim, as análises foram realizadas considerando as parcelas de cargas atuantes em cada estaca individualmente.

a) Método Aoki & Velloso

A Tabela 5.4 apresenta as estatísticas para o N_{SPT} obtidas metro a metro considerando os dados das 3 sondagens adotados no projeto das fundações. O N_{SPT} para cada metro foi obtido fazendo-se a média das 3 sondagens mais próximas naquela cota. Logo o coeficiente de variação representa a variabilidade do solo para as faixas consideradas a cada metro.

Tabela 5.4 – Estatística dos valores de N_{SPT} metro a metro utilizadas no método Aoki & Velloso.

ΔL (m)	Estatísticas das Sondagens SPT				σ	COV (%)
	SP-03 Nspt	SP-04 Nspt	SP-05 Nspt	Nspt médio		
1,0	5,00	3,00	2,00	3,33	1,53	45,8
2,0	4,00	1,00	2,00	2,33	1,53	65,5
3,0	3,00	2,00	2,00	2,33	0,58	24,7
4,0	4,00	4,00	3,00	3,67	0,58	15,7
5,0	5,00	3,00	4,00	4,00	1,00	25,0
6,0	6,00	4,00	3,00	4,33	1,53	35,3
7,0	8,00	4,00	5,00	5,67	2,08	36,7
8,0	5,00	7,00	5,00	5,67	1,15	20,4
9,0	9,00	9,00	5,00	7,67	2,31	30,1
10,0	12,00	11,00	9,00	10,67	1,53	14,3
11,0	12,00	9,00	8,00	9,67	2,08	21,5
12,0	13,00	10,00	10,00	11,00	1,73	15,7
13,0	11,00	12,00	11,00	11,33	0,58	5,1
14,0	12,00	9,00	14,00	11,67	2,52	21,6
15,0	13,00	13,00	15,00	13,67	1,15	8,4
16,0	16,00	17,00	13,00	15,33	2,08	13,6
17,0	16,00	15,00	14,00	15,00	1,00	6,7
18,0	19,00	11,00	12,00	14,00	4,36	31,1
19,0	20,00	12,00	17,00	16,33	4,04	24,7
20,0	22,00	12,00	21,00	18,33	5,51	30,0

Observa-se que até a profundidade de 9,0 m há maior dispersão em torno dos valores médios do N_{SPT} obtidos com a profundidade, quando comparada às profundidades seguintes. Isso mostra o grau de incerteza “horizontal” inerente ao material em função da posição no campo onde os ensaios foram realizados.

As estatísticas da componente de ponta necessária para a previsão da capacidade de carga das estacas foram obtidas considerando-se os valores do N_{SPT} das três sondagens para a cota de apoio de cada estaca.

Com o objetivo de comparar as abordagens adotadas em projeto de fundações por estacas, os estaqueamentos foram projetados novamente desprezando-se agora a ideia das áreas de influência de cada furo em relação à posição dos pilares e adotando-se a “sondagem média” do campo definida pelas estatísticas das 3 sondagens. A Tabela 5.5 mostra para o estaqueamento com $\varnothing=25$ cm, o comparativo entre as duas abordagens, pela área de influência à esquerda, e à direita obtido pela sondagem média, com obtenção do fator de segurança e da carga admissível das estacas. As demais tabelas para os diferentes diâmetros avaliados segundo os dados estatísticos das 3 sondagens encontram-se no anexo C, nas tabelas C7 a C9.

Tabela 5.5 – Comparativo entre ambas as abordagens: área de influência e sondagem média.

Aoki & Veloso $\varnothing=25$ cm								Aoki & Veloso $\varnothing=25$ cm						
Pilar	Sond.	Diam.	L (m)	S	Rav	Ri	fsi	Pilar	Diam.	L (m)	S	Rav	Ri	fsi
P1	SP 04	$\varnothing 25$	8,0	88,3	176,5	176,5	2,00	P1	$\varnothing 25$	8,0	88,3	166,0	166,0	1,88
P2	SP 04	2 $\varnothing 25$	12,0	271,5	594,8	297,4	2,19	P2	2 $\varnothing 25$	12,0	271,5	591,3	295,7	2,18
P3	SP 04	2 $\varnothing 25$	10,0	211,1	436,7	218,3	2,07	P3	2 $\varnothing 25$	10,0	211,1	461,1	230,6	2,18
P4	SP 04	$\varnothing 25$	6,0	42,1	88,0	88,0	2,09	P4	$\varnothing 25$	6,0	42,1	116,1	116,1	2,76
P5	SP 04	2 $\varnothing 25$	9,0	216,3	443,0	221,5	2,05	P5	2 $\varnothing 25$	9,0	216,3	442,6	221,3	2,05
P6	SP 04	2 $\varnothing 25$	9,0	205,3	443,0	221,5	2,16	P6	2 $\varnothing 25$	9,0	205,3	442,6	221,3	2,16
P7	SP 03	$\varnothing 25$	6,0	69,6	161,3	161,3	2,32	P7	$\varnothing 25$	6,0	69,6	116,1	116,1	1,67
P8	SP 05	2 $\varnothing 25$	11,0	231,9	462,8	231,4	2,00	P8	2 $\varnothing 25$	11,0	231,9	536,5	268,3	2,31
P9	SP 04	3 $\varnothing 25$	14,0	504,5	1063,5	354,5	2,11	P9	3 $\varnothing 25$	14,0	504,5	1123,1	374,4	2,23
P10	SP 04	2 $\varnothing 25$	9,0	216,3	443,0	221,5	2,05	P10	2 $\varnothing 25$	9,0	216,3	442,6	221,3	2,05
P11	SP 04	2 $\varnothing 25$	9,0	205,3	443,0	221,5	2,16	P11	2 $\varnothing 25$	9,0	205,3	442,6	221,3	2,16
P12	SP 03	$\varnothing 25$	6,0	69,6	161,3	161,3	2,32	P12	$\varnothing 25$	6,0	69,6	89,5	89,5	1,29
P13	SP 05	$\varnothing 25$	9,0	88,3	182,7	182,7	2,07	P13	$\varnothing 25$	9,0	88,3	221,3	221,3	2,51
P14	SP 05	2 $\varnothing 25$	12,0	271,5	531,0	265,5	1,96	P14	2 $\varnothing 25$	12,0	271,5	591,3	295,7	2,18
P15	SP 04	2 $\varnothing 25$	10,0	211,1	436,7	218,3	2,07	P15	2 $\varnothing 25$	10,0	211,1	461,1	230,6	2,18
P16	SP 03	$\varnothing 25$	6,0	42,1	161,3	161,3	3,83	P16	$\varnothing 25$	6,0	42,1	116,1	116,1	2,76
				Média	109,1	230,7						Média	109,1	235,6
					FS=	2,12							FS=	2,16
					Pa=	115,3							Pa=	117,8

Conforme pode ser observado, o fator de segurança médio sofreu pequena variação, indo de 2,12 para 2,16. O mesmo comportamento ocorreu para os demais estaqueamentos obtidos com os diâmetros de estacas de 35 e 30 cm (Figura 5.5). A carga admissível das estacas permaneceu praticamente a mesma para as duas abordagens.

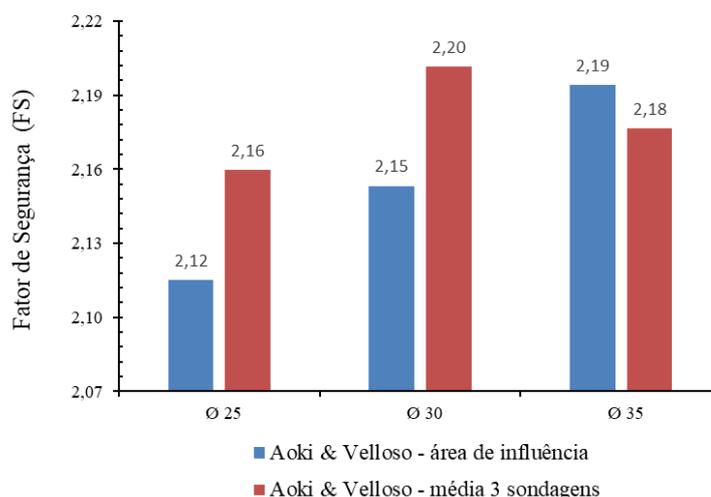
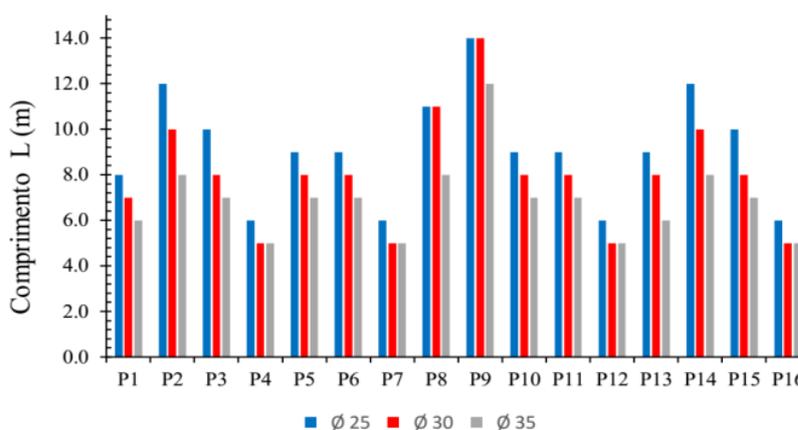


Figura 5.5 – Comparativo entre ambas as abordagens com relação ao FS para os três diâmetros.

A análise de confiabilidade local foi realizada em seguida para todas as estacas individuais do edifício. A Figura 5.6 apresenta os índices de confiabilidade das estacas de cada pilar, relacionando-as com os respectivos comprimentos em cada diâmetro considerado.

Para o estaqueamento com $\varnothing=25$ cm, observou-se que os valores dos índices de confiabilidade seguiram um padrão bem definido onde: para maiores comprimentos de estacas, o índice de confiabilidade resultou maior, enquanto que para os menores comprimentos, o mesmo índice resultou menor. Isso se justifica pelo aumento nos valores médios do N_{SPT} com a profundidade e na diminuição da dispersão, o que acarreta consequentemente diminuição na probabilidade de falha dessas estacas.



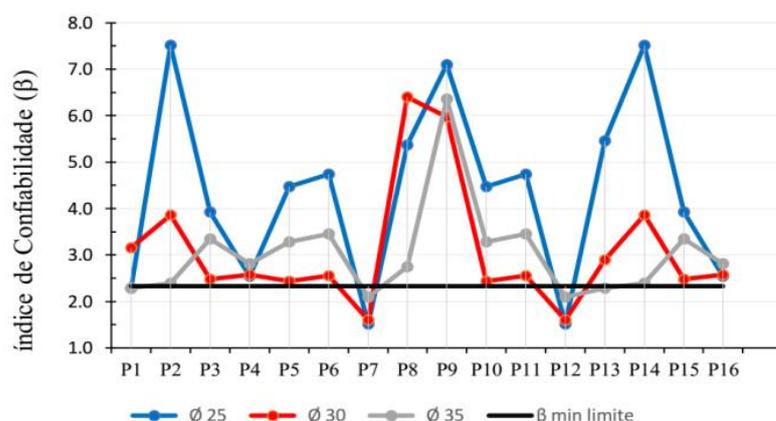


Figura 5.6 – Variação do índice de confiabilidade individual para cada estaqueamento.

Para estacas de mesmo comprimento, as diferenças no β decorreram da variabilidade do solo e das cargas atuantes nos respectivos pilares. WHITMAN (2000) propõe um intervalo de variação para o índice β em fundações por estacas com valor mínimo de 2,33 (probabilidade de falha associada de 10^{-2}) e valor máximo de 3,09 (probabilidade de falha associada de 10^{-3}). Adotando-se esse critério, apenas as estacas dos pilares P7 e P12 resultaram em índices de confiabilidade menores que 2,33. No entanto, a carga total atuante nessas estacas é também muito baixa (69,6 kN), com o fator de segurança individual de 2,32, fato esse que poderia justificar manter as estacas com esse comprimento. Uma alternativa seria, para essas estacas, aumentar o comprimento para 7,0 m com base no critério de confiabilidade, o que enfatiza a premissa do uso da Teoria da Confiabilidade para a tomada de decisões em projetos geotécnicos de fundações.

Para os demais estaqueamentos, observaram-se também variações semelhantes especialmente em função da variação dos comprimentos das estacas, à medida que os diâmetros foram alterados. De modo geral, o projeto das fundações com estacas de 35 cm de diâmetro proporcionou valores que tendem para uma melhor uniformização no índice de confiabilidade, onde praticamente todas as estacas resultaram em β maior que 2,33.

b) Método Décourt & Quaresma

Nesse método de previsão, os valores de NL para a composição do atrito lateral são valores médios ao longo do comprimento da estaca, desconsiderando o valor de N_{SPT} utilizado

para ponta. Por isso a variabilidade do solo foi construída a partir do valor médio de NL, para cada sondagem, resultando em três dados de NL. A partir desses valores, foi definida a média total de NL com sua respectiva medida de dispersão. Já para a definição da parcela de ponta (NP), o método considera a média de três valores de N_{SPT} , ou seja, na cota de apoio da estaca, na cota imediatamente acima e na cota imediatamente abaixo onde a estaca será apoiada. A obtenção das estatísticas da ponta foi feita de maneira semelhante ao atrito lateral. A Figura 5.7 ilustra essas considerações para o método na composição das estatísticas de NL e NP com base nas sondagens utilizados em projeto.

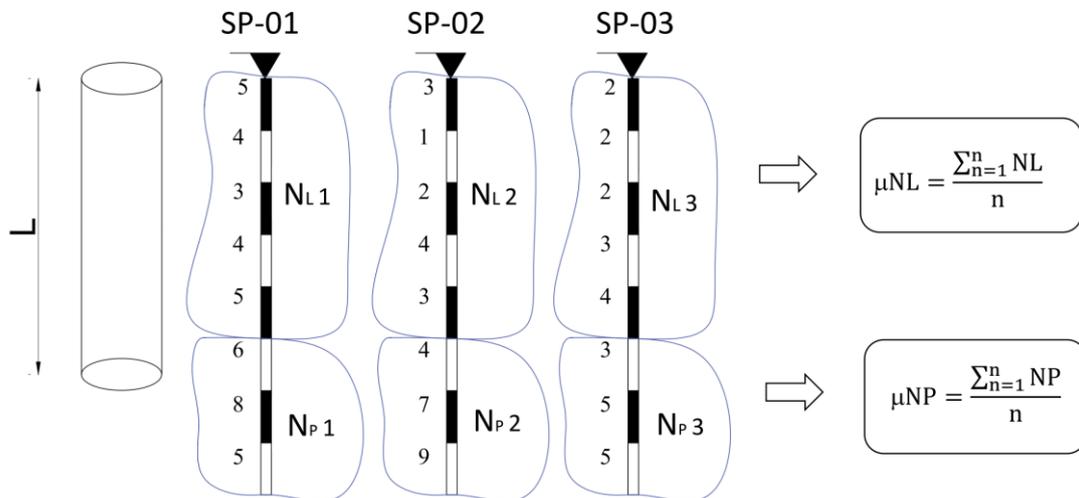


Figura 5.7 – Hipótese considerada para a associação estatística no método Décourt & Quaresma.

A Tabela 5.6 apresenta as estatísticas para o N_{SPT} obtidas para o respectivo comprimento (L) da estaca, considerando os dados das 3 sondagens adotados no projeto das fundações. Os dados são apresentados a partir do comprimento $L = 3,0$ m, adotado como comprimento mínimo de estaca, mostrando como a variabilidade influencia no coeficiente de variação ao longo do comprimento.

Tabela 5.6 – Estatística dos valores de N_{SPT} por metro utilizadas no método Décourt & Quaresma.

Décourt & Quaresma						
L (m)	NL	σ	COV (%)	NP	σ	COV (%)
3,0	2,83	1,44	50,94	3,33	0,58	17,32
4,0	2,67	1,15	43,30	4,00	0,88	22,05
5,0	2,92	0,95	32,45	4,67	1,45	31,13
6,0	3,13	0,92	29,48	5,22	1,02	19,50
7,0	3,33	1,01	30,41	6,33	1,20	18,98
8,0	3,67	1,15	31,49	8,00	1,45	18,16
9,0	3,92	0,95	24,17	9,33	1,86	19,88
10,0	4,33	1,02	23,50	10,44	1,71	16,38
11,0	4,97	1,06	21,34	10,67	1,20	11,27
12,0	5,39	1,15	21,34	11,33	0,88	7,78
13,0	5,86	1,19	20,32	12,22	1,02	8,33
14,0	6,28	1,09	17,37	13,56	0,51	3,76
15,0	6,67	0,99	14,78	14,67	0,58	3,94
16,0	7,13	0,87	12,22	14,78	2,04	13,78
17,0	7,65	0,88	11,45	15,11	2,91	19,27
18,0	8,08	0,88	10,91	16,22	4,35	26,82
19,0	8,41	1,06	12,61	18,11	3,91	21,57
20,0	8,82	1,16	13,10	18,44	2,99	16,20

Da mesma forma como foi realizado com o método de Aoki & Velloso, a Tabela 5.7 apresenta o comparativo do dimensionamento segundo as abordagens definidas pela área de influência (à esquerda) e sondagem média dos valores dos 3 SPT (à direita) para o estaqueamento com $\varnothing=25$ cm. Os demais resultados para os diferentes diâmetros avaliados encontram-se no anexo C, nas Tabelas de C10 a C12.

Conforme pode ser observado, o fator de segurança global sofreu pequena variação, indo de 2,04 para 2,10 no estaqueamento com $\varnothing=25$ cm. A carga admissível das estacas também permaneceu praticamente a mesma nas duas abordagens. O mesmo comportamento ocorreu para os estaqueamentos obtidos com os diâmetros de estacas de 35 cm (Figura 5.8), com exceção do estaqueamento cujo diâmetro das estacas foi de 30 cm.

Tabela 5.7 – Comparativo entre ambas as abordagens: área de influência e sondagem média.

Décourt & Quaresma $\varnothing=25$ cm								Décourt & Quaresma $\varnothing=25$ cm							
Pilar	Sond.	Diam.	L (m)	S	Rdq	Ri	fsi	Pilar	Diam.	L (m)	S	Rdq	Ri	fsi	
P1	SP 04	$\varnothing 25$	8,0	88,3	177,5	177,5	2,01	P1	$\varnothing 25$	8,0	88,3	173,7	173,7	1,97	
P2	SP 04	2 $\varnothing 25$	12,0	271,5	549,8	274,9	2,02	P2	2 $\varnothing 25$	12,0	271,5	581,3	290,6	2,14	
P3	SP 04	2 $\varnothing 25$	10,0	211,1	453,4	226,7	2,15	P3	2 $\varnothing 25$	10,0	211,1	470,7	235,4	2,23	
P4	SP 04	$\varnothing 25$	6,0	42,1	106,6	106,6	2,53	P4	$\varnothing 25$	6,0	42,1	113,7	113,7	2,70	
P5	SP 04	2 $\varnothing 25$	9,0	216,3	404,7	202,4	1,87	P5	2 $\varnothing 25$	9,0	216,3	408,2	204,1	1,89	
P6	SP 04	2 $\varnothing 25$	9,0	205,3	404,7	202,4	1,97	P6	2 $\varnothing 25$	9,0	205,3	408,2	204,1	1,99	
P7	SP 03	$\varnothing 25$	6,0	69,6	135,9	135,9	1,95	P7	$\varnothing 25$	6,0	69,6	113,7	113,7	1,63	
P8	SP 05	2 $\varnothing 25$	11,0	231,9	466,0	233,0	2,01	P8	2 $\varnothing 25$	11,0	231,9	522,5	261,2	2,25	
P9	SP 04	3 $\varnothing 25$	14,0	504,5	1061,9	354,0	2,10	P9	3 $\varnothing 25$	14,0	504,5	1095,1	365,0	2,17	
P10	SP 04	2 $\varnothing 25$	9,0	216,3	404,7	202,4	1,87	P10	2 $\varnothing 25$	9,0	216,3	408,2	204,1	1,89	
P11	SP 04	2 $\varnothing 25$	9,0	205,3	404,7	202,4	1,97	P11	2 $\varnothing 25$	9,0	205,3	408,2	204,1	1,99	
P12	SP 03	$\varnothing 25$	6,0	69,6	135,9	135,9	1,95	P12	$\varnothing 25$	6,0	69,6	113,7	113,7	1,63	
P13	SP 05	$\varnothing 25$	9,0	88,3	171,5	171,5	1,94	P13	$\varnothing 25$	9,0	88,3	204,1	204,1	2,31	
P14	SP 05	2 $\varnothing 25$	12,0	271,5	550,6	275,3	2,03	P14	2 $\varnothing 25$	12,0	271,5	581,3	290,6	2,14	
P15	SP 04	2 $\varnothing 25$	10,0	211,1	453,4	226,7	2,15	P15	2 $\varnothing 25$	10,0	211,1	470,7	235,4	2,23	
P16	SP 03	$\varnothing 25$	6,0	42,1	135,9	135,9	3,23	P16	$\varnothing 25$	6,0	42,1	113,7	113,7	2,70	
				Média	109,1	222,9						Média	109,1	229,2	
					FS=	2,04							FS=	2,10	
					Pa=	111,4							Pa=	114,6	

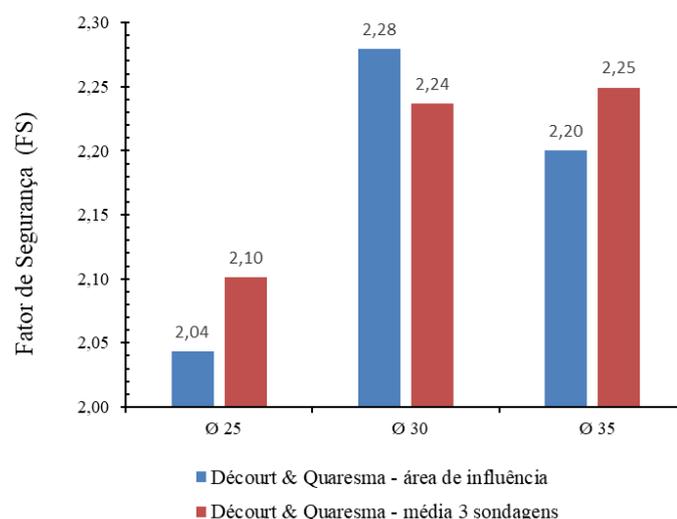


Figura 5.8 – Comparativo entre ambas as abordagens com relação ao FS para os três diâmetros.

Em seguida realizou-se a o cálculo do índice de confiabilidade (β) individual para as estacas segundo a hipótese considerada para a associação estatística no método Décourt & Quaresma, apresentadas na Figura 5.7. Os dados estatísticos das variáveis aleatórias de resistência e solicitação para cada estaca são mostrados resumidamente na Tabela 5.8, definidas para o diâmetro $\varnothing = 25$ cm segundo método Décourt & Quaresma.

Tabela 5.8 – Dados estatísticos resumidos das resistências e solicitações de cada estaca com base nas sondagens de projeto para o $\varnothing = 25$ cm.

Pilar	Diam.	ΔL	NL	σ	NP	σ	PP (kN) cov=10%	σ	Pv (kN) cov=25%	σ
P1	Ø 25	8,0	3,7	1,2	8,0	1,5	84,9	8,49	7,4	1,85
P2	2 Ø 25	12,0	5,4	1,2	11,3	0,9	247,7	24,77	35,6	8,90
P3	2 Ø 25	10,0	4,3	1,0	10,4	1,7	198,6	19,86	22,0	5,50
P4	Ø 25	6,0	3,1	0,9	5,2	1,0	43,6	4,36	0,6	0,15
P5	2 Ø 25	9,0	3,9	0,9	9,3	1,9	193,1	19,31	32,4	8,10
P6	2 Ø 25	9,0	3,9	0,9	9,3	1,9	188,5	18,85	25,8	6,45
P7	Ø 25	6,0	3,1	0,9	5,2	1,0	66,5	6,65	6,3	1,58
P8	2 Ø 25	11,0	5,0	1,1	10,7	1,2	215,8	21,58	26,4	6,60
P9	3 Ø 25	14,0	6,3	1,1	13,6	0,5	446,6	44,66	79,2	19,80
P10	2 Ø 25	9,0	3,9	0,9	9,3	1,9	193,1	19,31	32,4	8,10
P11	2 Ø 25	9,0	3,9	0,9	9,3	1,9	188,5	18,85	25,8	6,45
P12	Ø 25	6,0	3,1	0,9	5,2	1,0	66,5	6,65	6,3	1,58
P13	Ø 25	9,0	3,9	0,9	9,3	1,9	84,9	8,49	7,4	1,85
P14	2 Ø 25	12,0	5,4	1,2	11,3	0,9	247,7	24,77	35,6	8,90
P15	2 Ø 25	10,0	4,3	1,0	10,4	1,7	198,6	19,86	22,0	5,50
P16	Ø 25	6,0	3,1	0,9	5,2	1,0	43,6	4,36	0,6	0,15

A análise de confiabilidade local foi realizada em seguida para todas as estacas individuais do edifício. A Figura 5.9 apresenta os índices de confiabilidade das estacas de cada pilar, relacionando-as com os respectivos comprimentos em cada diâmetro considerado.

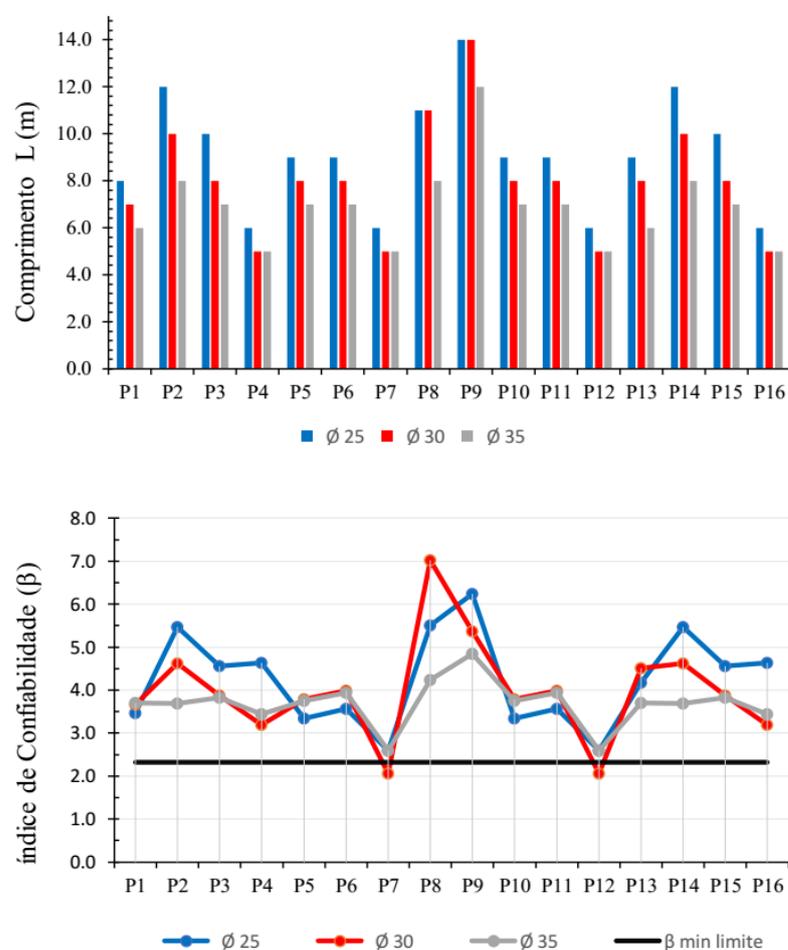


Figura 5.9 – Variação do índice de confiabilidade individual para cada estaqueamento.

Conforme observado na análise realizada com o método Décourt & Quaresma, o estaqueamento dimensionado para o diâmetro $\varnothing=25$ cm apresentou, para os pilares P7 e P12, índices de confiabilidade menores do que o valor mínimo alvo proposto por WHITMAN (2000) de 2,33. Esse fato pode ser atribuído ao alto coeficiente de variação em torno dos valores médios de resistência para os baixos comprimentos individuais das estacas, aumentando a probabilidade de falha desses elementos.

Para os demais estaqueamentos, à medida que houve aumento do diâmetro das estacas, ocorreu a diminuição do comprimento das mesmas e uma maior padronização da confiabilidade. Com isso, para o estaqueamento dimensionado com o maior diâmetro $\varnothing=35$ cm, os valores de β tenderam a um comportamento mais uniforme, como obtido também com o método de Aoki & Velloso.

c) Análise de Sensibilidade dos Parâmetros para ambos os Métodos de Previsão

A Figura 5.10 apresenta os resultados em termos dos fatores de sensibilidade das variáveis aleatórias de Solicitação e Resistência para todas as estacas do edifício dimensionadas com os três diâmetros distintos, considerando os métodos de Aoki & Velloso na primeira linha e Décourt & Quaresma na segunda linha.

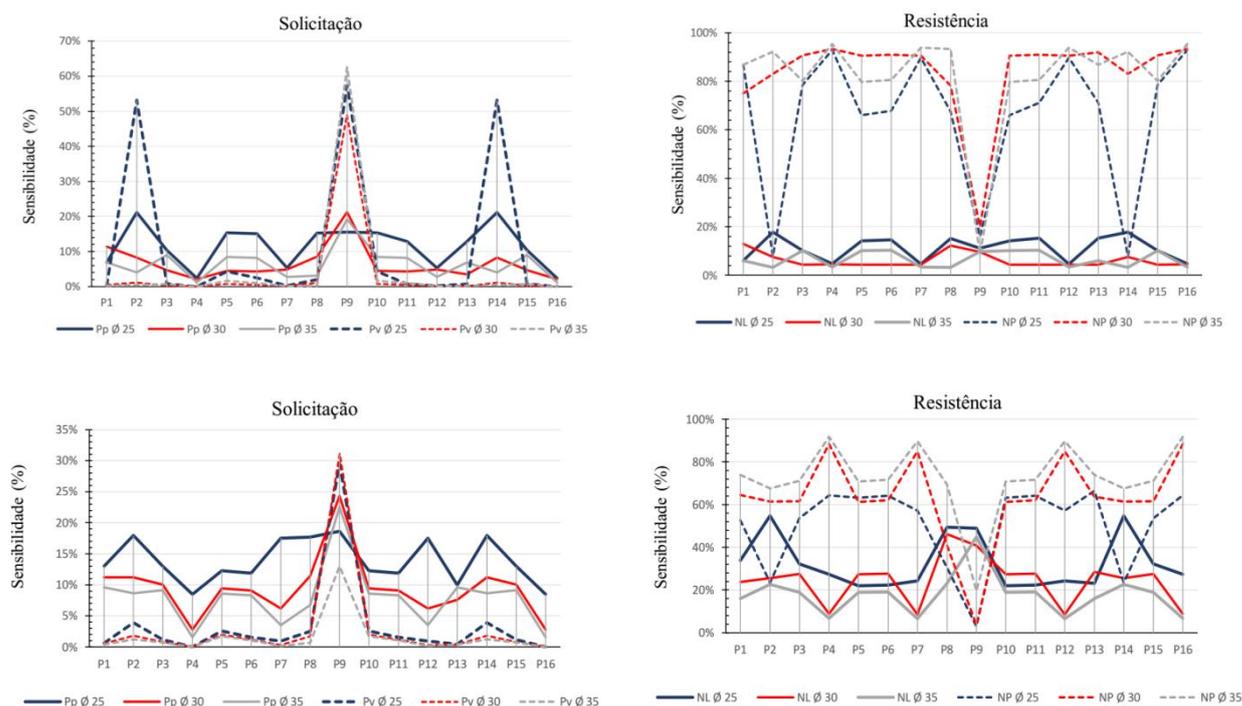


Figura 5.10 – Sensibilidade dos parâmetros de solicitação e resistência pelos métodos Aoki & Velloso e Décourt & Quaresma.

No método Aoki & Velloso, para os diâmetros $\varnothing=25$ cm e $\varnothing=30$ cm a influência das cargas variáveis (PV) na probabilidade de falha das estacas dos pilares P2, P9 e P14 foi dominante em relação a carga permanente. Isso ocorreu possivelmente em função dos elevados valores de PV para estes pilares em relação aos demais. Embora a carga variável tenha 25% de coeficiente de variação, para os demais pilares, seus valores eram pequenos comparados às cargas permanentes e por isso apresentaram pouca influência sobre a probabilidade de falha final. Em termos das variáveis de resistência o comportamento da probabilidade de falha das estacas mostrou-se mais dependente da variável de ponta (NP) do que do atrito lateral (NL). Esse comportamento mostrou-se ainda mais evidente à medida que o diâmetro das estacas aumentou. Com relação à sensibilidade das variáveis aleatórias obtidas com o método de Décourt & Quaresma, de modo geral, o comportamento observado foi o mesmo. No entanto,

para os pilares mais carregados P2, P9 e P14 a variável correspondente ao atrito lateral (NL) mostrou-se mais dominante que a resistência de ponta quando comparado ao método de Aoki & Velloso. Apenas para visualização, a Figura 5.11 ilustra, para o pilar mais carregado P9 em ambos os métodos de previsão, a influência das variáveis aleatórias em termos percentuais.

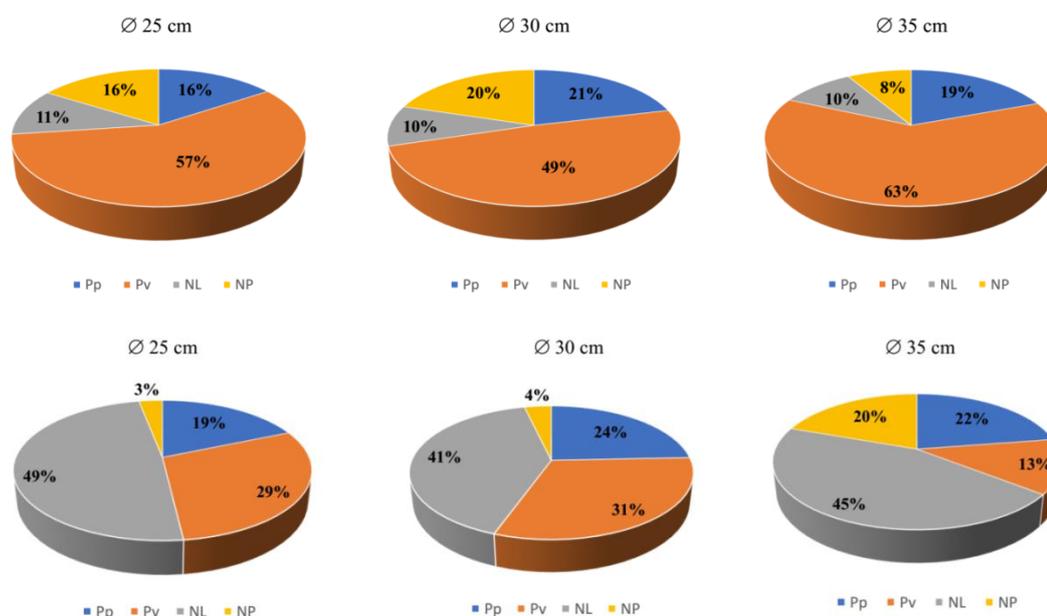


Figura 5.11 – Influência das variáveis aleatórias na probabilidade de falha da fundação do pilar P9 segundo os métodos Aoki & Velloso (primeira linha) e Décourt & Quaresma (segunda linha).

As diferentes sensibilidades das variáveis aleatórias observadas para ambos os métodos, principalmente com relação aos parâmetros de resistência do solo (NL e NP), são provenientes das formas distintas de abordagem das estatísticas desses parâmetros para ambos os métodos. Enquanto no método Aoki & Velloso as estatísticas foram avaliadas metro a metro diminuindo a dispersão em torno dos valores de N_{SPT} , para o método Décourt & Quaresma fez-se a média do NL ao longo do comprimento, bem como do NP para três sondagens consideradas, em função da particularidade do método. Como consequência, houve diferenças significativas na sensibilidade das variáveis, o que não permite estabelecer um padrão bem definido de comportamento dos parâmetros. Os resultados dos demais pilares e diferentes estaqueamentos encontram-se no anexo C, nas Tabelas de C13 a C18.

5.1.4 Análise 2: Variabilidade do Solo composta por 5 Sondagens SPT.

A segunda análise foi realizada com base nas 5 sondagens disponíveis para toda a área estudada, detalhadas no capítulo 4. O objetivo foi avaliar como o acréscimo de informações para este local influencia na análise da segurança das fundações via teoria da confiabilidade. Acrescentando os dados das sondagens SP-01 e SP-02 às demais sondagens da área, aplicou-se a abordagem descrita na análise 1 (item 5.1.3 deste trabalho) com os métodos semi-empíricos de previsão para os três diferentes diâmetros avaliados (\varnothing 25 cm, \varnothing 30 cm, \varnothing 35 cm) na análise de confiabilidade individual das estacas.

a) Método Aoki & Velloso

A Tabela 5.9 apresenta as estatísticas das 5 sondagens da área de estudo que foram utilizadas na análise de confiabilidade local segundo o método Aoki & Velloso. As estatísticas de desvio padrão e coeficiente de variação resultam, portanto, dos valores médios do N_{SPT} obtidos metro a metro.

Na Tabela 5.10 apresenta-se o comparativo do dimensionamento utilizando a média dos valores das 3 sondagens (à esquerda), com o novo estaqueamento baseado nas 5 sondagens da área (à direita), para o mesmo diâmetro de $\varnothing=25$ cm. As demais tabelas para os diferentes diâmetros avaliados encontram-se no Anexo C, nas Tabelas C19 a C21.

Tabela 5.9 – Estatística dos valores médios de N_{SPT} metro a metro utilizada no método Aoki & Velloso com os dados das 5 sondagens de projeto.

Profund. (m)	SP-01	SP-02	SP-03	SP-04	SP-05	Méd	σ	COV (%)
1,0	7	9	5	3	2	5,20	2,86	55,07
2,0	5	5	4	1	2	3,40	1,82	53,43
3,0	4	4	3	2	2	3,00	1,00	33,33
4,0	6	5	4	4	3	4,40	1,14	25,91
5,0	4	7	5	3	4	4,60	1,52	32,97
6,0	8	6	6	4	3	5,40	1,95	36,10
7,0	9	7	8	4	5	6,60	2,07	31,42
8,0	9	10	5	7	5	7,20	2,28	31,67
9,0	13	7	9	9	5	8,60	2,97	34,49
10,0	14	12	12	11	9	11,60	1,82	15,66
11,0	15	12	12	9	8	11,20	2,77	24,78
12,0	15	13	13	10	10	12,20	2,17	17,77
13,0	13	14	11	12	11	12,20	1,30	10,69
14,0	10	14	12	9	14	11,80	2,28	19,33
15,0	9	14	13	13	15	12,80	2,28	17,82
16,0	19	15	16	17	13	16,00	2,24	13,98
17,0	15	16	16	15	14	15,20	0,84	5,50
18,0	20	20	19	11	12	16,40	4,51	27,47
19,0	19	21	20	12	17	17,80	3,56	20,02
20,0	19	25	22	12	21	19,80	4,87	24,59

Tabela 5.10 – Comparativo das duas abordagens com a médias das sondagens.

Aoki & Velloso $\varnothing=25$ cm							Aoki & Velloso $\varnothing=25$ cm						
Pilar	Diam.	L (m)	S	Rav	Ri	fsi	Pilar	Diam.	L (m)	S	Rav	Ri	fsi
P1	$\varnothing 25$	8,0	88,3	166,0	166,0	1,88	P1	$\varnothing 25$	8,0	88,3	195,9	195,9	2,22
P2	2 $\varnothing 25$	12,0	271,5	591,3	295,7	2,18	P2	2 $\varnothing 25$	12,0	271,5	668,7	334,4	2,46
P3	2 $\varnothing 25$	10,0	211,1	461,1	230,6	2,18	P3	2 $\varnothing 25$	10,0	211,1	544,5	272,3	2,58
P4	$\varnothing 25$	6,0	42,1	116,1	116,1	2,76	P4	$\varnothing 25$	6,0	42,1	140,8	140,8	3,35
P5	2 $\varnothing 25$	9,0	216,3	442,6	221,3	2,05	P5	2 $\varnothing 25$	9,0	216,3	506,4	253,2	2,34
P6	2 $\varnothing 25$	9,0	205,3	442,6	221,3	2,16	P6	2 $\varnothing 25$	9,0	205,3	506,4	253,2	2,47
P7	$\varnothing 25$	6,0	69,6	116,1	116,1	1,67	P7	$\varnothing 25$	6,0	69,6	140,8	140,8	2,02
P8	2 $\varnothing 25$	11,0	231,9	536,5	268,3	2,31	P8	2 $\varnothing 25$	11,0	231,9	617,6	308,8	2,66
P9	3 $\varnothing 25$	14,0	504,5	1123,1	374,4	2,23	P9	3 $\varnothing 25$	14,0	504,5	1177,5	392,5	2,33
P10	2 $\varnothing 25$	9,0	216,3	442,6	221,3	2,05	P10	2 $\varnothing 25$	9,0	216,3	506,4	253,2	2,34
P11	2 $\varnothing 25$	9,0	205,3	442,6	221,3	2,16	P11	2 $\varnothing 25$	9,0	205,3	506,4	253,2	2,47
P12	$\varnothing 25$	6,0	69,6	89,5	89,5	1,29	P12	$\varnothing 25$	6,0	69,6	140,8	140,8	2,02
P13	$\varnothing 25$	9,0	88,3	221,3	221,3	2,51	P13	$\varnothing 25$	9,0	88,3	253,2	253,2	2,87
P14	2 $\varnothing 25$	12,0	271,5	591,3	295,7	2,18	P14	2 $\varnothing 25$	12,0	271,5	668,7	334,4	2,46
P15	2 $\varnothing 25$	10,0	211,1	461,1	230,6	2,18	P15	2 $\varnothing 25$	10,0	211,1	544,5	272,3	2,58
P16	$\varnothing 25$	6,0	42,1	116,1	116,1	2,76	P16	$\varnothing 25$	6,0	42,1	140,8	140,8	3,35
Média			109,1	235,6			Média			109,1	268,9		
			FS=	2,16						FS=	2,47		
			Pa=	117,8						Pa=	134,4		

No estaqueamento avaliado com o diâmetro de $\varnothing=25$ cm o fator de segurança médio (FS) variou consideravelmente. Ao acrescentar as informações das demais sondagens (SP0-01 e SP-02), reavaliou-se a segurança dos estaqueamentos mantendo-se o comprimento de projeto, e assim obteve-se um FS = 2,47, contra FS = 2,16 (variação de 14%) obtido anteriormente no estaqueamento dimensionado para as 3 sondagens.

O mesmo comportamento ocorreu para os demais diâmetros. O acréscimo de informação oriundo das novas sondagens, no dimensionamento geotécnico, resultou em valores maiores de resistência em relação às abordagens anteriores. Isso quer dizer que as novas sondagens apresentam maiores índices de penetração N_{SPT} em comparação com as sondagens SP-03, SP-04 e SP-05 adotadas na primeira abordagem de projeto, como ilustra a Figura 5.12.

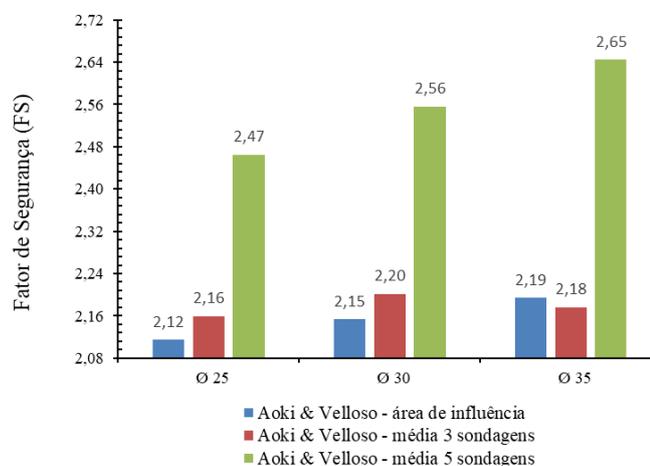


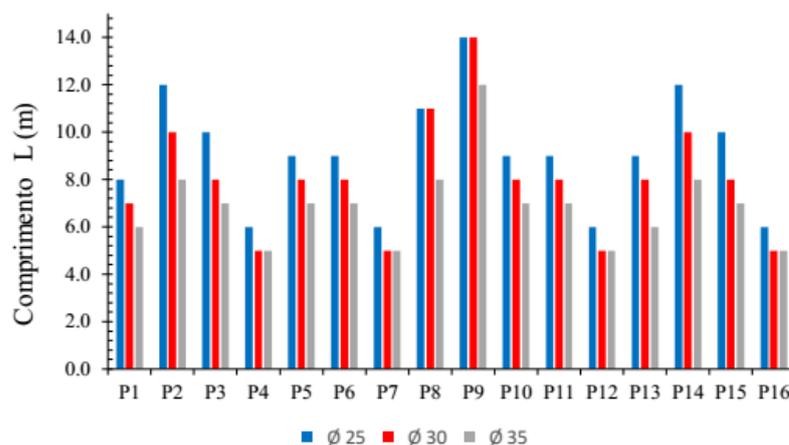
Figura 5.12 – Comparativo dos fatores de segurança obtidos para as diferentes abordagens segundo o método Aoki & Velloso.

A fim de avaliar o comportamento do estaqueamento com mais dados de sondagens e a influência das mesmas na segurança das estacas individuais, realizou-se o cálculo do índice de confiabilidade (β) das estacas com base nas estatísticas dos valores N_{SPT} considerando agora as 5 sondagens da área. A Figura 5.13 detalha os valores individuais de β para cada estaca, relacionando-as com os respectivos comprimentos.

Nota-se que na nova análise de confiabilidade considerando todas as sondagens da área, alguns valores do índice de confiabilidade para o diâmetro $\varnothing=25$ cm se apresentaram bem maiores do que o valor alvo de $\beta=2,33$. Atribui-se esse fato ao acréscimo das sondagens na análise, que aumentaram o valor médio da resistência obtido para os comprimentos fixados das estacas, sem alterar muito o coeficiente de variação dos índices de penetração N_{SPT} na análise metro a metro. Consequentemente, os valores de β também aumentaram em relação à análise para 3 sondagens, uma vez que o pequeno aumento da dispersão não foi suficiente para alterar os valores do índice de confiabilidade individuais das estacas.

O mesmo ocorreu para os demais diâmetros de estaqueamentos. Assim como na análise anterior conforme houve um aumento do diâmetro das estacas, houve uma tendência da uniformização dos valores de β em função dos comprimentos obtidos no dimensionamento geotécnico, observadas nitidamente no estaqueamento com $\varnothing=35$ cm.

De modo geral os estaqueamentos apresentaram valores de β dentro da faixa de referência de WHITMAN (2000), exceto para os pilares P7 e P12 com diâmetro de 30 cm. Nesse caso, os baixos comprimentos das estacas e as baixas resistências vinculadas, somadas ao aumento da dispersão, resultaram em índices de confiabilidade aquém do valor alvo. Com relação às estacas de 35 cm de diâmetro, o estaqueamento obtido proporcionou valores que tendem para uma melhor uniformização no índice de confiabilidade, onde todas as estacas resultaram em β maiores que 2,33.



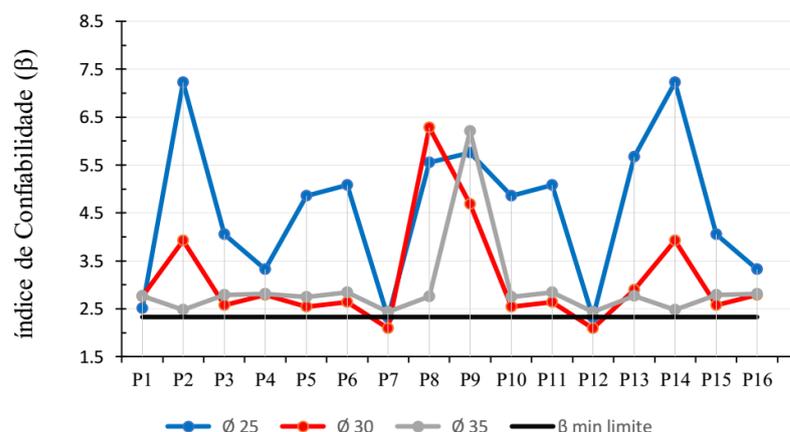


Figura 5.13 – Análise dos índices de confiabilidade individuais para o método Aoki & Velloso.

b) Método Décourt & Quaresma

A Tabela 5.11 apresenta as estatísticas para o N_{SPT} obtidas para o respectivo comprimento(L) da estaca, considerando os dados das 5 sondagens adotados no projeto das fundações. Os dados são apresentados a partir do comprimento $L = 3,0$ m, adotado como comprimento mínimo de estaca, mostrando como a variabilidade influencia no coeficiente de variação ao longo do comprimento.

Tabela 5.11 – Estatística utilizada no método Décourt & Quaresma com os dados das 5 sondagens de projeto.

Décourt & Quaresma						
L (m)	NL	σ	COV (%)	NP	σ	COV (%)
3,0	4,30	2,28	53,03	4,00	1,03	25,69
4,0	3,87	1,85	47,84	4,80	1,26	26,26
5,0	4,00	1,63	40,75	5,53	1,57	28,45
6,0	4,12	1,53	37,07	6,40	1,80	28,14
7,0	4,33	1,55	35,77	7,47	1,95	26,15
8,0	4,66	1,58	33,99	9,13	2,04	22,29
9,0	4,98	1,60	32,10	10,47	2,41	23,03
10,0	5,38	1,61	30,00	11,67	2,22	19,06
11,0	6,00	1,62	27,00	11,87	1,91	16,09
12,0	6,47	1,72	26,53	12,07	1,23	10,22
13,0	6,95	1,75	25,16	12,27	1,38	11,27
14,0	7,35	1,68	22,91	13,53	0,69	5,11
15,0	7,67	1,55	20,24	14,67	0,47	3,21
16,0	8,01	1,35	16,90	15,87	2,10	13,25
17,0	8,51	1,35	15,80	16,47	2,79	16,97
18,0	8,91	1,30	14,57	18,00	4,03	22,41
19,0	9,32	1,46	15,70	19,40	3,57	18,40
20,0	9,77	1,53	15,66	19,80	3,01	15,18

A Tabela 5.12 apresenta o comparativo do dimensionamento utilizando a média dos valores das 3 sondagens com o novo estaqueamento com base nas 5 sondagens da área, para o mesmo diâmetro de $\varnothing=25$ cm. As demais tabelas para os diferentes diâmetros avaliados encontram-se no anexo C, nas Tabelas C22 a C24.

No estaqueamento avaliado com o diâmetro de $\varnothing=25$ cm, novamente o fator de segurança (FS) variou consideravelmente. Ao acrescentar as informações das demais sondagens (SP0-01 e SP-02), obteve-se um FS = 2,35, maior que o FS = 2,10 (variação de 12%) obtido com base nos dados estatísticos das 3 sondagens, como destaca a Figura 5.14. Notou-se que o comportamento observado se assemelhou bastante ao observado com o método de Aoki & Velloso.

Tabela 5.12 – Comparativo das duas abordagens com a médias das sondagens.

Décourt & Quaresma $\varnothing=25$ cm							Décourt & Quaresma $\varnothing=25$ cm						
Pilar	Diam.	L (m)	S	Rdq	Ri	fsi	Pilar	Diam.	L (m)	S	Rdq	Ri	fsi
P1	$\varnothing 25$	8,0	88,3	173,7	173,7	1,97	P1	$\varnothing 25$	8,0	88,3	198,8	198,8	2,25
P2	2 $\varnothing 25$	12,0	271,5	581,3	290,6	2,14	P2	2 $\varnothing 25$	12,0	271,5	638,9	319,5	2,35
P3	2 $\varnothing 25$	10,0	211,1	470,7	235,4	2,23	P3	2 $\varnothing 25$	10,0	211,1	531,5	265,8	2,52
P4	$\varnothing 25$	6,0	42,1	113,7	113,7	2,70	P4	$\varnothing 25$	6,0	42,1	136,0	136,0	3,23
P5	2 $\varnothing 25$	9,0	216,3	408,2	204,1	1,89	P5	2 $\varnothing 25$	9,0	216,3	463,8	231,9	2,14
P6	2 $\varnothing 25$	9,0	205,3	408,2	204,1	1,99	P6	2 $\varnothing 25$	9,0	205,3	463,8	231,9	2,26
P7	$\varnothing 25$	6,0	69,6	113,7	113,7	1,63	P7	$\varnothing 25$	6,0	69,6	136,0	136,0	1,95
P8	2 $\varnothing 25$	11,0	231,9	522,5	261,2	2,25	P8	2 $\varnothing 25$	11,0	231,9	585,9	293,0	2,53
P9	3 $\varnothing 25$	14,0	504,5	1095,1	365,0	2,17	P9	3 $\varnothing 25$	14,0	504,5	1165,5	388,5	2,31
P10	2 $\varnothing 25$	9,0	216,3	408,2	204,1	1,89	P10	2 $\varnothing 25$	9,0	216,3	463,8	231,9	2,14
P11	2 $\varnothing 25$	9,0	205,3	408,2	204,1	1,99	P11	2 $\varnothing 25$	9,0	205,3	463,8	231,9	2,26
P12	$\varnothing 25$	6,0	69,6	113,7	113,7	1,63	P12	$\varnothing 25$	6,0	69,6	136,0	136,0	1,95
P13	$\varnothing 25$	9,0	88,3	204,1	204,1	2,31	P13	$\varnothing 25$	9,0	88,3	231,9	231,9	2,63
P14	2 $\varnothing 25$	12,0	271,5	581,3	290,6	2,14	P14	2 $\varnothing 25$	12,0	271,5	638,9	319,5	2,35
P15	2 $\varnothing 25$	10,0	211,1	470,7	235,4	2,23	P15	2 $\varnothing 25$	10,0	211,1	531,5	265,8	2,52
P16	$\varnothing 25$	6,0	42,1	113,7	113,7	2,70	P16	$\varnothing 25$	6,0	42,1	136,0	136,0	3,23
Média			109,1	229,2			Média			109,1	256,4		
			FS=	2,10							FS=	2,35	
			Pa=	114,6							Pa=	128,2	

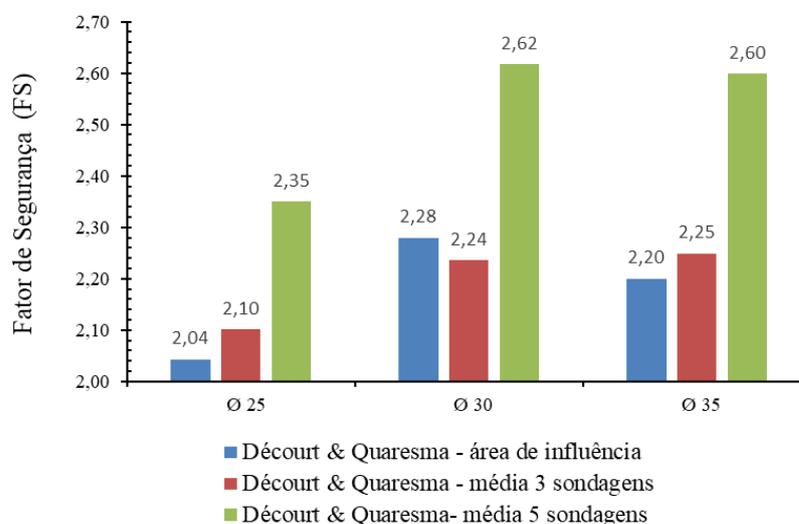


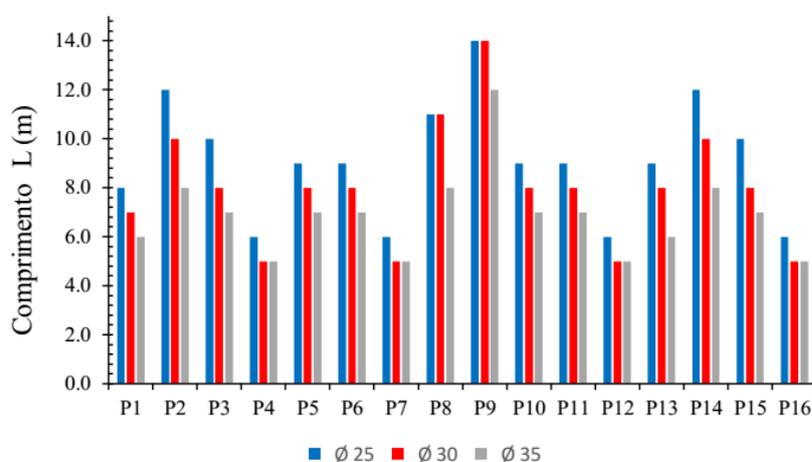
Figura 5.14 – Comparativo dos fatores obtidos para as diferentes abordagens de projeto segundo método Décourt & Quaresma.

Em seguida, realizou-se a o cálculo do índice de confiabilidade (β) individual das estacas. Os dados estatísticos das variáveis aleatórias de resistência e solitação para cada estaca são mostrados resumidamente na Tabela 5.13, definidas para o diâmetro $\varnothing=25$ cm segundo método Décourt & Quaresma.

Tabela 5.13 – Dados estatísticos resumidos das resistências e solitações para cada estaca com base nas sondagens adotadas.

Pilar	Diam.	ΔL	NL	σ	NP	σ	PP (kN) cov=10%	σ	Pv (kN) cov=25%	σ
P1	$\varnothing 25$	8,0	4,7	1,6	9,1	2,0	84,9	8,49	7,4	1,85
P2	2 $\varnothing 25$	12,0	6,5	1,7	12,1	1,2	247,7	24,77	35,6	8,90
P3	2 $\varnothing 25$	10,0	5,4	1,6	11,7	2,2	198,6	19,86	22,0	5,50
P4	$\varnothing 25$	6,0	4,1	1,5	6,4	1,8	43,6	4,36	0,6	0,15
P5	2 $\varnothing 25$	9,0	5,0	1,6	10,5	2,4	193,1	19,31	32,4	8,10
P6	2 $\varnothing 25$	9,0	5,0	1,6	10,5	2,4	188,5	18,85	25,8	6,45
P7	$\varnothing 25$	6,0	4,1	1,5	6,4	1,8	66,5	6,65	6,3	1,58
P8	2 $\varnothing 25$	11,0	6,0	1,6	11,9	1,9	215,8	21,58	26,4	6,60
P9	3 $\varnothing 25$	14,0	7,4	1,7	13,5	0,7	446,6	44,66	79,2	19,80
P10	2 $\varnothing 25$	9,0	5,0	1,6	10,5	2,4	193,1	19,31	32,4	8,10
P11	2 $\varnothing 25$	9,0	5,0	1,6	10,5	2,4	188,5	18,85	25,8	6,45
P12	$\varnothing 25$	6,0	4,1	1,5	6,4	1,8	66,5	6,65	6,3	1,58
P13	$\varnothing 25$	9,0	5,0	1,6	10,5	2,4	84,9	8,49	7,4	1,85
P14	2 $\varnothing 25$	12,0	6,5	1,7	12,1	1,2	247,7	24,77	35,6	8,90
P15	2 $\varnothing 25$	10,0	5,4	1,6	11,7	2,2	198,6	19,86	22,0	5,50
P16	$\varnothing 25$	6,0	4,1	1,5	6,4	1,8	43,6	4,36	0,6	0,15

A Figura 5.15 detalha os valores individuais de β para cada pilar, relacionando-as com os respectivos comprimentos.



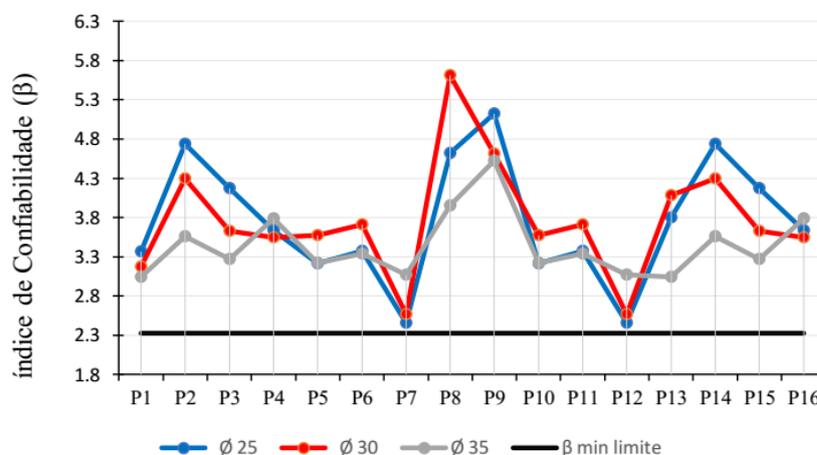


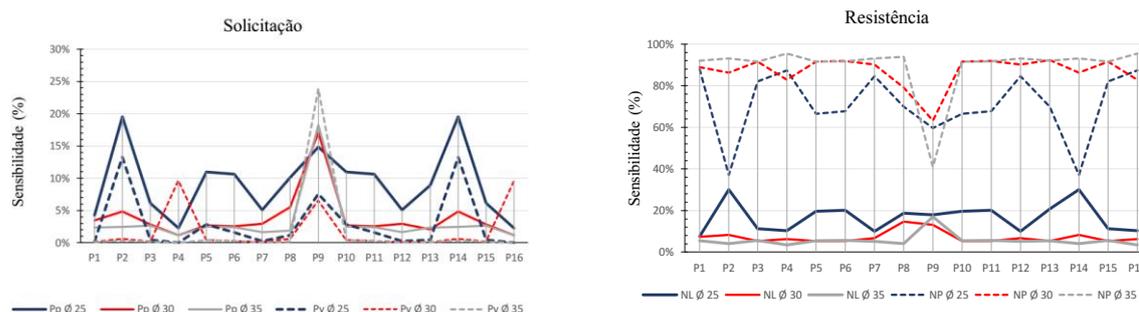
Figura 5.15 – Análise dos índices de confiabilidade individuais para o método Décourt & Quaresma.

O aumento de informações, devido ao maior número de sondagens na análise, resultou em maior dispersão em torno das variáveis aleatórias NL e NP na abordagem pelo método Décourt & Quaresma. Em consequência, houve diminuição dos valores de índice de confiabilidade individuais, mesmo as estacas apresentando maiores valores de resistência.

Conforme houve um aumento do diâmetro das estacas surgiu uma tendência da padronização dos valores de β por conta dos comprimentos próximos entre todas as estacas, obtidos no dimensionamento. Na abordagem utilizando os dados das 5 sondagens SPT, nenhum estaqueamento apresentou valores de β menores que os valores de β alvo de 2,33.

c) Análise de Sensibilidade dos Parâmetros para ambos os Métodos de Previsão

A Figura 5.16 apresenta os resultados em termos dos fatores de sensibilidade das variáveis aleatórias de solicitação e resistência para todas as estacas do edifício dimensionadas com os três diâmetros distintos, considerando os métodos de Aoki & Velloso na primeira linha e Décourt & Quaresma na segunda linha.



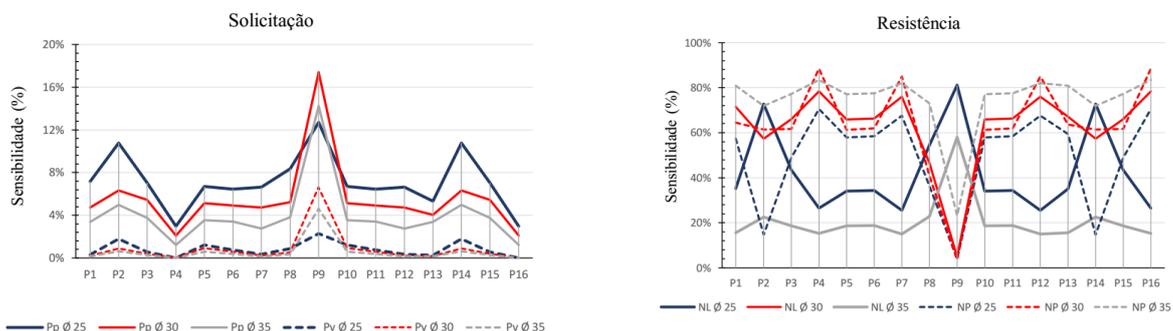
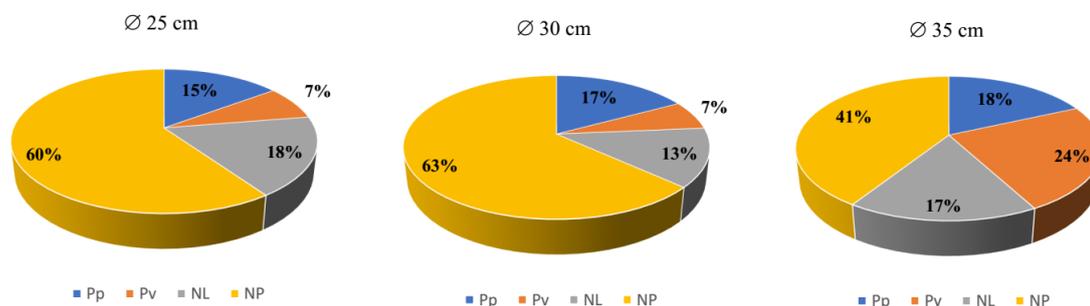


Figura 5.16 – Sensibilidade dos parâmetros de solicitação e resistência pelos métodos Aoki & Velloso e Décourt & Quaresma.

Em ambos os métodos de previsão, a sensibilidade das variáveis aleatórias na probabilidade de falha das estacas apresentou uma predominância das cargas permanentes (PP) na probabilidade de falha das estacas em relação as cargas variáveis. Em termos das variáveis de resistência, de modo geral, o comportamento da probabilidade de falha das estacas mostrou-se mais dependente da variável de ponta (NP) do que do atrito lateral (NL), observada com maior clareza no método Aoki & Velloso. Esse comportamento mostrou-se ainda mais evidente à medida que o diâmetro das estacas aumentou. Apenas para visualização, a Figura 5.17 ilustra, para o pilar mais carregado P9 em ambos os métodos de previsão, a influência das variáveis aleatórias em termos percentuais, segundo os métodos Aoki & Velloso (primeira linha) e Décourt & Quaresma (segunda linha).



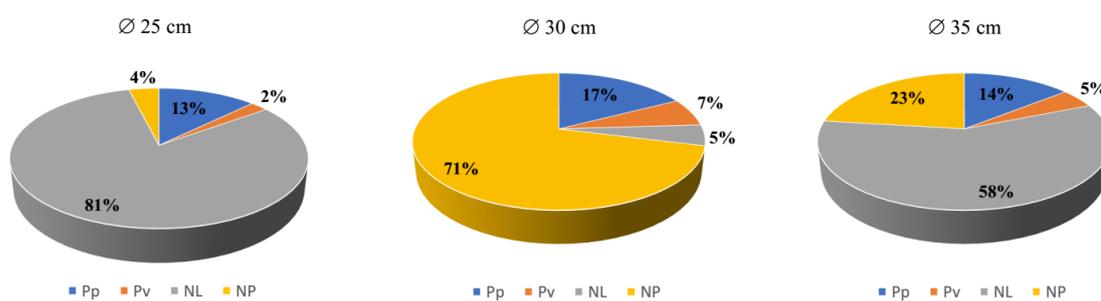


Figura 5.17– Influência das variáveis aleatórias na probabilidade de falha da fundação do pilar P9.

Para o Pilar P9, especificamente segundo o método Aoki & Velloso, a influência das variáveis de resistência são consideráveis, especialmente a variável NP. O aumento da dispersão em torno dessa variável justifica a influência significativa na probabilidade de falha final. Avaliando a sensibilidade dos parâmetros para o mesmo pilar segundo método Décourt & Quaresma, observa-se comportamento totalmente diferente do previsto pelo método Aoki & Velloso. A falta de padrão na influência das variáveis aleatórias na probabilidade de falha final da estaca pode ser explicada pela maneira que se faz a associação estatística pelo método. A diferença da dependência da variável NL para NP entre os diâmetros 25 cm e 30 cm se dá pela pelo aumento da solicitação em decorrência da diminuição do número de estacas para esse pilar. Logo, para as estacas de mesmo comprimento do pilar P9, a solicitação que foi distribuída para 3 estacas para $\varnothing=25$ cm, passou a ser distribuída para somente 2 estacas com diâmetro de $\varnothing=30$ cm, resultando, portanto, em maior dependência de NL. Os resultados apontam que as variáveis de resistência do solo, por apresentarem maiores dispersões, são responsáveis pela maior influência na probabilidade de falha das estacas individuais para os casos avaliados. Os dados das demais análises encontram-se no anexo C, nas Tabelas C25 a C30.

5.1.5 Comparação entre os Resultados

A forma como foi considerada a quantificação das incertezas do solo para a realização das análises de confiabilidade utilizando a média das sondagens justifica-se, uma vez que, embora a sondagem mais próxima tenha sido adotada na fase de projeto, a mesma pode não representar adequadamente o solo para cada pilar, sendo capaz de conduzir a resultados inadequados quando se avalia a confiabilidade. A utilização de mais dados de sondagem é

justificada pela norma NBR 8036, que prescreve a quantidade de ensaios a serem utilizados de acordo com a projeção da edificação, possibilitando também uma melhor compreensão do perfil do subsolo. Além disso, a avaliação do FS usando a abordagem de uma sondagem média resultou num valor muito próximo comparado ao FS obtido considerando as sondagens por área de influência.

A fim de avaliar a segurança das fundações não somente utilizando fator de segurança global ao estaqueamento, mas também permitindo uma análise aprofundada em termos de confiabilidade, pode-se comparar como o acréscimo de informações influencia o projeto geotécnico de fundações. De forma geral, o acréscimo de sondagens resultou em estaqueamentos com maiores resistências, elevando o fator de segurança.

Pode-se observar que os valores de índice de confiabilidade obtidos para o método Décourt & Quaresma foram maiores do que os valores obtidos para o método Aoki & Velloso, tanto para a abordagem com a média de 3 sondagens, quanto para média das 5 sondagens. Os resultados mostraram que a forma de quantificar as incertezas nos parâmetros NL e NP do solo influenciou significativamente a probabilidade de falha das estacas. No entanto, em ambos os métodos de previsão adotados, as estatísticas de NL e NP foram definidas respeitando-se as premissas de cada método. Observa-se que os maiores valores de índice de confiabilidade (β) obtidos pelo método de Décourt & Quaresma são justificados pela menor variabilidade nos valores de N_{SPT} na ponta em relação ao método de Aoki & Velloso, mesmo quando a variabilidade dos valores de N_{SPT} ao longo do fuste (NL) foram maiores. As Figuras 5.18 e 5.19 mostram o comparativo entre os métodos de previsão, exemplificando os índices de confiabilidade obtidos com a média das sondagens para ambos métodos.

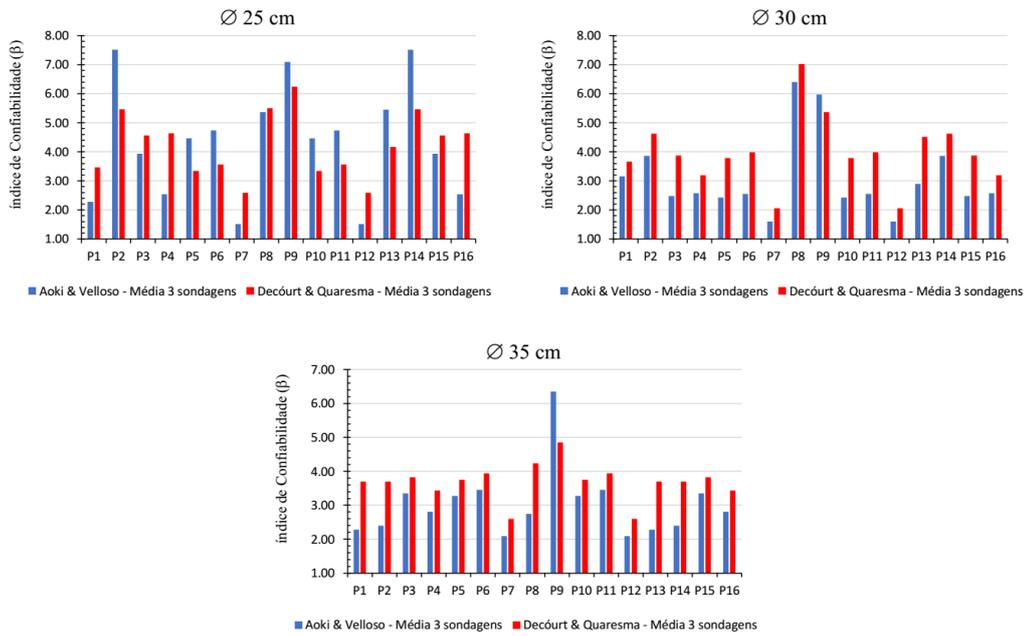


Figura 5.18 – Comparação das abordagens sobre a média das 3 sondagens para os métodos semi-empíricos empregados.

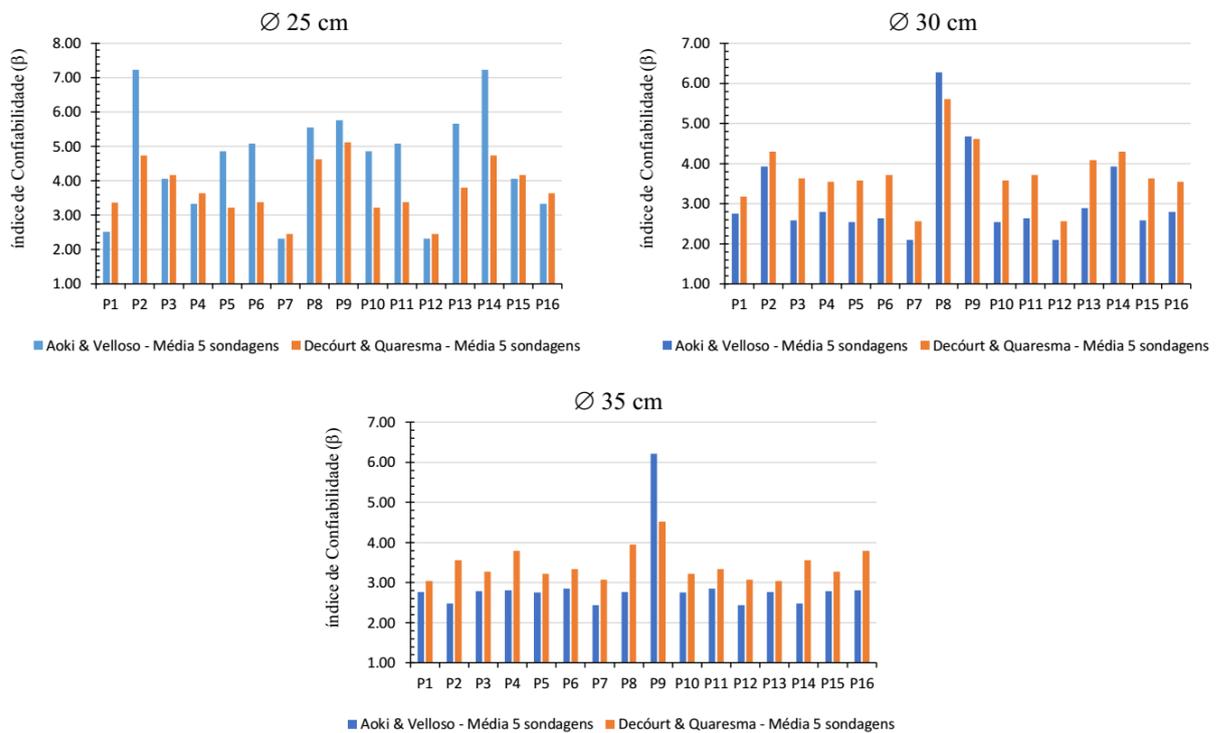


Figura 5.19 – Comparação das abordagens sobre a média das 5 sondagens para os métodos semi-empíricos empregados.

Em relação ao método de Aoki & Velloso, ao acrescentar mais dados na análise probabilística e, conseqüentemente aumentar a dispersão, esperava-se que os valores de β calculados fossem menores, pois a incerteza sobre os parâmetros aumentou. Entretanto, em função da maneira como as incertezas foram quantificadas, o aumento do coeficiente de variação, não foi suficiente para diminuir os valores de β das estacas, uma vez que também ocorreu aumento da média da resistência. Nessa situação o crescimento do fator de segurança foi acompanhado pelo crescimento do índice de confiabilidade.

Para a mesma análise, segundo o método de Décourt & Quaresma, o acréscimo de informações, elevou o coeficiente de variação das variáveis de resistência, aumentando a probabilidade de falha, mesmo com aumento dos valores da média da resistência. Nesse caso, mesmo aumentando o fator de segurança dos estaqueamentos, não houve aumento do índice de confiabilidade.

Isso pode ocorrer em função da diferença na definição da probabilidade de falha e do fator de segurança. No caso da probabilidade de falha, esta é proporcional à interferência das curvas FDP de resistência e solicitação, onde quanto maior a interferência de uma população na outra, maior a probabilidade de falha. Já o fator de segurança mede a distância entre as médias das populações, de modo que mesmo se essa distância for muito grande, ainda assim em função da dispersão de seus valores, a interferência entre as curvas pode ser significativa, conduzindo ao aumento da probabilidade de falha.

O aumento da dispersão é justificado ainda pela forma como é quantificada a incerteza em cada método. Enquanto no método de Aoki & Velloso as estatísticas são avaliadas metro a metro diminuindo a dispersão em torno dos valores de N_{SPT} , pelo método do Décourt & Quaresma faz-se a média do NL ao longo do comprimento e do NP para 3 medidas de ponta das sondagens utilizadas em projeto. Assim, para fins de análise de confiabilidade, por esse aspecto, o método de Aoki & Velloso apresentou como vantagem poder avaliar a variabilidade metro a metro. Nessa abordagem mesmo aumentando o número de informações a dispersão das variáveis de resistência que influem no índice de confiabilidade tende a variar pouco, principalmente em relação ao parâmetro NL. No entanto o método de Décourt & Quaresma apresenta como vantagem a normalização dos valores de ponta, em função da proposta original do método que determina o valor de resistência de ponta com base na média de 3 valores a partir da cota de apoio da estaca.

5.1.6 Análise 3: Variabilidade do Solo composta por Sondagens via Ensaio CPT

Nesta análise, a quantificação das incertezas dos parâmetros de resistência do solo foi definida usando as informações de ensaios CPT (cone elétrico) realizados ao lado das sondagens SPT. O método aplicado com base no ensaio CPT foi o método Aoki & Velloso, concebido para o cone mecânico com a luva de Begemann.

Para a nova análise, os dados fornecidos são provenientes para o cone elétrico. Nesse caso Aoki (2010) sugere que os fatores de correção nas parcelas de resistência de ponta (F_1) e resistência lateral (F_2) devem ser iguais ($F_2 = F_1$), pois a leitura é feita diretamente na ponteira cônica sem introduzir erro.

Em estudo realizado por GIACHETI et al. (2004), mostrou-se que para o solo localizado no campo experimental da Unesp-Bauru, os valores da leitura do atrito lateral (f_s) obtidos pelo cone elétrico foram bem diferentes do cone mecânico. Os autores sugerem que para fins de aplicação prática a relação entre o f_s medido com o cone mecânico é da ordem de duas vezes aquele medido com o cone elétrico. (f_s do cone mecânico = $2 f_s$ do cone elétrico).

Verificando as leituras do cone elétrico fornecidos, observou-se que de fato a relação 2:1 do f_s do cone mecânico com o elétrico, começa a valer a partir de 14 metros de profundidade. Abaixo disso, nas cotas mais superficiais, os valores medidos foram muito baixos e variaram bastante. Em geral, os valores de f_s medidos foram da ordem de 5 vezes menor ao valor esperado para o cone mecânico. Por esse motivo, para a previsão da capacidade de carga das estacas pelo CPT elétrico, desprezou-se a leitura de f_s sendo, portanto, adotada como medida o valor definido a partir da relação com o α , para o tipo de solo da área de estudo, com os valores de q_c da leitura do cone. Nessa abordagem, utilizou-se a relação $F_2 = 2F_1$. O q_c medido no cone elétrico apresentou boa relação com os valores do índice de penetração N_{SPT} para este tipo de solo como mostrado no capítulo anterior.

Inicialmente verificou-se se a segurança dos estaqueamentos para 3 diâmetros (\varnothing 25 cm, \varnothing 30 cm, \varnothing 35 cm) determinados com base nas 3 sondagens SPT com $FS = 2,0$, também se enquadravam no dimensionamento geotécnico com os dados do ensaio CPT, com o critério adotado da proximidade física dos pilares com a sondagem alvo. A Tabela 5.14 mostra o resultado para o diâmetro $\varnothing = 25$ cm, atendendo a segurança do estaqueamento. As demais tabelas com os diferentes diâmetros encontram-se no Anexo C, nas Tabelas C31 a C33.

Posteriormente reavaliou-se os estaqueamentos, considerando a média dos 3 CPT utilizadas para o dimensionamento inicial, e depois considerando a nova abordagem com os dados dos 5 ensaios CPT de toda área.

Tabela 5.14 – Estaqueamento dimensionado segundo o método de Aoki & Velloso para diâmetro de Ø 25cm pela área de influência.

Aoki & Velloso Ø=25 cm							
Pilar	Sond.	Diam.	L	Si	Rav	Ri	fsi
P1	CP 04	Ø 25	8,0	88,3	183,7	183,7	2,08
P2	CP 04	2 Ø 25	12,0	271,5	645,6	322,8	2,38
P3	CP 04	2 Ø 25	10,0	211,1	562,7	281,4	2,67
P4	CP 04	Ø 25	6,0	42,1	120,7	120,7	2,87
P5	CP 04	2 Ø 25	9,0	216,3	445,0	222,5	2,06
P6	CP 04	2 Ø 25	9,0	205,3	445,0	222,5	2,17
P7	CP 03	Ø 25	6,0	69,6	80,7	80,7	1,16
P8	CP 05	2 Ø 25	11,0	231,9	476,6	238,3	2,06
P9	CP 04	3 Ø 25	14,0	504,5	1194,2	398,1	2,37
P10	CP 04	2 Ø 25	9,0	216,3	445,0	222,5	2,06
P11	CP 04	2 Ø 25	9,0	205,3	445,0	222,5	2,17
P12	CP 03	Ø 25	6,0	69,6	80,7	80,7	1,16
P13	CP 05	Ø 25	9,0	88,3	191,6	191,6	2,17
P14	CP 05	2 Ø 25	12,0	271,5	553,3	276,7	2,04
P15	CP 04	2 Ø 25	10,0	211,1	562,7	281,4	2,67
P16	CP 03	Ø 25	6,0	42,1	80,7	80,7	1,92
Média				109,1	241,2		
				FS=	2,21		
				Pa=	120,6		

Os dados estatísticos do ensaio CPT referem-se à espessura de camada onde se realiza o ensaio SPT, ou seja, obteve-se a média dos valores de q_c para os 30 cm referentes penetração do ensaio SPT. O capítulo anterior mostra que a diferença da leitura de q_c em 30 cm para 1 metro é pequena e pode ser aplicada neste caso. Essa abordagem permite, comparar a previsão da capacidade de carga para o método Aoki & Velloso com os dados de CPT e SPT, utilizando valores de resistência para a mesma faixa de ensaio. As estatísticas de desvio padrão e coeficiente de variação são mostradas na Tabela 5.15.

Tabela 5.15 – Estatística dos valores médios de N_{SPT} metro a metro utilizada no método Aoki & Velloso para cada abordagem.

CPMÉDIO - 3 SONDAGENS				CPMÉDIO - 5 SONDAGENS			
L (m)	q_c (Mpa)	σ	COV (%)	L (m)	q_c (Mpa)	σ	COV (%)
1,0	1,43	0,36	25,41	1,0	1,97	0,95	48,31
2,0	2,07	1,03	49,84	2,0	2,34	0,84	35,76
3,0	2,34	0,43	18,51	3,0	2,52	0,47	18,74
4,0	2,84	0,86	30,25	4,0	3,20	0,78	24,43
5,0	3,34	0,60	17,89	5,0	3,61	0,74	20,37
6,0	3,45	0,74	21,53	6,0	3,85	0,90	23,47
7,0	4,19	1,66	39,51	7,0	4,69	1,41	30,03
8,0	4,42	3,45	77,96	8,0	4,72	2,53	53,65
9,0	4,76	1,49	31,24	9,0	5,69	1,69	29,63
10,0	6,94	1,55	22,41	10,0	7,30	1,21	16,54
11,0	8,38	1,75	20,92	11,0	7,74	1,56	20,14
12,0	7,95	0,59	7,47	12,0	7,98	0,43	5,41
13,0	9,21	0,43	4,72	13,0	9,42	0,59	6,30
14,0	9,81	1,75	17,85	14,0	10,14	1,41	13,95
15,0	9,07	3,67	40,43	15,0	10,92	3,65	33,39
16,0	9,27	0,46	4,94	16,0	9,98	1,02	10,25
17,0	9,74	3,63	37,29	17,0	10,72	2,92	27,25
18,0	9,65	0,27	2,83	18,0	10,74	1,92	17,85
19,0	8,45	1,31	15,46	19,0	9,17	1,37	14,97
20,0	7,45	2,00	26,83	20,0	7,45	1,76	23,59

Nas tabelas observam-se à medida que se aumenta as informações para cada metro, as dispersões tendem a diminuir, e são expressas pelo coeficiente de variação da variável q_c . A Figura 5.20 mostra os resultados dos fatores de segurança obtidos para os estaqueamentos, segundo as 3 abordagens propostas.

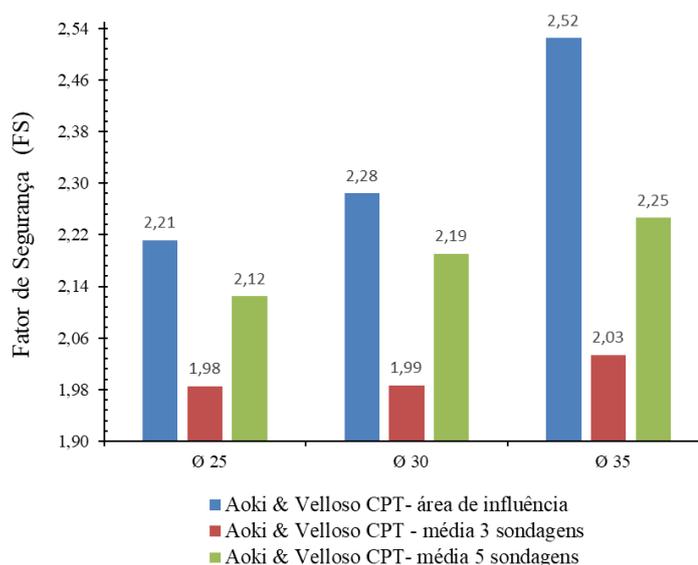


Figura 5.20 – Comparação das abordagens sobre a média das sondagens para o método Aoki & Velloso.

Os maiores fatores de segurança para cada diâmetro foram obtidos para a abordagem segundo a área de influência. Na segunda abordagem utilizando a média de q_c para 3 ensaios CPT, mantendo-se o comprimento para as estacas, obteve-se um fator de segurança menor,

porém bem próximo a $FS = 2,0$ para os 3 diâmetros. Ao acrescentar os dados dos 2 ensaios restantes, obteve-se para os mesmos estaqueamentos fatores de segurança acima de $FS = 2,0$. Nas tabelas observa-se à medida que se aumenta as informações metro a metro com a introdução de novas sondagens, as dispersões tendem a diminuir, e são expressas pelo coeficiente de variação da variável q_C . As tabelas com os valores do FS para os estaqueamentos, bem como a disposição para cada diâmetro analisado encontram-se no Anexo C, nas Tabelas C.34 a C.39.

Com os dados da Tabela 5.15, pode-se então avaliar a segurança do estaqueamento em termos de confiabilidade, realizando-se o cálculo computacional no programa RELgen do índice de confiabilidade (β) individual para as estacas segundo as abordagens para as médias das sondagens. A Figura 5.21 detalha os valores individuais de β para cada pilar, relacionando-os com os respectivos comprimentos, de acordo com a abordagem adotada.

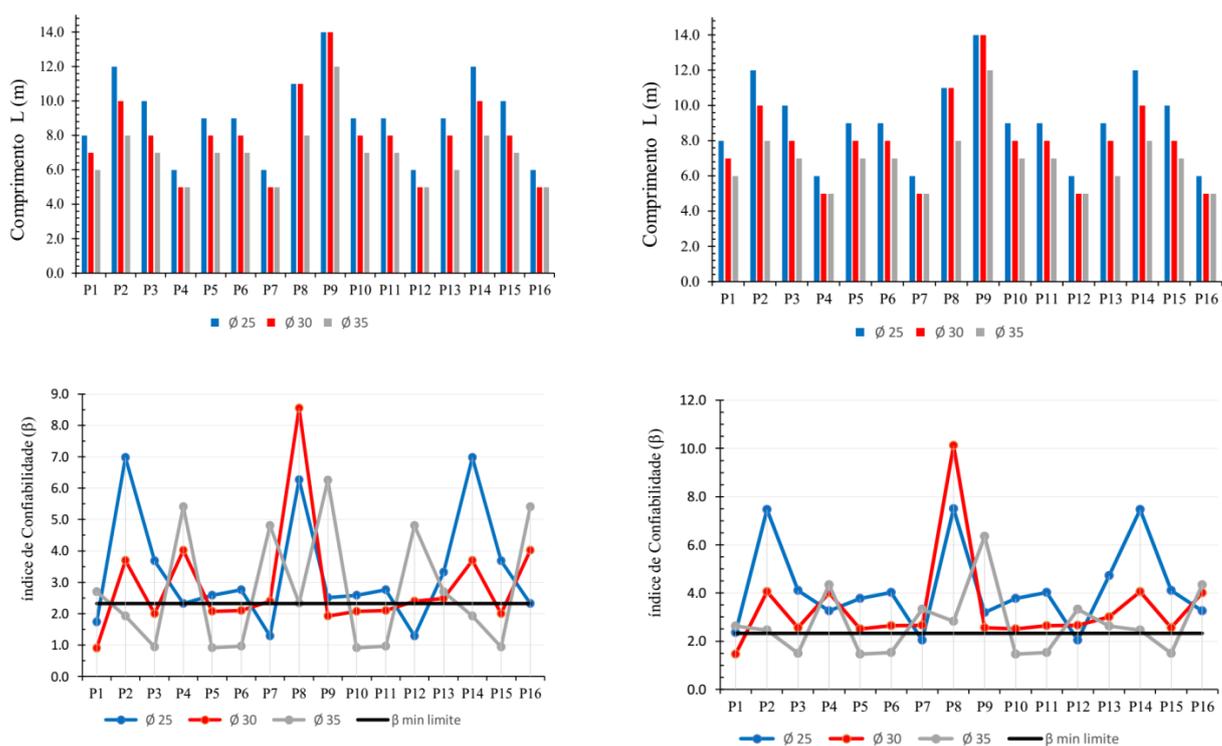


Figura 5.21 – Análise dos índices de confiabilidade individuais para o método Aoki & Velloso com base em 3 ensaios CPT (coluna à esquerda) e com base nos 5 ensaios CPT (coluna à direita).

Nota-se que utilizando os dados dos 3 ensaios CPT, para as estacas com maiores comprimentos, obteve-se índices de confiabilidade maiores do que o valor alvo estipulado por WHITMAN (2000) para todos os estaqueamentos. Observa-se que para os maiores diâmetros

cujos comprimentos das estacas são menores, a influência da variabilidade é maior e consequentemente os índices de confiabilidade ficam aquém do valor alvo.

Assim como ocorreu na avaliação da confiabilidade com os dados do SPT utilizando como base as 5 sondagens de toda área, ao realizar a mesma análise agora com os dados dos 5 ensaios CPT, houve de forma geral, aumento do índice de confiabilidade para cada estaca. Esse fato pode ser atribuído aos ensaios extras, que apresentaram maiores valores de q_c , aumentando a média para cima ao mesmo tempo em que houve menor dispersão desses valores metro a metro. Assim como na análise anterior, os maiores diâmetros apresentaram valores de β abaixo do valor mínimo limite utilizado como referência. Os dados de todas as análises por ambas as abordagens se encontram no Anexo C, nas Tabelas C.40 a C.45.

Com relação à análise de confiabilidade para estaqueamentos segundo os dados CPT em comparação com os dados do SPT, observou-se que à medida que se diminuiu o comprimento das estacas, a variabilidade da medida q_c é mais sensível que a medida N_{SPT} . Logo, os índices de confiabilidade obtidos com base nesses dados apresentaram maior variação ao se alterar os diâmetros das estacas. De maneira geral, os índices de confiabilidade segundo os dados do CPT são menores do que os valores de β obtidos via SPT. Pode-se relacionar a isso aos menores valores de resistência obtidos com os dados CPT, somadas à variabilidade dos valores de q_c utilizados para esse dimensionamento. Vale ressaltar que a diferença no valor da resistência se deve, além da distância entre os ensaios CPT e SPT, aos valores de resistência lateral obtidos pela relação com o valor de q_c para o CPT.

a) Análise de Sensibilidade dos Parâmetros

A análise de sensibilidade incorpora os dados dos ensaios CPT da área de estudo. A Figura 5.22 apresenta os gráficos que agrupam os fatores de sensibilidade das variáveis aleatórias de solicitação e resistência para todas as estacas do edifício, considerando o método de Aoki & Velloso para os 3 ensaios CPT na primeira linha e 5 ensaios CPT na segunda linha.

Na análise em questão para os 3 ensaios CPT, de modo geral, a influência da carga permanente na probabilidade de falha das estacas é maior do que a carga variável. Essa tendência vai diminuindo à medida que se aumenta o diâmetro das estacas. Por outro lado, o comportamento das estacas, de fato, é dependente em sua maior parte da variável NP. Essa tendência pode ser percebida à medida que se aumenta o diâmetro das estacas, aumenta-se a sensibilidade da variável aleatória NP na probabilidade de falha das estacas individuais.

Na outra análise para os 5 ensaios CPT, em termos de solicitação, de modo geral, a carga permanente influencia mais a probabilidade de falha do que a carga variável. Assim como ocorre com os dados de 3 ensaios CPT, o comportamento das estacas é dependente quase que em sua totalidade pela variável NP. Apenas para visualização, a Figura 5.23 ilustra para o pilar mais carregado P9 segundo o método Aoki & Velloso, a influência das variáveis aleatórias em termos percentuais para as análises com base em 3 ensaios CPT (primeira linha) e 5 ensaios CPT (segunda linha).

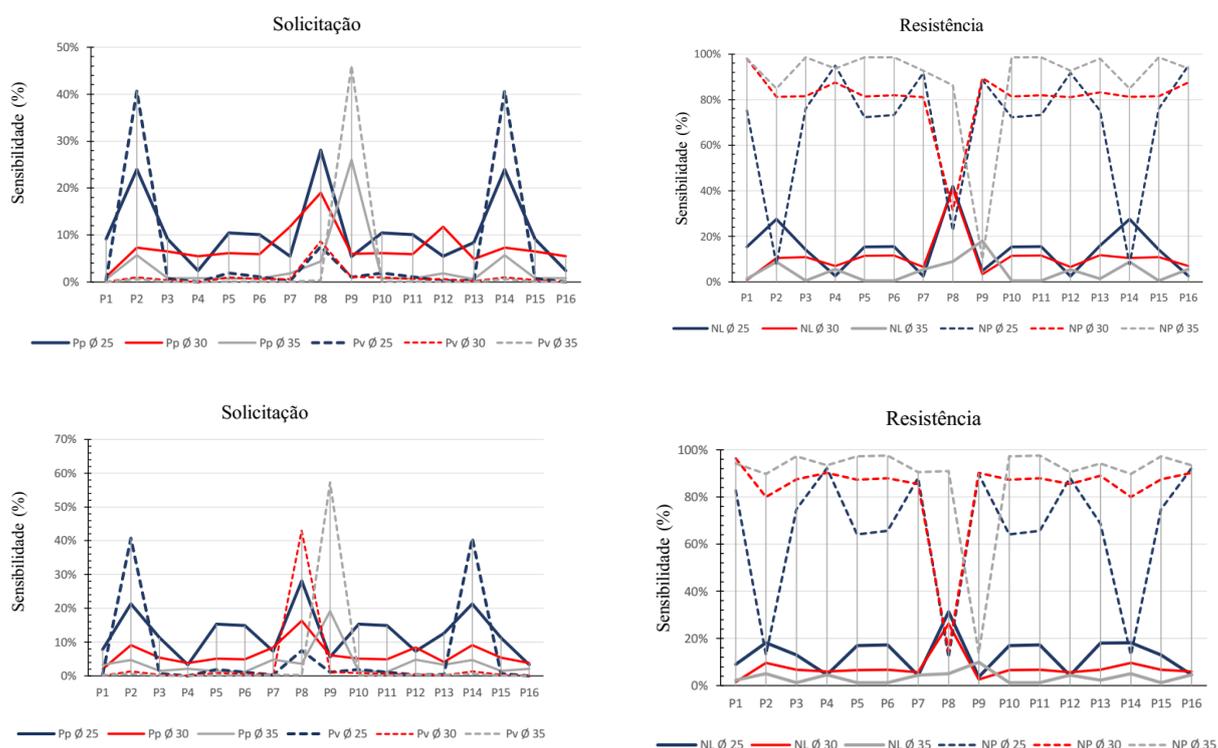
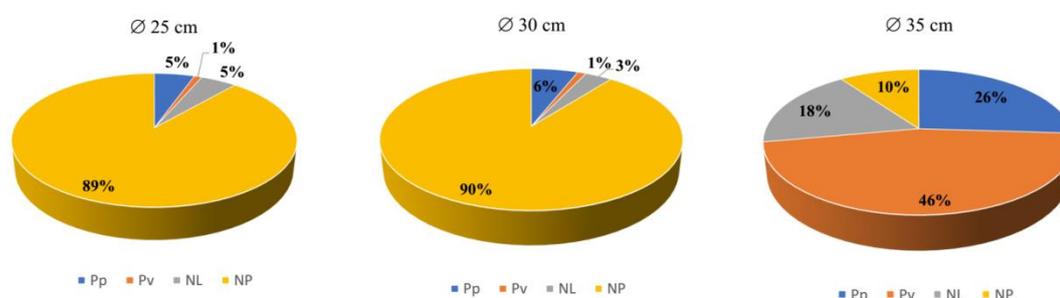


Figura 5.22 – Sensibilidade dos parâmetros de solicitação e resistência pelo método Aoki & Velloso com base nas estatísticas 3 ensaios e 5 ensaios CPT.



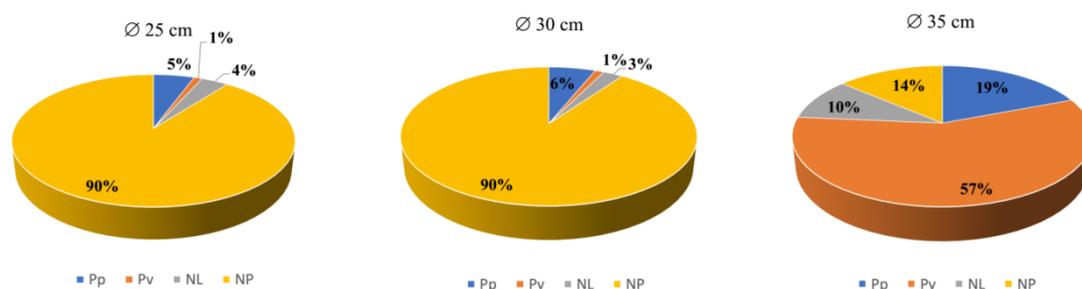


Figura 5.23– Influência das variáveis aleatórias na probabilidade de falha da fundação do pilar P9 segundo o método Aoki & Velloso com base nas estatísticas 3 ensaios e 5 ensaios CPT.

Avaliando a sensibilidade dos parâmetros para o mesmo pilar segundo os dados de 3 e 5 ensaios CPT, observa-se grande dependência da variável aleatória NP na probabilidade de falha, das estacas com diâmetro $\varnothing=25$ cm e $\varnothing=30$ cm. Porém, para os estaqueamentos com $\varnothing=35$ cm a influência das variáveis de resistência diminuem bastante, de maneira que a influência da carga permanente rege o comportamento em termos de probabilidade de falha., por conta também dos menores comprimentos obtidos.

Capítulo 6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Esta dissertação apresenta uma abordagem alternativa de dimensionamento geotécnico de fundações considerando análise probabilística via Teoria da Confiabilidade. A utilização de processos que levam em consideração as incertezas nos parâmetros dos modelos de comportamento das fundações é uma ferramenta importante para estimativa da segurança de fundações, uma vez que a prática atual de projeto de fundações em estacas, baseada na aplicação de coeficientes de segurança, não trata de forma consistente as incertezas e sua influência na avaliação da segurança dos elementos de fundação.

Neste contexto a abordagem proposta considera as incertezas dos parâmetros de projetos das estacas, tratando-os como variáveis aleatórias aplicadas aos métodos semi-empíricos de previsão da capacidade de carga dos elementos isolados de fundação. A vantagem é que nessa abordagem não é preciso abandonar a prática de projeto de fundações baseada nos métodos semi-empíricos, sendo ainda o fator de segurança uma referência para a determinação da carga admissível do estaqueamento.

Na abordagem local avalia-se a segurança dos elementos de fundação individualmente possibilitando refinar o projeto a partir de medidas corretivas para cada elemento isolado de fundação, tais como mudança de comprimentos, diâmetros e números de estacas no bloco de coroamento. Assim, o uso das técnicas de quantificação da confiabilidade propõe a prática de fundações de forma mais segura e com maior consciência dos riscos envolvidos, através da verificação de valores aceitáveis de probabilidade de ruína para as estacas isoladas, de forma a obter um projeto mais racional.

E finalmente, outro aspecto que deve ser ressaltado é a forma como foi considerada a quantificação das incertezas do solo para a realização das análises de confiabilidade. A utilização de mais informações do solo na análise probabilística pode não resultar em melhores previsões das probabilidades de falha das estacas, pois esses valores dependem fortemente da variabilidade do solo introduzida no processo. No entanto, mais informações permitem obter um melhor conhecimento das características do material e do perfil do subsolo para a escolha do tipo de fundação e tomada de decisões no projeto.

Os resultados das análises de confiabilidade mostram que os estaqueamentos avaliados deveriam passar por alterações pontuais para apresentarem valores do índice de confiabilidade dentro dos valores de referência, alterando-se, portanto, a superfície resistente de projeto. Em resumo, para o solo de Bauru, os resultados mostram que as estacas de maior comprimento estão sujeitas aos menores valores de probabilidade de falha, sugerindo, portanto, que prevaleça como alternativa de projeto aumentar o comprimento da estaca em vez de aumentar o diâmetro, para estacas de resistências equivalentes.

De acordo com essa abordagem, na qual são avaliadas as probabilidades de falha individuais dos elementos de fundação e não do estaqueamento como um todo, há a possibilidade da intervenção local por parte do engenheiro projetista, modificando isoladamente os elementos de fundação que não atenderam ao requisito de confiabilidade. Dessa forma, uma prática possível para o caso analisado seria a diminuição dos comprimentos de estacas que resultaram em índices de confiabilidade muito elevados ($\beta > 3,09$) e aumento dos comprimentos das estacas para aquelas que apresentaram baixos valores de confiabilidade ($\beta < 2,33$). Isso pode garantir maior uniformização da segurança dos elementos de fundação e, conseqüentemente, do estaqueamento todo. No entanto, ressalta-se também que não foram realizadas verificações de recalque das estacas ou grupos de estacas e que, em um projeto real, essa análise deveria ser considerada para a determinação final das fundações da obra.

6.1 Sugestão para os Trabalhos Futuros

As pesquisas futuras poderiam investigar os seguintes aspectos:

- Estudar novas formas de quantificar a variabilidade do solo, a partir de ensaios SPT e/ou CPT para uso em projetos de fundação;
- A partir das abordagens de quantificação da variabilidade do solo, realizar novas investigações de sondagens para “comprovar” os valores usados em projeto de fundações. Com isso, pode-se verificar se as hipóteses da área de influência ou sondagem média estão adequadas ou se divergem demais dos valores obtidos com as novas sondagens;

- Realização de provas de carga em estacas escavadas para também “comprovar” a capacidade de carga obtida com o projeto baseado em confiabilidade discutido neste trabalho.

REFERÊNCIAS

ABMS/ABEF. **Fundações Teoria e Prática**. editora Pini. São Paulo, p. 750. 1999.

AHMAD, A. R.; MADIAI, C.; VANNUCCHI, G. **Reliability of different methods in estimating bearing capacity and stiffness of single piles**. Proceedings of BGA International Conference on foundation Innovations, Observations, Design and Parctice. [S.I.], p. 71-80. 2003.

ANG, A. H.-S.; TANG, W. H. **Probability Concepts in Engineering Planning and Design**. Vol II : Decison, Risck and Reliabilty , Johnn Wiley & Sons. New York. 562p. 1984.

AOKI, N. **Desempenho da execução de estacas escavadas e sua estreita relação com o projeto**. Anais do Ciclo de Palestras sobre Estacas Escavadas. Rio de Janeiro. 1981.

AOKI, N. **Aspectos Geotécnicos da Interação Estrutura-Maciço de Solos**. Anais da XXVII Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural. São Carlos, p. P. vii-xx. 1997.

AOKI, N. **Probabilidade de falha e carga admissível de fundação por estacas**. **Revista Militar de Ciência e Tecnologia, Rio de Janeiro, v. XIX, n.3, p. 48-64, 2002**. Revista Militar de Ciência e Tecnologia. Rio de Janeiro, p. p. 48-64. 2002.

AOKI, N. **Segurança e confiabilidade de fundações profundas**. Anais do Congresso Brasieliro de Pontes e estruturas. Rio de Janeiro, p. p.1-15. 2005.

AOKI, N. **Segurança e confiabilidade de fundações profundas - Congresso Brasileiro de Pontes e estruturas**. Escola de engenharia de São Carlos- Universidade de São Paulo. Rio de Janeiro. 2005.

AOKI, N. **Dogma do Fator de Segurança**. [S.I.], p. p.9-42. 2008.

AOKI, N. **Inovação no SPT- Fundações, ensaios estáticos e dinâmicos** -. Oficina de Textos. São Paulo. 2013.

AOKI, N.; CINTRA, J. C. A. **Influência da variabilidade do maciço de solos no comprimento das estacas**. 3º Seminário de Engenharia de fundações Especiais e Geotecnia- Anais do SEFE III. São Paulo. 1996.

AOKI, N.; CINTRA, J. C. A. **Carga admissível e carga característica de fundações por estacas**. [S.l.]. 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120 : Cargas para o calculo de estrutura de edificações**. [S.l.]. 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036: Programação de Sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios**. [S.l.]. 1983.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. [S.l.]. 2010.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12069: Ensaio de penetração de Cone in Situ (CPT)**. [S.l.].

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Execução de Sondagem de Simples reconhecimento dos solos**. [S.l.].

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7250: Identificação e descrição de amostras de solos obtidos em sondagem de simples reconhecimento**. [S.l.].

BARAKAT, S. A.; MALKAWI, A. I. H.; TAHAT, R. H. **Reliability-based optimization of laterally loaded piles**. Structural Safety 21 (1999) 45–64. [S.l.]. 1999.

BARROS, N. B. F. D. **Previsão de recalque e análise de confiabilidade de fundações em estacas hélice contínua**. Universidade de São Carlos. São Carlos. 2012.

BECK, A. T. **Curso de Confiabilidade Estrutural**. ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS, Universidade de São Paulo. São Carlos. 2015.

BEZERRA, R. C. **INTERPRETAÇÃO DE RESULTADOS DE ENSAIO CPT CONSIDERANDO A INFLUÊNCIA DA CONDIÇÃO NÃO SATURADA**. Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho” - UNESP. [S.I.]. 2015.

BHATTACHARYA, S.; , K. G. **Probabilistic buckling analysis of axially loaded piles in liquefiable soils**. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 45 (2013) 13–24. [S.I.]. 2013.

BUENO, B. D. S.; VILAR, O. M. **Apostila de Mecânica dos solos - ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS**. UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO. São Carlos. 1984.

CABETTE, J. F. **Análise dos métodos semi-empíricos utilizados para estimativa da capacidade de carga de estacas pré-fabricadas com base em resultados de ensaios de carregamento dinâmico**. Universidade de São Paulo. São Paulo. 2014.

CAI, G.; LIU, S.; PUPPALA, A. J. **Reliability assessment of CPTU-based pile capacity predictions in soft clay deposits**. Engineering Geology 141-142 (2012) 84–91. [S.I.]. 2012.

CASTRO, L. A. D. **ANÁLISE DA SEGURANÇA NO PROJETO DE ESTRUTURAS: MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES**. Universidade de São Paulo. São Carlos. 1997.

CHAN, C. L.; LOW, B. K. **Probabilistic analysis of laterally loaded piles using response surface**. Computers and Geotechnics 43 (2012) 101–110. [S.I.]. 2012.

CINTRA, J. C. A. et al. **ensaios estáticos e dinâmicos**. 1ª ed. ed. [S.I.]: Oficina de Textos, 2013.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Carga Admissível em Fundações Profundas**. São Carlos, p. 61. 1999.

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

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Prova de Carga estática em estaca - Fundações, Ensaios estáticos e dinâmicos**. Oficina de Textos. São Paulo. 2013.

CLEMENS, P. L. **Combinatorial failure probability analysis using MIL-STD 882**. Jacobs Sverdrup Handbook 6000-8. Journal of the System Safety Society. [S.I.], p. vol 18, No 4. 1983.

DAMGAARD, M. et al. **A probabilistic analysis of the dynamic response of monopile foundations: Soil variability and its consequences**. Probabilistic Engineering Mechanics 41 (2015) 46–59. [S.I.]. 2015.

DANZIGER, F. A. B.; SCHNAID, F. **Ensaio de piezocone: Procedimentos, recomendações e interpretação, IV Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia**. SEFE IV, São Paulo, SP, v. 3, p. 1-51. [S.I.]. 2000.

DE MIO, G. **Condicionantes geológicas na interpretação de ensaios de piezocone para identificação estratigráfica na investigação geotécnica e geoambiental**. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, p. 359. 2005.

ELLINGWOOD, B. et al. **Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58**. US National Bureau of Standard Special Publication 577, Washington, D.C. US National Bureau of Standard Special Publication 577, Washington, D.C. [S.I.]. 1980.

ERASO, A. I. R. **ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DE LONGARINAS DE PONTES FERROVIÁRIAS DE CONCRETO ARMADO**. PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA DO RIO DE JANEIRO - PUC-RIO. Rio de Janeiro. 2012.

FAN, H.; HUANG, Q.; LIANG, R. **Reliability analysis of piles in spatially varying soils considering multiple**. Computers and Geotechnics 57 (2014) 97–104. [S.I.]. 2014.

FAN, H.; LIANG, R. **Importance sampling based algorithm for efficient reliability analysis**. Computers and Geotechnics 65 (2015) 278–284. [S.I.]. 2015.

FENTON, G. A.; NAGHIBI, F.; GRIFFITHS, D. V. **On a unified theory for reliability-based geotechnical design**. Computers and Geotechnics 78 (2016) 110–122. [S.I.]. 2016.

FLÁVIO DE PAULA E SILVA, C. H. K. M. R. C.-C. **HIDROESTRATIGRAFIA DO GRUPO BAURU (K) NO ESTADO DE SÃO PAULO**. Universidade Estadual Paulista (UNESP), Campus de Rio Claro. Rio Claro. 2005.

FONTELES, H. R. D. N. **Caracterização geotécnica do subsolo da porção nordeste do Município de Fortaleza (CE) com base em Geoestatística**. Universidade de São Paulo. [S.I.]. 2003.

FREUDENTHAL, A. M. **The safety of structures**. Transactions of ASCE, v. 112, p. 125-180, 1947.

GIACHETI, H. L. **Os ensaios de campo na investigação do subsolo: Estudo e considerações quanto a aplicação em solos tropicais**. Universidade Estadual "Julio de Mesquita Filho"- UNESP. [S.I.], p. 237. 2001.

GIACHETI, H. L. **CPT e CPTU - Fundações ensaios estáticos e dinâmicos**. Oficina de Textos. São Paulo. 2013.

GIACHETI, H. L.; PEIXOTO, A. S. P.; MONDELLI, G. **Comparação entre Resultados de Ensaios de Penetração com os Cones Mecânico e Elétrico em Solos Tropicais**. Solos e Rochas, São Paulo, 27, (2): 191-200, Maio-Agosto,2004. [S.I.]. 2004.

GIACON JUNIOR, A. J. **Análise probabilística de estabilidade de taludes via teoria da confiabilidade**. Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho" (UNESP. Bauru. 2016.

GUSMÃO, A. D. **A contribuição de Nelson Aoki ao Estudo da interação Solo-Estrutura em edifícios.** [S.l.]: [s.n.].

HANSEN, P. F.; MADSEN, H. O.; TJELTA, T. I. **Reliability Analysis of a Pile Design.** *Marine Structures* 8 (1995) 171-198. [S.l.]. 1995.

HASOFER, A. M.; LIND, N. C. **Exact and invariant second-moment code format.** *Journal of the Engineering Mechanics division*, v. 100. [S.l.], p. 111-121. 1974.

HUANG, J. et al. **Updating reliability of single piles and pile groups by load tests.** *Computers and Geotechnics* 73 (2016) 221–230. [S.l.]. 2016.

JORDÃO, D. R. **Estabilidade global de edifícios sobre fundações profundas, considerando a interação estrutura-solo.** Universidade de São Paulo. São Carlos. 2003.

LI, D. Q.; TANG, W. H.; , L. M. Z. **Updating occurrence probability and size of defect.** *Structural Safety* 30 (2008) 130–143. [S.l.]. 2008.

LOBO, A. D. S. **Colapsividade do Solo de Bauru e sua Influência em Estacas de Pequeno Porte.** Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo. São Carlos. 1991.

LOPES, M. T. D. A. **Análise de confiabilidade de estruturas aplicada ao projeto de reforço à força cortante de vigas em concreto armado com compósitos de fibras de carbono.** Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.. Rio de Janeiro. 2007.

LOW, B. K.; PHOON, K.-K. **Reliability-based design and its complementary role to Eurocode 7.** *Computers and Geotechnics* 65 (2015) 30–44. [S.l.]. 2015.

LUMB, P. **The variability of natural soils.** *Canadian Geotechnical Journal*, v. 3, n. 2. [S.l.], p. 74-97. 1966.

MEHANNY, S. S. F.; MEHANNY, S. S. F.; RASHED, Y. F. **A probabilistic boundary element method applied to the pile dislocation problem.** *Engineering Structures* 33 (2011) 2919–2930. [S.l.]. 2011.

MELCHERS, R. E. **Structural Reliability Analysis and Prediction**. John Wiley & Sons, 2002. [S.I.]. 2002.

MEYERHOF, G. G. **Safety factors in soil mechanics**. proceedings of the seventh International Conference on soil mechanics and foundation engineering. México, p. pp 479-481. 1969.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. **Patologia das Fundações (p. 207)**. São Paulo, p. 207. 2008.

MORENO, J. S. **Proposta de Metodologia para Critério de projeto de fundações de estacas de sucção para TLP**. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2005.

NARVÁEZ, N. S. **Projeto baseado em confiabilidade de vigas em concreto armado com e sem reforço de compósitos de fibras de carbono**. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2012.

NETO, L. R. **Interação solo-estrutura e segurança em fundações**. Universidade de São Paulo. [S.I.]. 2005.

NEVES, L. F. S. **Métodologia para determinação da eficiência do ensaio SPT através de prova de carga estatica sobre o amostrador padrão**. Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo. São Carlos. 2004.

NG, K.; SRITHARAN, S. **Integration of construction control and pile setup into load**. Soils and Foundations 2014;54(2):197–208. [S.I.]. 2014.

NIANDOU, H.; BREYSSE, D. **Reliability analysis of a piled raft accounting for soil**. Computers and Geotechnics 34 (2007) 71–80. [S.I.]. 2007.

NOGUEIRA, C. G. **Desenvolvimento de modelos mecânicos, de confiabilidade e de otimização para aplicação em estruturas de concreto armado**. Universidade de São Paulo. São Carlos. 2010.

NOWAK, A. S.; COLLINS, K. R. **Reliability of structures**. Michigan: MacGraw Hill. [S.I.]. 2000.

PARK, J. H.; KIM, D.; CHUNG, C. K. **Implementation of Bayesian theory on LRFD of axially loaded driven piles**. Computers and Geotechnics 42 (2012) 73–80. [S.I.]. 2012.

PAULA E SILVA, F.; KIANG, C. H.; CAETANO-CHANG, M. R. **Hidroestratigrafia do Grupo Bauru no Estado de São Paulo - Águas Subterrâneas, v.19, n.2, p.19-36**. Instituto de Geociências e Ciências Exatas da Universidade Estadual Paulista (UNESP). Rio Claro. 2005.

PRÄSTINGS, A.; LARSSON, S.; MÜLLER, R. **Multivariate approach in reliability-based design of a sheet pile**. Transportation Geotechnics 7 (2016) 1–12. [S.I.]. 2016.

ROBERTSON, P. K. et al. **Use of piezocone data- ASCE Spec. Conf. In Situ '86: Use of In Situ Test in Geotechnical Eng., Blacksburg**. [S.I.], p. 1263-1280. 1986.

ROCHA, B. P. **Emprego do Ensaio SPT Sísmico na Investigação de Solos Tropicais**. Universidade de São Paulo. São Carlos. 2013.

RUIZ, S. E. **RELIABILITY INDEX FOR OFFSHORE PILES SUBJECTED**. Instituto de Ingenierla, Universidad Nacional Autonoma de Mexico, Coyoacan. [S.I.]. 1984.

SANTOS, K. R. M. D. **Técnicas de amostragem inteligente em simulação de Monte Carlo**. Universidade de São Paulo. [S.I.]. 2014.

SILVA, F. C. D. **Análise de segurança e confiabilidade de fundações profundas em estacas**. Universidade de São Paulo. São Carlos. 2003.

SILVA, J. L. D. **Metodologia de projeto de fundações por estacas incluindo probabilidade de ruína**. Universidade de São Paulo. São Carlos. 2006.

SOUZA, E. G. D. **Colapso de edifício por ruptura das estacas: estudo das causas e da recuperação**. Universidade de São Paulo. São Carlos. 2003.

TANDJIRIA, V.; TEH, C. I.; LOW, B. K. **Reliability analysis of laterally loaded piles using response**. School of Civil and Structural Engineering, Nanyang Technological University. Singapore. 2000.

TEIXEIRA, A. et al. **Sensitivity analysis of vertically loaded pile reliability**. Soils and Foundations 2012;52(6):1118–1129. [S.I.]. 2012.

VEIGA, J. M. G. C. **Métodos de Análise das Incertezas na Verificação da Segurança Estrutural em Engenharia Civil**. Universidade do Porto. [S.I.]. 2008.

VELLOSO, D. D. A.; LOPES, F. D. R. **Fundações: Critérios de projeto**, Investigação do subsolo, Fundações Superficiais, Fundações Profundas. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

WANG, Y.; CAO, Z. **Expanded reliability-based design of piles in spatially variable soil using**. Soils and Foundations 2013;53(6):820–834. [S.I.]. 2013.

WHITMAN, R. V. **Evaluating Calculated Risk in Geotechnical Engineering**. Journal of geotechnical Engineering (ASCE). [S.I.], p. P 314-357. 1984.

WHITMAN, R. V. **Organizing and Evaluating Uncertainty in Geotechnical Engineering**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. [S.I.], p. 558-592. 2000.

XIAO, J. et al. **Probabilistic geotechnical analysis of energy piles in granular soils**. Engineering Geology 209 (2016) 119–127. [S.I.]. 2016.

ZHANG, J. et al. **Calibrating cross-site variability for reliability-based design of pile**. Computers and Geotechnics 62 (2014) 154–163. [S.I.]. 2014.

Anexo A

EDIFÍCIO DE 3 PAVIMENTOS

Neste anexo encontra-se o processo detalhado do dimensionamento da fundação do projeto do edifício concebido unicamente para esta dissertação.

A.1 Projeto Arquitetônico e Planta de Fôrma

Nas Figuras A.1 e A.2 são mostradas as plantas arquitetônicas do edifício e de fôrma dos pavimentos com as medidas de eixo a eixo usadas para levantamento das cargas.

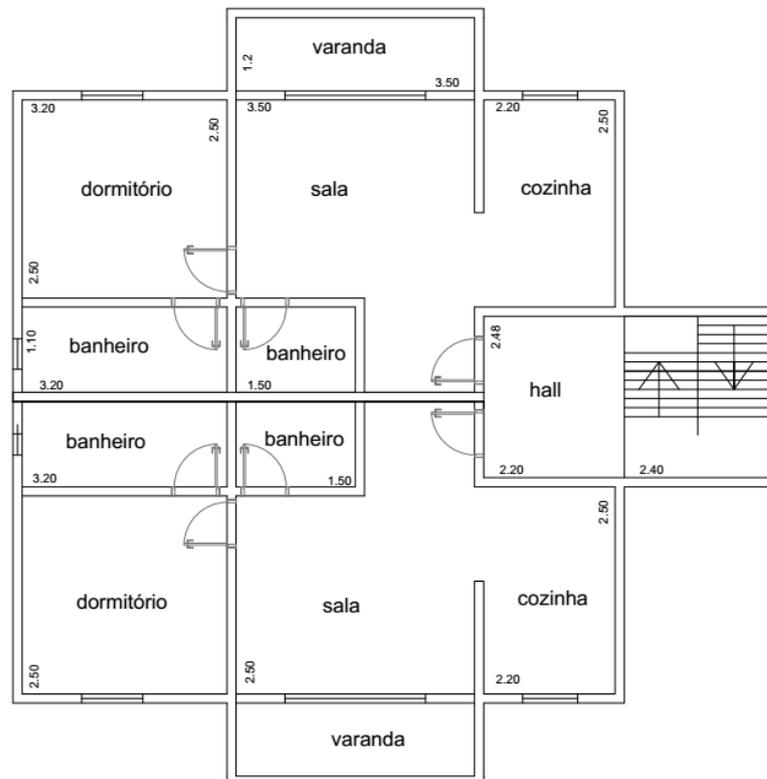


Figura A.1 – Planta arquitetônica do edifício de 3 pavimentos (sem escala).

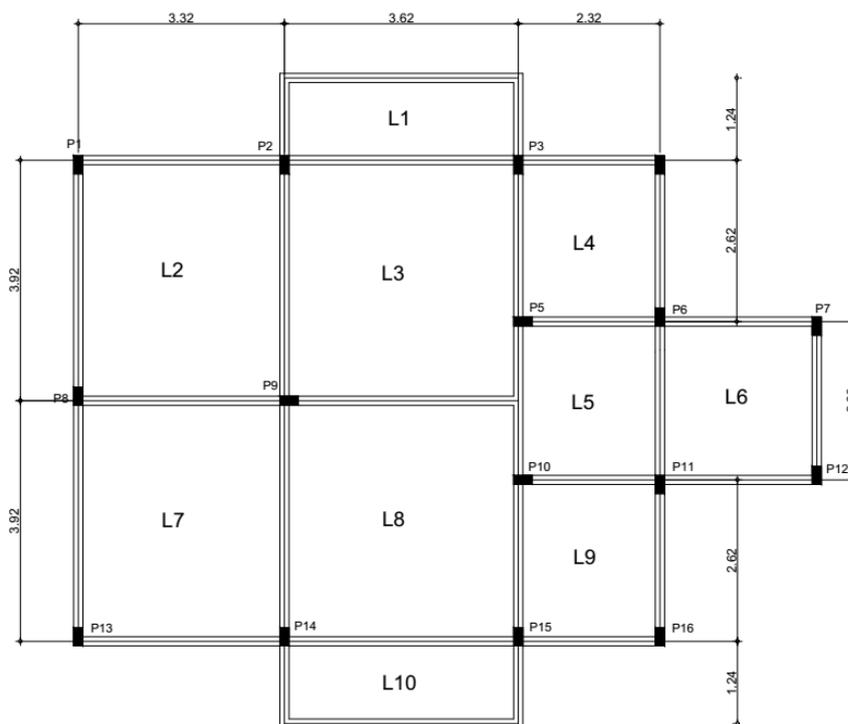


Figura A.2 – Detalhe da locação das sondagens no terreno.

A.2. Levantamento das Cargas

Após a definição da planta arquitetônica e de fôrma dos pavimentos, fez-se o levantamento das cargas atuantes na estrutura de acordo com os seguintes dados adotados no projeto e recomendações das normas ABNT NBR 6120 (1980) :

- Laje maciça em concreto armado com 10 cm de espessura;
- Espessura média do contrapiso ou camada de regularização com 2 cm e peso específico da argamassa de 21 kN/m³;
- Espessura média do revestimento da face inferior das lajes com 1,5 cm e peso específico da argamassa 19 kN/m³;
- Revestimento de piso cerâmico de 0,20 kN/m² em toda área útil do apartamento;
- Parede de bloco cerâmico com dimensões do bloco de 9 cm x 19 cm x 19 cm, com peso específico de 13 kN/m³. Paredes internas e externas com espessura de 12 cm;
- Altura da parede de 2,8 m;
- Peso específico do concreto armado de 25 kN/m³;
- Dimensão dos pilares (12 x 30 cm) com altura $h = 2,80$ m;

- Sobrecargas de utilização de 0,5 kN/m² para as lajes L1, L4, L9 e L10; 1,00 kN/m² para as demais lajes.

Após a realização da análise estrutural do edifício foram obtidas as cargas totais, somente permanentes e somente variáveis (desprezando-se a ação do vento) para cada pilar no andar térreo, conforme Tabela A.1.

Tabela A.1 – Cargas permanentes (P_P), cargas variáveis (P_V) e cargas totais (P_{Total}) nos pilares do andar térreo.

Pilar	Solicitação		
	P_P (kN)	P_V (kN)	P_{Total} (kN)
P1	80,9	7,4	88,3
P2	235,9	35,6	271,5
P3	189,1	22,0	211,1
P4	41,5	0,6	42,1
P5	183,9	32,4	216,3
P6	179,5	25,8	205,3
P7	63,3	6,3	69,6
P8	205,5	26,4	231,9
P9	425,3	79,2	504,5
P10	183,9	32,4	216,3
P11	179,5	25,8	205,3
P12	63,3	6,3	69,6
P13	80,9	7,4	88,3
P14	235,9	35,6	271,5
P15	189,1	22,0	211,1
P16	41,5	0,6	42,1

A Figura A.3 apresenta o esquema de locação dos pilares com os valores totais das cargas no pavimento térreo transmitidas aos elementos de fundação.

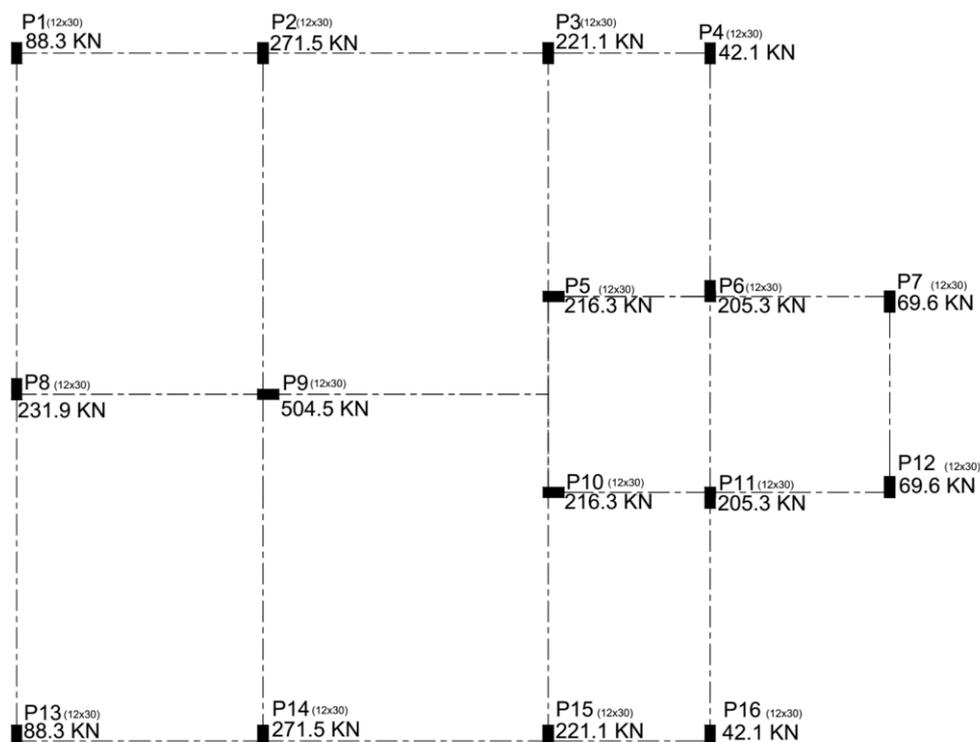


Figura A.3 – Esquema de localização e cargas totais nos pilares do pavimento térreo.

A.5. Dimensionamento da Fundação

A partir de todas as informações definidas anteriormente, as fundações foram dimensionadas conforme a ABNT NBR 6122 (2010). Para isso, o critério adotado foi a utilização dos dados da sondagem mais próxima de cada pilar através da área de influência, conforme:

SP 04 → P1, P2, P3, P4, P5, P6, P9, P10, P11, P15. (10 pilares);

SP 05 → P8, P13, P14 (3 pilares);

SP 03 → P7, P12, P16 (3 pilares).

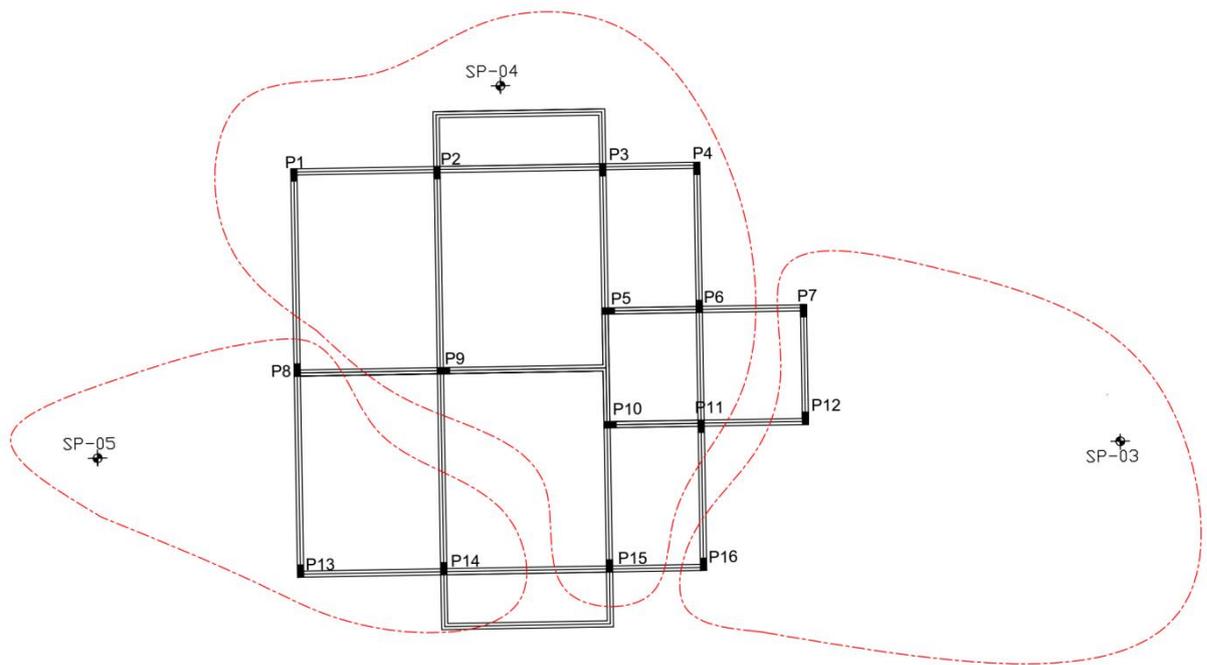


Figura A.6– Disposição das sondagens e a área de influência de cada sondagem.

Anexo B

PERFIS E SONDAGENS

Nesse anexo encontram-se os perfis definidos com base nas sondagens SPT e com base no ensaio CPT para a área de estudo, e apresenta-se os ensaios referentes às sondagens do campus da Faculdade de Engenharia de Bauru-FEB/UNESP.

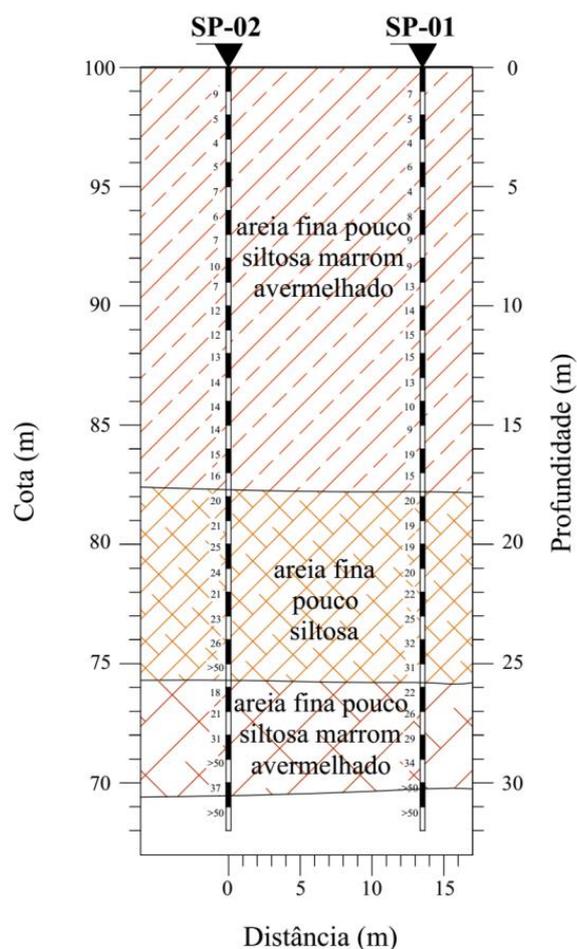


Figura B.1– Perfil do subsolo traçado 03, interligando sondagens SP-02 e SP-01.

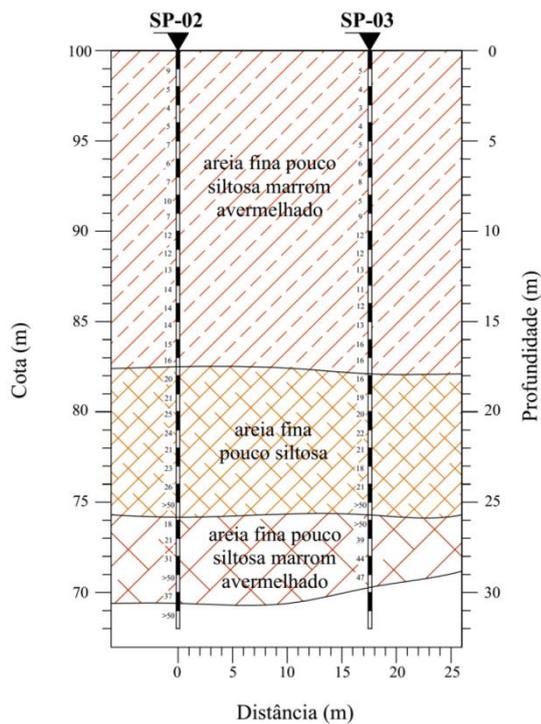


Figura B.2– Perfil do subsolo traçado 04, interligando sondagens SP-02 e SP-03.

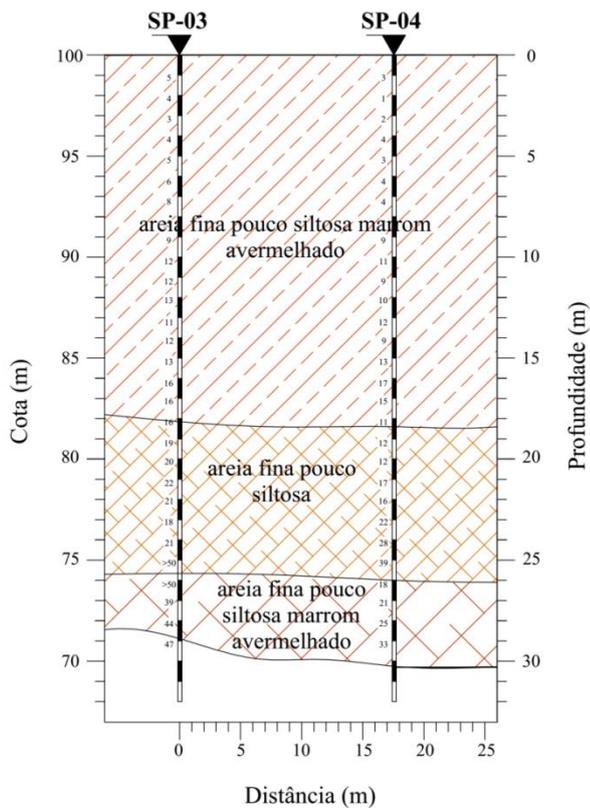


Figura B.3– Perfil do subsolo traçado 05, interligando sondagens SP-03 e SP-04.

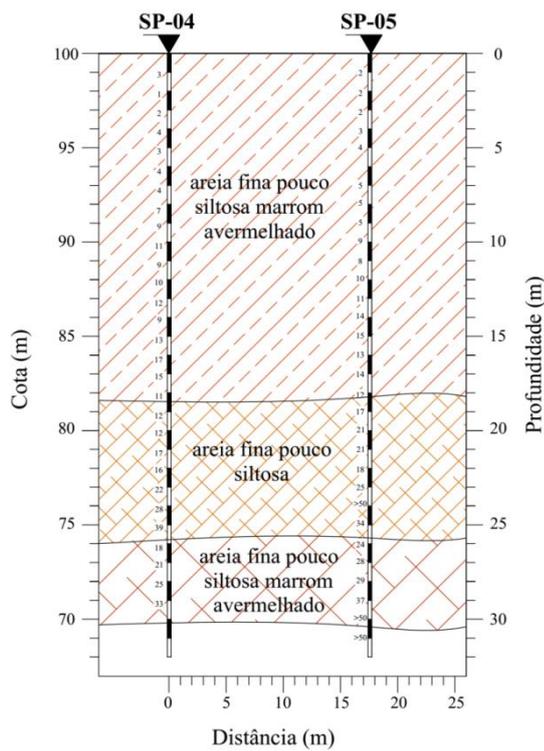


Figura B.4– Perfil do subsolo traçado 06, interligando sondagens SP-04 e SP-05.

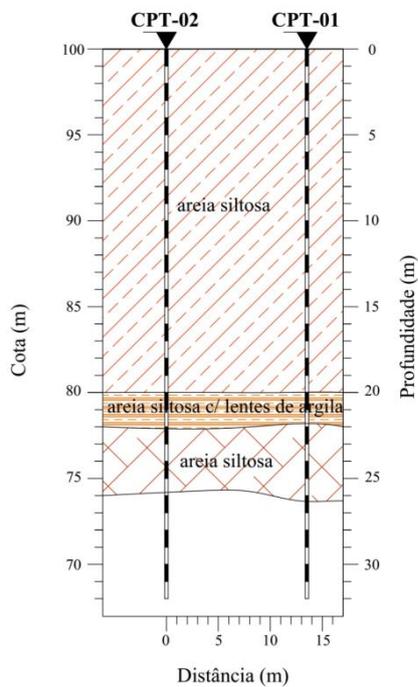


Figura B.5– Perfil do subsolo traçado 03, interligando sondagens CPT-02 e CPT-01.

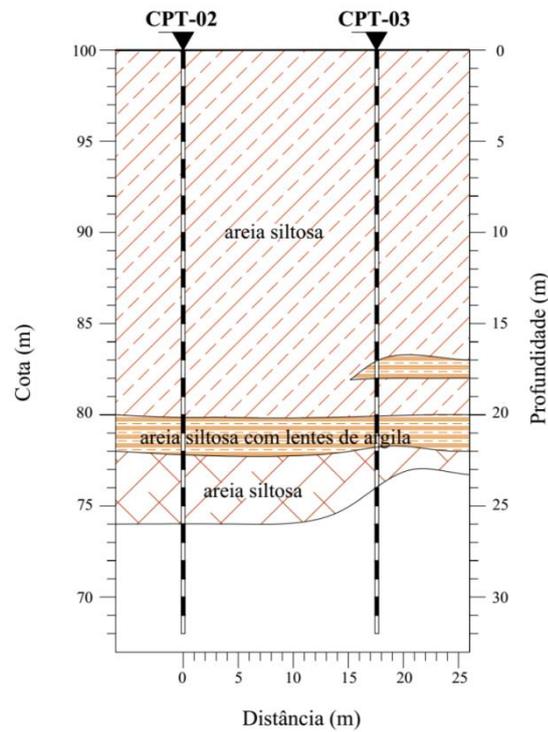


Figura B.6– Perfil do subsolo traçado 04, interligando sondagens CPT-02 e CPT-03.

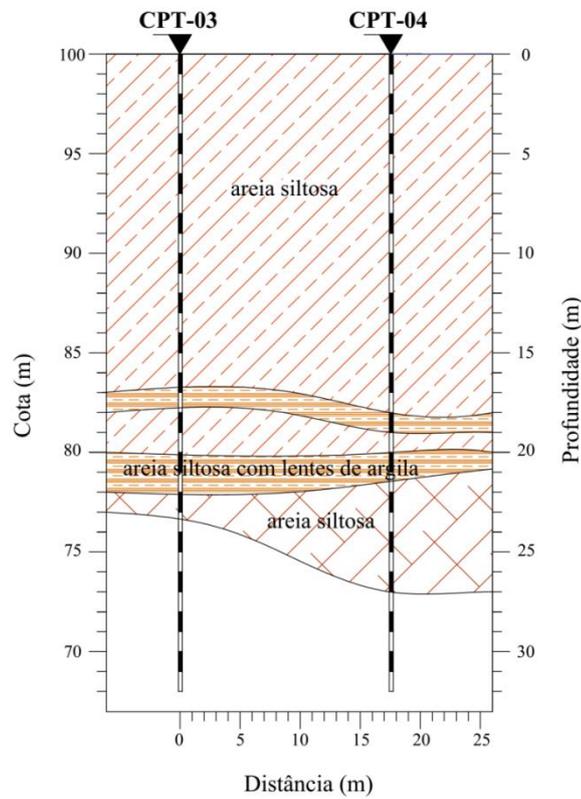


Figura B.7– Perfil do subsolo traçado 05, interligando sondagens CPT-03 e CPT-04.

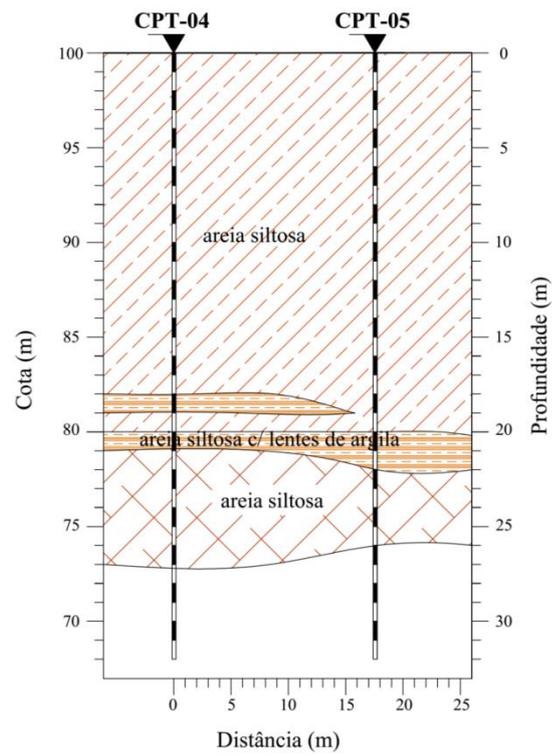


Figura B.8– Perfil do subsolo traçado 06, interligando sondagens CPT-04 e CPT-05.

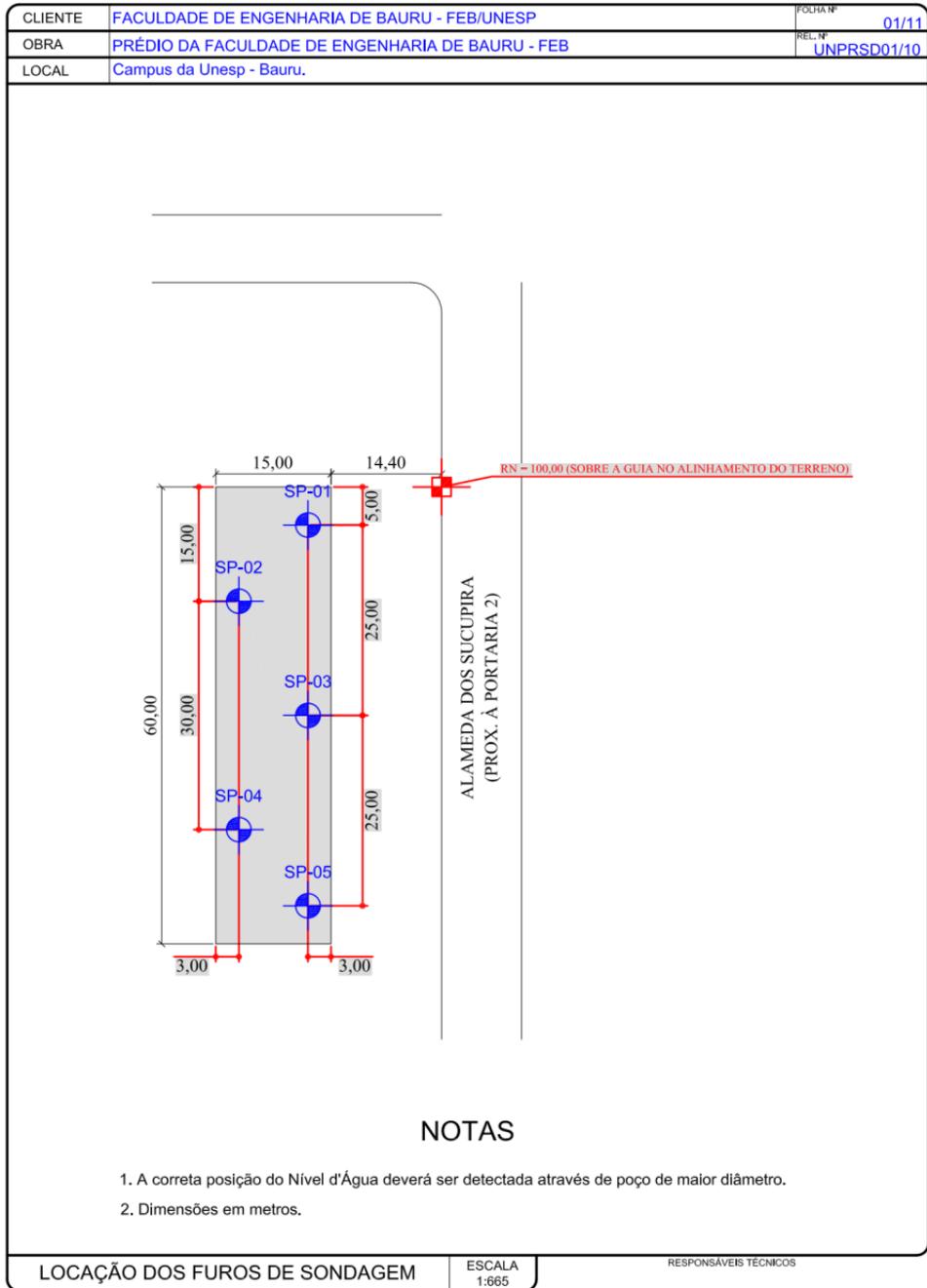


Figura B.9 – Locação dos furos de sondagem - FEB/Bauru.

CLIENTE		FACULDADE DE ENGENHARIA DE BAURU - FEB/UNESP				INICIO	06/07/10		FOLHA Nº	02/11									
OBRA		PRÉDIO DA FACULDADE DE ENGENHARIA DE BAURU - FEB				TERMINO	08/07/10		REL. Nº	UNPRSD01/10									
LOCAL		Campus da Unesp - Bauru.				COTA	99,52m		SP-01										
COTA E MÉTODO DE PERFURAÇÃO	PROFUNDIDADE DA CAMADA	INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA	NÍVEL D'ÁGUA	REVESTIMENTO	DIÂMETRO DO FURO 2 1/2" PERFIL GEOLÓGICO	NORMA NBR 6484	AMOSTRAS	COMPACIDADE		FOFA		POUCCOMP.	MEDIA COMP.	COMP.	MTO COM.				
								CONSISSÊNCIA	MUITO MOLE	MOLE	MEDIA	RUA	DURA						
DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS								SPT											
								GRÁFICO											
								NÚMEROS DE GOLPES											
								N											
	0,03					CAMADA DE BRITA Nº1													
	0,68					ATERRO DE AREIA FINA POUCA SILTOSA MARROM AVERMELHADO	01	2/15	3/15	4/17	7								
TC	6,00					AREIA FINA POUCA SILTOSA MARROM AVERMELHADO	02	2/15	2/15	3/15	5								
							03	2/17	2/18	2/16	4								
							04	2/15	3/15	3/15	6								
							05	2/15	3/18	2/16	4								
							06	2/15	4/15	4/15	8								
							07	3/15	4/15	5/15	9								
							08	3/15	4/15	5/15	9								
							09	4/15	6/15	7/15	13								
							10	4/15	7/15	7/15	14								
							11	4/15	7/15	8/15	15								
							12	5/15	7/15	8/15	15								
							13	4/15	6/15	7/15	13								
							14	4/15	5/15	5/15	10								
							15	4/15	4/15	5/15	9								
							16	5/15	9/15	10/15	19								
							17	4/15	7/15	8/15	15								
							CA	17,80					AREIA FINA POUCA SILTOSA MARROM AVERMELHADO COM VEIOS CINZA	18	5/15	9/15	11/15	20	
19	6/15	8/15	11/15	19															
20	5/15	7/15	12/15	19															
21	6/15	9/15	11/15	20															
22	6/15	10/15	12/15	22															
23	7/15	11/15	14/15	25															
24	7/15	13/15	19/15	32															
25	8/15	13/15	18/15	31															
26	6/15	9/15	13/15	22															
	22,10					AREIA FINA POUCA SILTOSA MARROM AVERMELHADO COM VEIOS CINZA E AMARELOS													
	24,20					AREIA FINA POUCA SILTOSA MARROM AVERMELHADO COM VEIOS CINZA E AMARELOS													
	25,80					AREIA FINA POUCA SILTOSA MARROM CLARO COM VEIOS PRETOS													
	CONTINUA...					AREIA FINA ARGILOSA POUCA SILTOSA AMARELA COM VEIOS PRETOS													

Figura B.10 – Sondagem SP-01 folha 1/2-FEB/Bauru.

CLIENTE		FACULDADE DE ENGENHARIA DE BAURU - FEB/UNESP				INICIO	06/07/10				FOLHA Nº	03/11										
OBRA		PRÉDIO DA FACULDADE DE ENGENHARIA DE BAURU - FEB				TERMINO	08/07/10				REL. Nº	UNPRSD01/10										
LOCAL		Campus da Unesp - Bauru.				COTA	99,52m				SP-01											
COTA E METODO DE PERFURACAO	PROFUNDIDADE DA CAMADA	INTERPRETACAO GEOLOGICA	NIVEL D'AGUA	REVESTIMENTO	DIAMETRO DO FURO 2" / 2"	PERFIL GEOLOGICO	NORMA NBR 6484		AMOSTRAS	COMPACIDADE		FOFA		POUCO COMP.		MÉDIA COMP.		COMP.		MTO COM.		
							DESCRICOES DOS MATERIAIS	CONSISTENCIA		MUITO MOLE	MOLE	MÉDIA	RUA	DURA	20	30	40	50				
										SPT												
										GRÁFICO												
										NÚMEROS DE GOLPES												
										N												
CA	28,10						AREIA FINA ARGILOSA POUCO SILTOSA AMARELA COM VEIOS PRETOS		27	7 15	11 15	15 15	26									
	30,25						AREIA FINA POUCO SILTOSA MARROM AVERMELHADO		28	9 15	13 15	16 15	29									
		30,25						AREIA FINA POUCO SILTOSA MARROM AMARELADO		29	10 15	15 15	19 15	34								
			30,25						AREIA FINA POUCO SILTOSA MARROM AMARELADO		30	13 15	17 15	30 12	>50							
	30,25							AREIA FINA POUCO SILTOSA MARROM AMARELADO		31	17 15	30 14	---	>50								
		30,25						AREIA FINA POUCO SILTOSA MARROM AMARELADO		32	18 15	30 11	---	>50								
	33,13						NÍVEL D'ÁGUA NÃO ENCONTRADO		33*	30 13	---	---	>50									
										* AMOSTRA NÃO RECUPERADA												

Figura B.11 – Sondagem SP-01 folha 2/2-FEB/Bauru.

CLIENTE		FACULDADE DE ENGENHARIA DE BAURU - FEB/UNESP				INICIO	08/07/10		FOLHA Nº	04/11											
OBRA		PRÉDIO DA FACULDADE DE ENGENHARIA DE BAURU - FEB				TERMINO	12/07/10		REL. Nº	UNPRSD01/10											
LOCAL		Campus da Unesp - Bauru.				COTA	99,16m		SP-02												
COTA E MÉTODO DE PERFURAÇÃO	PROFUNDIDADE DA CAMADA	INTERPRETAÇÃO GEOLOGICA	NÍVEL D'ÁGUA	REVESTIMENTO	DIÂMETRO DO FURO 2" 1/2"	PERFIL GEOLOGICO	NORMA NBR 6484		AMOSTRAS	COMPACIDADE		FOFA		POUCO COMP.	MÉDIA COMP.	COMP.	INTO COM.				
							DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS			CONSISTÊNCIA		MUITO MOLE	MOLE	MÉDIA	RÍGIDA	DURA					
										SPT											
										NÚMEROS DE GOLPES		GRÁFICO									
										N		1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 20 30 40 50									
	0,03						CAMADA DE BRITA Nº1														
	0,73						ATERRO DE AREIA FINA POUCO SILTOSA MARROM AVERMELHADO	01	4/15	5/15	4/15	9									
TC	6,00							02	2/15	2/15	3/17	5									
								03	2/15	2/15	2/15	4									
								04	2/15	3/17	3/16	5									
								05	2/15	3/15	4/15	7									
								06	2/15	3/15	3/16	6									
								07	3/15	3/15	4/15	7									
								08	3/15	5/15	5/15	10									
								09	2/15	3/15	4/15	7									
CA	17,60						AREIA FINA POUCO SILTOSA MARROM AVERMELHADO	10	4/15	6/15	6/15	12									
							11	4/15	6/15	6/15	12										
							12	4/15	6/15	7/15	13										
							13	4/15	7/15	7/15	14										
							14	4/15	7/15	7/15	14										
							15	5/15	7/15	7/15	14										
							16	5/15	7/15	8/15	15										
							17	5/15	8/15	8/15	16										
							18	6/15	9/15	11/15	20										
							19	6/15	9/15	12/15	21										
	21,80						AREIA FINA POUCO SILTOSA MARROM AVERMELHADO COM VEIOS CINZA	20	7/15	11/15	14/15	25									
							21	6/15	11/15	13/15	24										
							22	5/15	9/15	12/15	21										
	24,10						AREIA FINA POUCO SILTOSA MARROM AVERMELHADO COM VEIOS CINZA E PRETOS	23	6/15	9/15	14/15	23									
							24	7/15	10/15	16/15	26										
	25,70						AREIA FINA POUCO SILTOSA MARROM AMARELADO COM VEIOS CINZA	25	18/15	30/13	---	>50									
CONTINUA...							AREIA FINA ARGILOSA POUCO SILTOSA AMARELA COM VEIOS PRETOS	26	5/15	9/15	9/15	18									

Figura B.12– Sondagem SP-02 folha 1/2-FEB/Bauru.

CLIENTE		FACULDADE DE ENGENHARIA DE BAURU - FEB/UNESP		INICIO		08/07/10		FOLHA Nº		05/11											
OBRA		PRÉDIO DA FACULDADE DE ENGENHARIA DE BAURU - FEB		TERMINO		12/07/10		REL. Nº		UNPRSD01/10											
LOCAL		Campus da Unesp - Bauru.		COTA		99,16m		SP-02													
COTA E MÉTODO DE PERFURAÇÃO	PROFUNDIDADE DA CAMADA	INTERPRETAÇÃO GEOLOGICA	NÍVEL D'ÁGUA	REVESTIMENTO	DIÂMETRO DO FURO 2" 1/2"	PERFIL GEOLOGICO	NORMA NBR 6484		AMOSTRAS	COMPACIDADE		FOFA		POUCO COMP.		MÉDIA COMP.		COMP.		MTO COM.	
							DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS			CONSISTÊNCIA	MUITO MOLE	MOLE	MÉDIA	RÍGIDA	DURA	GRÁFICO					
									SPT												
									NÚMEROS DE GOLFES		N										
	27,90						AREIA FINA ARGILOSA POUCO SILTOSA AMARELA COM VEIOS PRETOS	27		6	10	11	21								
							AREIA FINA POUCO SILTOSA MARROM AVERMELHADO	28		7	13	18	31								
	30,60						AREIA FINA POUCO SILTOSA MARROM AMARELADO	29		17	22	20	>50								
								30		13	16	21	37								
	32,26							31		19	30	>50									
			NÍVEL D'ÁGUA NÃO ENCONTRADO					32		26	26	>50									

Figura B.13– Sondagem SP-02 folha 2/2-FEB/Bauru.

CLIENTE		FACULDADE DE ENGENHARIA DE BAURU - FEB/UNESP			INICIO	12/07/10		FOLHA Nº	06/11																			
OBRA		PRÉDIO DA FACULDADE DE ENGENHARIA DE BAURU - FEB			TERMINO	14/07/10		REL. Nº	UNPRSD01/10																			
LOCAL		Campus da Unesp - Bauru.			COTA	99,20m		SP-03																				
COTA E METODO DE PERFURAÇÃO	PROFUNDIDADE DA CAMADA	INTERPRETAÇÃO GEOLOGICA	NIVEL D'ÁGUA	REVESTIMENTO	DIAMETRO DO FURO 2 1/2" PERFIL GEOLOGICO	NORMA NBR 6484	DESCRİÇÃO DOS MATERIAIS	AMOSTRAS	COMPACIDADE		FOFA		POUCO COMP.	MEDIA COMP.	COMP.	MTO COM.												
									CONSISTENCIA	MUITO MOLE	MOLE	MEDIA	RIJA	DURA														
								SPT		GRÁFICO																		
								NÚMEROS DE GOLPES		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	20	30	40	50					
	0,04						CAMADA DE BRITA Nº1																					
	0,64						ATERRO DE AREIA FINA POUCO SILTOSA MARROM AVERMELHADO	01	2/15	2/15	3/18	5																
TC								02	2/17	2/18	2/16	4																
								03	2/18	1/15	2/17	3																
								04	2/15	2/15	2/16	4																
								05	2/15	3/15	2/15	5																
								06	2/15	3/15	3/15	6																
CA							AREIA FINA POUCO SILTOSA MARROM AVERMELHADO	07	3/15	4/15	4/15	8																
								08	3/15	3/18	3/18	5																
								09	3/15	4/15	5/15	9																
								10	4/15	6/15	6/15	12																
								11	4/15	6/15	6/15	12																
								12	4/15	6/15	7/15	13																
								13	4/15	5/15	6/15	11																
								14	5/15	5/15	7/15	12																
								15	5/15	6/15	7/15	13																
								16	6/15	8/15	8/15	16																
							AREIA FINA POUCO SILTOSA MARROM AVERMELHADO COM VEIOS CINZA	17	5/15	8/15	8/15	16																
								18	6/15	9/15	10/15	19																
								19	6/15	9/15	11/15	20																
								20	7/15	10/15	12/15	22																
								21	6/15	9/15	12/15	21																
							AREIA FINA POUCO SILTOSA MARROM AVERMELHADO COM VEIOS CINZA E PRETOS	22	5/15	8/15	10/15	18																
								23	6/15	9/15	12/15	21																
							AREIA FINA POUCO SILTOSA MARROM AMARELADO COM VEIOS CINZA	24	11/15	31/15	---	>50																
								25	16/15	30/14	---	>50																
CONTINUA...								26	12/15	18/15	21/15	39																

Figura B.14 – Sondagem SP-03 folha 1/2-FEB/Bauru.

CLIENTE		FACULDADE DE ENGENHARIA DE BAURU - FEB/UNESP			INICIO	12/07/10	FOLHA Nº	07/11										
OBRA		PRÉDIO DA FACULDADE DE ENGENHARIA DE BAURU - FEB			TÉRMINO	14/07/10	REL. Nº	UNPRSD01/10										
LOCAL		Campus da Unesp - Bauru.			COTA	99,20m	SP-03											
COTA E MÉTODO DE PERFURAÇÃO	PROFUNDIDADE DA CAMADA	INTERPRETAÇÃO GEOLOGICA	NÍVEL D'ÁGUA	REVESTIMENTO	DIÂMETRO DO FURO 2" 1/2"	PERFIL GEOLOGICO	NORMA NBR 6484		AMOSTRAS	COMPACIDADE		FOFA		POUCO COMP.	MÉDIA COMP.	COMP.	MTO COM.	
							DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS			CONSISTÊNCIA	MUITO MOLE	MOLE	MÉDIA					RIJA
										SPT								
										GRÁFICO								
										NÚMEROS DE GOLPES								
										1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 20 30 40 50								
CA	27,30						AREIA FINA POUCO SILTOSA MARROM CLARO		27		N							
							AREIA FINA POUCO SILTOSA MARROM AVERMELHADO		28	9 15	17 15	27 15						
	28,45									15 15	19 15	28 15						
		NÍVEL D'ÁGUA NÃO ENCONTRADO																

Figura B.15 – Sondagem SP-03 folha 2/2-FEB/Bauru.

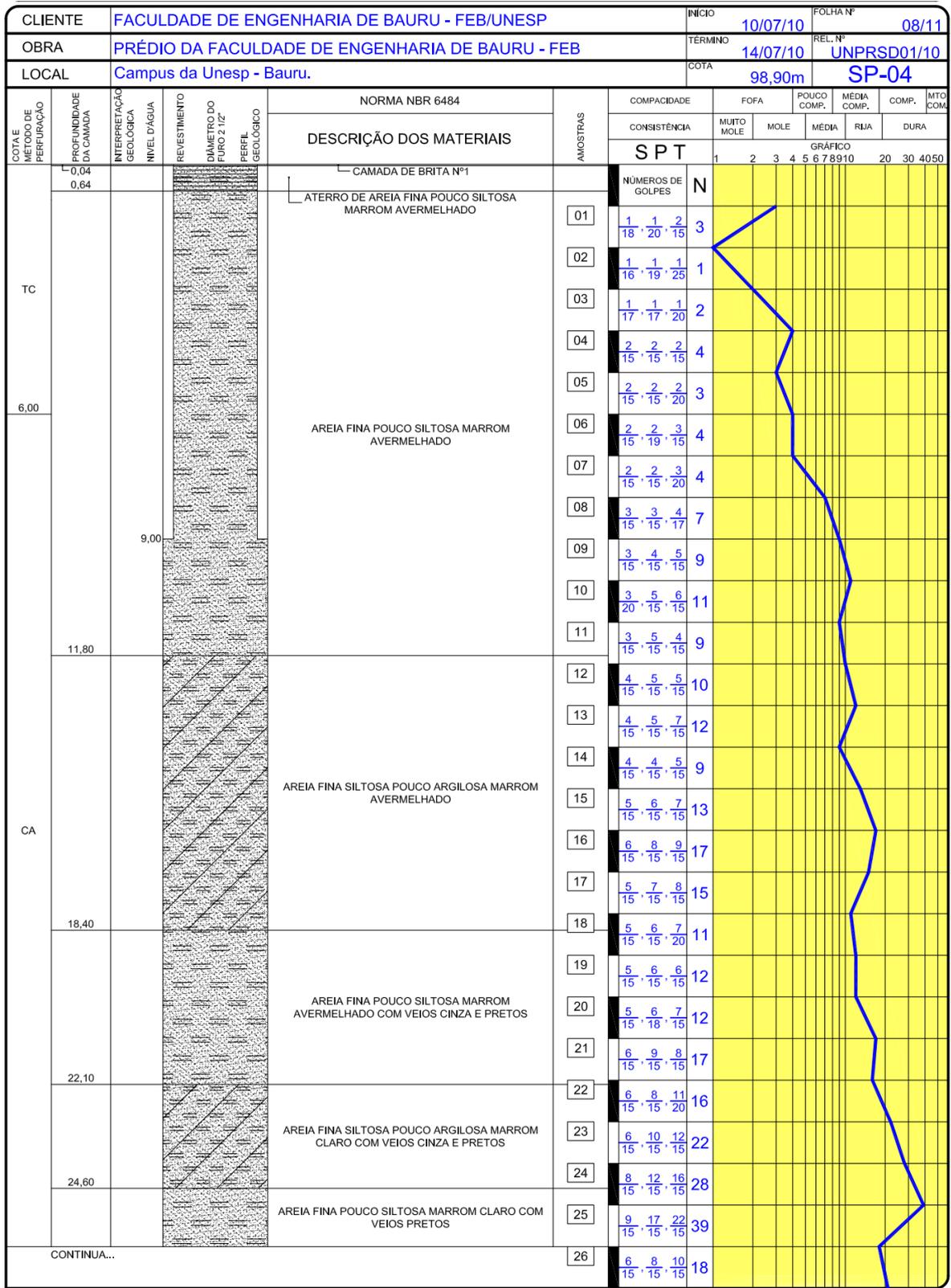


Figura B.16 – Sondagem SP-04 folha 1/2-FEB/Bauru.

CLIENTE		FACULDADE DE ENGENHARIA DE BAURU - FEB/UNESP				INICIO	06/07/10		FOLHA Nº		10/11														
OBRA		PRÉDIO DA FACULDADE DE ENGENHARIA DE BAURU - FEB				TERMINO	10/07/10		REL. Nº		UNPRSD01/10														
LOCAL		Campus da Unesp - Bauru.				COTA	98,79m				SP-05														
COTA E MÉTODO DE PERFURAÇÃO	PROFUNDIDADE DA CAMADA	INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA	NÍVEL D'ÁGUA	REVESTIMENTO	DIÂMETRO DO FURO 2 1/2"	PERFIL GEOLÓGICO	NORMA NBR 6484		AMOSTRAS	COMPACIDADE		FOFA		POUCO COMP.	MÉDIA COMP.	COMP.	MTO COM.								
							DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS			CONSISTÊNCIA	MUITO MOLE	MOLE	MÉDIA	RÍGIDA	DURA										
										SPT															
										NÚMEROS DE GOLPES		GRÁFICO													
										N		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	20	30	40	50
	0,04						CAMADA DE BRITA Nº1																		
	0,69						ATERRO DE AREIA FINA POUCO SILTOSA MARROM AVERMELHADO	01	$\frac{1}{15} \cdot \frac{1}{15} \cdot \frac{1}{15}$	2															
TC	6,00						AREIA FINA POUCO SILTOSA MARROM AVERMELHADO	02	$\frac{1}{15} \cdot \frac{1}{15} \cdot \frac{1}{20}$	2															
								03	$\frac{1}{15} \cdot \frac{1}{15} \cdot \frac{1}{18}$	2															
								04	$\frac{1}{16} \cdot \frac{1}{20} \cdot \frac{2}{15}$	3															
								05	$\frac{1}{20} \cdot \frac{2}{15} \cdot \frac{2}{15}$	4															
								06	$\frac{2}{15} \cdot \frac{2}{15} \cdot \frac{2}{20}$	3															
								07	$\frac{2}{15} \cdot \frac{3}{15} \cdot \frac{3}{20}$	5															
								08	$\frac{3}{15} \cdot \frac{2}{15} \cdot \frac{3}{15}$	5															
								09	$\frac{2}{15} \cdot \frac{2}{15} \cdot \frac{3}{15}$	5															
								10	$\frac{3}{20} \cdot \frac{5}{15} \cdot \frac{4}{15}$	9															
								CA	11,40						AREIA FINA SILTOSA POUCO ARGILOSA MARROM AVERMELHADO	11	$\frac{3}{15} \cdot \frac{4}{15} \cdot \frac{4}{15}$	8							
12	$\frac{4}{15} \cdot \frac{5}{15} \cdot \frac{5}{15}$	10																							
13	$\frac{4}{15} \cdot \frac{6}{15} \cdot \frac{5}{15}$	11																							
14	$\frac{4}{15} \cdot \frac{7}{15} \cdot \frac{7}{15}$	14																							
15	$\frac{4}{15} \cdot \frac{7}{15} \cdot \frac{8}{15}$	15																							
16	$\frac{4}{15} \cdot \frac{6}{15} \cdot \frac{7}{15}$	13																							
17	$\frac{5}{15} \cdot \frac{7}{15} \cdot \frac{7}{15}$	14																							
18	$\frac{4}{15} \cdot \frac{6}{15} \cdot \frac{6}{15}$	12																							
19	$\frac{5}{15} \cdot \frac{8}{15} \cdot \frac{9}{15}$	17																							
20	$\frac{7}{15} \cdot \frac{10}{15} \cdot \frac{11}{15}$	21																							
	18,20						AREIA FINA POUCO SILTOSA MARROM AVERMELHADO COM VEIOS CINZA E PRETOS	21	$\frac{6}{15} \cdot \frac{9}{15} \cdot \frac{12}{15}$	21															
								22	$\frac{5}{20} \cdot \frac{8}{15} \cdot \frac{10}{15}$	18															
								23	$\frac{6}{15} \cdot \frac{11}{15} \cdot \frac{14}{15}$	25															
								24	$\frac{30}{4} \cdot \frac{11}{15} \cdot \frac{14}{15}$	>50															
	22,40						AREIA FINA SILTOSA POUCO ARGILOSA MARROM CLARO COM VEIOS CINZA E ROXOS	24	$\frac{17}{15} \cdot \frac{20}{15} \cdot \frac{14}{15}$	34															
								25	$\frac{8}{15} \cdot \frac{10}{15} \cdot \frac{14}{15}$	24															
CONTINUA...							AREIA FINA ARGILOSA POUCO SILTOSA AMARELA COM VEIOS PRETOS	26	$\frac{8}{15} \cdot \frac{10}{15} \cdot \frac{14}{15}$	24															

Figura B.18 – Sondagem SP-05 folha 1/2-FEB/Bauru.

CLIENTE		FACULDADE DE ENGENHARIA DE BAURU - FEB/UNESP			INICIO	06/07/10		FOLHA Nº	11/11							
OBRA		PRÉDIO DA FACULDADE DE ENGENHARIA DE BAURU - FEB			TERMINO	10/07/10		REL. Nº	UNPRSD01/10							
LOCAL		Campus da Unesp - Bauru.			COTA	98,79m		SP-05								
COTA E MÉTODO DE PERFURAÇÃO	PROFUNDIDADE DA CAMADA	INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA	NÍVEL D'ÁGUA	REVESTIMENTO	DIÂMETRO DO FURO 2 1/2"	PERFIL GEOLÓGICO	NORMA NBR 6484		COMPACIDADE		FOFA	POUCO COMP.	MÉDIA COMP.	COMP.	INTO COM.	
							DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS		CONSISTÊNCIA		MUITO MOLE	MOLE	MÉDIA	RÍJIDA	DURA	
							AMOSTRAS	SPT GRÁFICO								
								NÚMEROS DE GOLPES	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 20 30 40 50							
CA	28,30						27	7 15	12 15	16 15	28					
	30,40						28	7 15	11 15	18 15	29					
		33,11						29	9 15	17 15	20 15	37				
								30	11 15	15 15	30 10	>50				
							31	14 15	30 12	---	>50					
							32	17 15	30 14	---	>50					
						33	30 11	---	---	>50						
		NÍVEL D'ÁGUA NÃO ENCONTRADO														

Figura B.19 – Sondagem SP-05 folha 2/2-FEB/Bauru.

Anexo C

RESULTADOS

Este anexo contempla os dados utilizados e resultados da análise de confiabilidade do projeto de uma edificação de 3 pavimentos.

Tabela C.1 – Estaqueamento dimensionado segundo área de influência pelo método Aoki & Velloso para o diâmetro de Ø 25cm.

Aoki & Velloso Ø=25 cm							
Pilar	Sond.	Diam.	L (m)	S	Rav	Ri	fsi
P1	SP 04	Ø 25	8,0	88,3	176,5	176,5	2,00
P2	SP 04	2 Ø 25	12,0	271,5	594,8	297,4	2,19
P3	SP 04	2 Ø 25	10,0	211,1	436,7	218,3	2,07
P4	SP 04	Ø 25	6,0	42,1	88,0	88,0	2,09
P5	SP 04	2 Ø 25	9,0	216,3	443,0	221,5	2,05
P6	SP 04	2 Ø 25	9,0	205,3	443,0	221,5	2,16
P7	SP 03	Ø 25	6,0	69,6	161,3	161,3	2,32
P8	SP 05	2 Ø 25	11,0	231,9	462,8	231,4	2,00
P9	SP 04	3 Ø 25	14,0	504,5	1063,5	354,5	2,11
P10	SP 04	2 Ø 25	9,0	216,3	443,0	221,5	2,05
P11	SP 04	2 Ø 25	9,0	205,3	443,0	221,5	2,16
P12	SP 03	Ø 25	6,0	69,6	161,3	161,3	2,32
P13	SP 05	Ø 25	9,0	88,3	182,7	182,7	2,07
P14	SP 05	2 Ø 25	12,0	271,5	531,0	265,5	1,96
P15	SP 04	2 Ø 25	10,0	211,1	436,7	218,3	2,07
P16	SP 03	Ø 25	6,0	42,1	161,3	161,3	3,83
Média				109,1	230,7		
				FS=	2,12		
				Pa=	115,3		

Tabela C.2 – Estaqueamento dimensionado segundo área de influência pelo método Aoki & Velloso para o diâmetro de Ø 30 cm.

Aoki & Velloso Ø=30 cm							
Pilar	Sond.	Diam.	L (m)	S	Rav	Ri	fsi
P1	SP 04	Ø 30	7,0	88,3	184,7	184,7	2,09
P2	SP 04	2 Ø 30	10,0	271,5	580,6	290,3	2,14
P3	SP 04	2 Ø 30	8,0	211,1	480,0	240,0	2,27
P4	SP 04	Ø 30	5,0	42,1	108,1	108,1	2,57
P5	SP 04	2 Ø 30	8,0	216,3	480,0	240,0	2,22
P6	SP 04	2 Ø 30	8,0	205,3	480,0	240,0	2,34
P7	SP 03	Ø 30	5,0	69,6	165,9	165,9	2,38
P8	SP 05	2 Ø 30	11,0	231,9	495,1	247,6	2,14
P9	SP 04	2 Ø 30	14,0	504,5	932,4	466,2	1,85
P10	SP 04	2 Ø 30	8,0	216,3	480,0	240,0	2,22
P11	SP 04	2 Ø 30	8,0	205,3	480,0	240,0	2,34
P12	SP 03	Ø 30	5,0	69,6	165,9	165,9	2,38
P13	SP 05	Ø 30	8,0	88,3	159,6	159,6	1,81
P14	SP 05	2 Ø 30	10,0	271,5	502,7	251,3	1,85
P15	SP 04	2 Ø 30	8,0	211,1	480,0	240,0	2,27
P16	SP 03	Ø 30	5,0	42,1	165,9	165,9	3,94
Média				113,3	243,9		
				FS=	2,15		
				Pa=	121,9		

Tabela C.3 – Estaqueamento dimensionado segundo área de influência pelo método Aoki & Velloso para o diâmetro de Ø 35 cm.

Aoki & Velloso Ø=35 cm							
Pilar	Sond.	Diam.	L (m)	S	Rav	Ri	fsi
P1	SP 04	Ø 35	6,0	88,3	152,5	152,5	1,73
P2	SP 04	2 Ø 35	8,0	271,5	626,0	313,0	2,31
P3	SP 04	2 Ø 35	7,0	211,1	482,3	241,2	2,28
P4	SP 04	Ø 35	5,0	42,1	140,7	140,7	3,34
P5	SP 04	2 Ø 35	7,0	216,3	482,3	241,2	2,23
P6	SP 04	2 Ø 35	7,0	205,3	482,3	241,2	2,35
P7	SP 03	Ø 35	5,0	69,6	215,5	215,5	3,10
P8	SP 05	2 Ø 35	8,0	231,9	409,0	204,5	1,76
P9	SP 04	2 Ø 35	12,0	504,5	1008,7	504,3	2,00
P10	SP 04	2 Ø 35	7,0	216,3	482,3	241,2	2,23
P11	SP 04	2 Ø 35	7,0	205,3	482,3	241,2	2,35
P12	SP 03	Ø 35	5,0	69,6	215,5	215,5	3,10
P13	SP 05	Ø 35	6,0	88,3	175,2	175,2	1,98
P14	SP 05	2 Ø 35	8,0	271,5	409,0	204,5	1,51
P15	SP 04	2 Ø 35	7,0	211,1	482,3	241,2	2,28
P16	SP 03	Ø 35	5,0	42,1	215,5	215,5	5,12
Média				113,3	248,5		
					FS=	2,19	
					Pa=	124,3	

Tabela C.4 – Estaqueamento dimensionado segundo área de influência pelo método Décourt & Quaresma para o diâmetro de Ø 25 cm.

Décourt & Quaresma Ø=25 cm							
Pilar	Sond.	Diam.	L (m)	S	Rdq	Ri	fsi
P1	SP 04	Ø 25	8,0	88,3	177,5	177,5	2,01
P2	SP 04	2 Ø 25	12,0	271,5	549,8	274,9	2,02
P3	SP 04	2 Ø 25	10,0	211,1	453,4	226,7	2,15
P4	SP 04	Ø 25	6,0	42,1	106,6	106,6	2,53
P5	SP 04	2 Ø 25	9,0	216,3	404,7	202,4	1,87
P6	SP 04	2 Ø 25	9,0	205,3	404,7	202,4	1,97
P7	SP 03	Ø 25	6,0	69,6	135,9	135,9	1,95
P8	SP 05	2 Ø 25	11,0	231,9	466,0	233,0	2,01
P9	SP 04	3 Ø 25	14,0	504,5	1061,9	354,0	2,10
P10	SP 04	2 Ø 25	9,0	216,3	404,7	202,4	1,87
P11	SP 04	2 Ø 25	9,0	205,3	404,7	202,4	1,97
P12	SP 03	Ø 25	6,0	69,6	135,9	135,9	1,95
P13	SP 05	Ø 25	9,0	88,3	171,5	171,5	1,94
P14	SP 05	2 Ø 25	12,0	271,5	550,6	275,3	2,03
P15	SP 04	2 Ø 25	10,0	211,1	453,4	226,7	2,15
P16	SP 03	Ø 25	6,0	42,1	135,9	135,9	3,23
Média				109,1	222,9		
					FS=	2,04	
					Pa=	111,4	

Tabela C.5 – Estaqueamento dimensionado segundo área de influência pelo método Décourt & Quaresma para o diâmetro de Ø 30 cm.

Décourt & Quaresma Ø=30 cm							
Pilar	Sond.	Diam.	L (m)	S	Rdq	Ri	fsi
P1	SP 04	Ø 30	7,0	88,3	184,6	184,6	2,09
P2	SP 04	2 Ø 30	10,0	271,5	600,7	300,3	2,21
P3	SP 04	2 Ø 30	8,0	211,1	476,9	238,4	2,26
P4	SP 04	Ø 30	5,0	42,1	107,1	107,1	2,54
P5	SP 04	2 Ø 30	8,0	216,3	476,9	238,4	2,20
P6	SP 04	2 Ø 30	8,0	205,3	476,9	238,4	2,32
P7	SP 03	Ø 30	5,0	69,6	164,6	164,6	2,37
P8	SP 05	2 Ø 30	11,0	231,9	613,9	306,9	2,65
P9	SP 04	2 Ø 30	14,0	504,5	923,0	461,5	1,83
P10	SP 04	2 Ø 30	8,0	216,3	476,9	238,4	2,20
P11	SP 04	2 Ø 30	8,0	205,3	476,9	238,4	2,32
P12	SP 03	Ø 30	5,0	69,6	164,6	164,6	2,37
P13	SP 05	Ø 30	8,0	88,3	386,4	386,4	4,38
P14	SP 05	2 Ø 30	10,0	271,5	542,2	271,1	2,00
P15	SP 04	2 Ø 30	8,0	211,1	476,9	238,4	2,26
P16	SP 03	Ø 30	5,0	42,1	164,6	164,6	3,91
Média				113,3	258,2		
					FS= 2,28		
					Pa= 129,1		

Tabela C.6 – Estaqueamento dimensionado segundo área de influência pelo método Décourt & Quaresma para o diâmetro de Ø 35 cm.

Décourt & Quaresma Ø=35 cm							
Pilar	Sond.	Diam.	L (m)	S	Rdq	Ri	fsi
P1	SP 04	Ø 35	6,0	88,3	182,2	182,2	2,06
P2	SP 04	2 Ø 35	8,0	271,5	615,8	307,9	2,27
P3	SP 04	2 Ø 35	7,0	211,1	474,6	237,3	2,25
P4	SP 04	Ø 35	5,0	42,1	137,1	137,1	3,26
P5	SP 04	2 Ø 35	7,0	216,3	474,6	237,3	2,19
P6	SP 04	2 Ø 35	7,0	205,3	474,6	237,3	2,31
P7	SP 03	Ø 35	5,0	69,6	212,9	212,9	3,06
P8	SP 05	2 Ø 35	8,0	231,9	492,6	246,3	2,12
P9	SP 04	2 Ø 35	12,0	504,5	906,0	453,0	1,80
P10	SP 04	2 Ø 35	7,0	216,3	474,6	237,3	2,19
P11	SP 04	2 Ø 35	7,0	205,3	474,6	237,3	2,31
P12	SP 03	Ø 35	5,0	69,6	212,9	212,9	3,06
P13	SP 05	Ø 35	6,0	88,3	166,8	166,8	1,89
P14	SP 05	2 Ø 35	8,0	271,5	492,6	246,3	1,81
P15	SP 04	2 Ø 35	7,0	211,1	474,6	237,3	2,25
P16	SP 03	Ø 35	5,0	42,1	212,9	212,9	5,06
Média				113,3	249,2		
					FS= 2,20		
					Pa= 124,6		

Tabela C.7 – Estaqueamento dimensionado segundo a média das 3 sondagens pelo método Aoki & Velloso para o diâmetro de Ø 25 cm.

Aoki & Velloso Ø=25 cm						
Pilar	Diam.	L (m)	S	Rav	Ri	fsi
P1	Ø 25	8,0	88,3	166,0	166,0	1,88
P2	2 Ø 25	12,0	271,5	591,3	295,7	2,18
P3	2 Ø 25	10,0	211,1	461,1	230,6	2,18
P4	Ø 25	6,0	42,1	116,1	116,1	2,76
P5	2 Ø 25	9,0	216,3	442,6	221,3	2,05
P6	2 Ø 25	9,0	205,3	442,6	221,3	2,16
P7	Ø 25	6,0	69,6	116,1	116,1	1,67
P8	2 Ø 25	11,0	231,9	536,5	268,3	2,31
P9	3 Ø 25	14,0	504,5	1123,1	374,4	2,23
P10	2 Ø 25	9,0	216,3	442,6	221,3	2,05
P11	2 Ø 25	9,0	205,3	442,6	221,3	2,16
P12	Ø 25	6,0	69,6	89,5	89,5	1,29
P13	Ø 25	9,0	88,3	221,3	221,3	2,51
P14	2 Ø 25	12,0	271,5	591,3	295,7	2,18
P15	2 Ø 25	10,0	211,1	461,1	230,6	2,18
P16	Ø 25	6,0	42,1	116,1	116,1	2,76
Média			109,1	235,6		
			FS=	2,16		
			Pa=	117,8		

Tabela C.8 – Estaqueamento dimensionado segundo a média das 3 sondagens pelo método Aoki & Velloso para o diâmetro de Ø 30 cm.

Aoki & Velloso Ø=30 cm						
Pilar	Diam.	L (m)	S	Rav	Ri	fsi
P1	Ø 30	7,0	88,3	171,3	171,3	1,94
P2	2 Ø 30	10,0	271,5	614,1	307,0	2,26
P3	2 Ø 30	8,0	211,1	446,5	223,3	2,12
P4	Ø 30	5,0	42,1	121,1	121,1	2,88
P5	2 Ø 30	8,0	216,3	446,5	223,3	2,06
P6	2 Ø 30	8,0	205,3	446,5	223,3	2,17
P7	Ø 30	5,0	69,6	121,1	121,1	1,74
P8	2 Ø 30	11,0	231,9	712,9	356,5	3,07
P9	2 Ø 30	14,0	504,5	984,4	492,2	1,95
P10	2 Ø 30	8,0	216,3	446,5	223,3	2,06
P11	2 Ø 30	8,0	205,3	446,5	223,3	2,17
P12	Ø 30	5,0	69,6	121,1	121,1	1,74
P13	Ø 30	8,0	88,3	223,3	223,3	2,53
P14	2 Ø 30	10,0	271,5	614,1	307,0	2,26
P15	2 Ø 30	8,0	211,1	446,5	223,3	2,12
P16	Ø 30	5,0	42,1	121,1	121,1	2,88
Média			113,3	249,4		
			FS=	2,20		
			Pa=	124,7		

Tabela C.9 – Estaqueamento dimensionado segundo a média das 3 sondagens pelo método Aoki & Velloso para o diâmetro de Ø 35 cm.

Aoki & Velloso Ø=35 cm						
Pilar	Diam.	L (m)	S	Rav	Ri	fsi
P1	Ø 35	6,0	88,3	204,0	204,0	2,31
P2	2 Ø 35	8,0	271,5	577,1	288,6	2,13
P3	2 Ø 35	7,0	211,1	441,3	220,6	2,09
P4	Ø 35	5,0	42,1	157,1	157,1	3,73
P5	2 Ø 35	7,0	216,3	441,3	220,6	2,04
P6	2 Ø 35	7,0	205,3	441,3	220,6	2,15
P7	Ø 35	5,0	69,6	157,1	157,1	2,26
P8	2 Ø 35	8,0	231,9	577,1	288,6	2,49
P9	2 Ø 35	12,0	504,5	994,0	497,0	1,97
P10	2 Ø 35	7,0	216,3	441,3	220,6	2,04
P11	2 Ø 35	7,0	205,3	441,3	220,6	2,15
P12	Ø 35	5,0	69,6	157,1	157,1	2,26
P13	Ø 35	6,0	88,3	204,0	204,0	2,31
P14	2 Ø 35	8,0	271,5	577,1	288,6	2,13
P15	2 Ø 35	7,0	211,1	441,3	220,6	2,09
P16	Ø 35	5,0	42,1	157,1	157,1	3,73
Média			113,3	246,5		
				FS= 2,18		
				Pa= 123,3		

Tabela C.10 – Estaqueamento dimensionado segundo a média das 3 sondagens pelo método Décourt & Quaresma para o diâmetro de Ø 25 cm.

Décourt & Quaresma Ø=25 cm						
Pilar	Diam.	L (m)	S	Rdq	Ri	fsi
P1	Ø 25	8,0	88,3	173,7	173,7	1,97
P2	2 Ø 25	12,0	271,5	581,3	290,6	2,14
P3	2 Ø 25	10,0	211,1	470,7	235,4	2,23
P4	Ø 25	6,0	42,1	113,7	113,7	2,70
P5	2 Ø 25	9,0	216,3	408,2	204,1	1,89
P6	2 Ø 25	9,0	205,3	408,2	204,1	1,99
P7	Ø 25	6,0	69,6	113,7	113,7	1,63
P8	2 Ø 25	11,0	231,9	522,5	261,2	2,25
P9	3 Ø 25	14,0	504,5	1095,1	365,0	2,17
P10	2 Ø 25	9,0	216,3	408,2	204,1	1,89
P11	2 Ø 25	9,0	205,3	408,2	204,1	1,99
P12	Ø 25	6,0	69,6	113,7	113,7	1,63
P13	Ø 25	9,0	88,3	204,1	204,1	2,31
P14	2 Ø 25	12,0	271,5	581,3	290,6	2,14
P15	2 Ø 25	10,0	211,1	470,7	235,4	2,23
P16	Ø 25	6,0	42,1	113,7	113,7	2,70
Média			109,1	229,2		
				FS= 2,10		
				Pa= 114,6		

Tabela C.11 – Estaqueamento dimensionado segundo a média das 3 sondagens pelo método Décourt & Quaresma para o diâmetro de Ø 30 cm.

Décourt & Quaresma Ø=30 cm						
Pilar	Diam.	L (m)	S	Rdq	Ri	fsi
P1	Ø 30	7,0	88,3	185,0	185,0	2,10
P2	2 Ø 30	10,0	271,5	623,9	312,0	2,30
P3	2 Ø 30	8,0	211,1	462,0	231,0	2,19
P4	Ø 30	5,0	42,1	127,5	127,5	3,03
P5	2 Ø 30	8,0	216,3	462,0	231,0	2,14
P6	2 Ø 30	8,0	205,3	462,0	231,0	2,25
P7	Ø 30	5,0	69,6	127,5	127,5	1,83
P8	2 Ø 30	11,0	231,9	687,3	343,6	2,96
P9	2 Ø 30	14,0	504,5	952,7	476,4	1,89
P10	2 Ø 30	8,0	216,3	462,0	231,0	2,14
P11	2 Ø 30	8,0	205,3	462,0	231,0	2,25
P12	Ø 30	5,0	69,6	127,5	127,5	1,83
P13	Ø 30	8,0	88,3	231,0	231,0	2,62
P14	2 Ø 30	10,0	271,5	623,9	312,0	2,30
P15	2 Ø 30	8,0	211,1	462,0	231,0	2,19
P16	Ø 30	5,0	42,1	127,5	127,5	3,03
Média			113,3	253,3		
				FS=	2,24	
				Pa=	126,7	

Tabela C.12 – Estaqueamento dimensionado segundo a média das 3 sondagens pelo método Décourt & Quaresma para o diâmetro de Ø 35 cm.

Décourt & Quaresma Ø=35 cm						
Pilar	Diam.	L (m)	S	Rdq	Ri	fsi
P1	Ø 35	6,0	88,3	193,6	193,6	2,19
P2	2 Ø 35	8,0	271,5	591,8	295,9	2,18
P3	2 Ø 35	7,0	211,1	473,5	236,8	2,24
P4	Ø 35	5,0	42,1	164,1	164,1	3,90
P5	2 Ø 35	7,0	216,3	473,5	236,8	2,19
P6	2 Ø 35	7,0	205,3	473,5	236,8	2,31
P7	Ø 35	5,0	69,6	164,1	164,1	2,36
P8	2 Ø 35	8,0	231,9	591,8	295,9	2,55
P9	2 Ø 35	12,0	504,5	963,3	481,7	1,91
P10	2 Ø 35	7,0	216,3	473,5	236,8	2,19
P11	2 Ø 35	7,0	205,3	473,5	236,8	2,31
P12	Ø 35	5,0	69,6	164,1	164,1	2,36
P13	Ø 35	6,0	88,3	193,6	193,6	2,19
P14	2 Ø 35	8,0	271,5	591,8	295,9	2,18
P15	2 Ø 35	7,0	211,1	473,5	236,8	2,24
P16	Ø 35	5,0	42,1	164,1	164,1	3,90
Média			113,3	254,8		
				FS=	2,25	
				Pa=	127,4	

Tabela C.13 – Resultado da análise de confiabilidade sensibilidade pelo método Aoki & Velloso dimensionado segundo a média das 3 sondagens para o diâmetro de Ø 25 cm.

Pilar	Ø	ΔL	β	Pf	Pp	Pv	NL	NP
P1	Ø 25	8,0	2,28	1,1E-02	6,9%	0,3%	6,0%	86,9%
P2	2 Ø 25	12,0	7,51	2,9E-14	21,2%	53,2%	17,8%	7,9%
P3	2 Ø 25	10,0	3,93	4,3E-05	10,4%	0,8%	10,2%	78,5%
P4	Ø 25	6,0	2,54	5,5E-03	2,4%	0,0%	4,8%	92,9%
P5	2 Ø 25	9,0	4,47	3,9E-06	15,4%	4,3%	14,3%	66,0%
P6	2 Ø 25	9,0	4,74	1,1E-06	15,1%	2,4%	14,6%	67,9%
P7	Ø 25	6,0	1,51	6,5E-02	5,3%	0,3%	4,6%	89,8%
P8	2 Ø 25	11,0	5,37	4,0E-08	15,3%	2,0%	15,2%	67,5%
P9	3 Ø 25	14,0	7,10	6,5E-13	15,6%	57,3%	11,1%	16,0%
P10	2 Ø 25	9,0	4,47	3,9E-06	15,4%	4,3%	14,3%	66,0%
P11	2 Ø 25	9,0	4,74	1,1E-06	12,8%	0,7%	15,4%	71,1%
P12	Ø 25	6,0	1,51	6,5E-02	5,3%	0,3%	4,6%	89,8%
P13	Ø 25	9,0	5,46	2,4E-08	12,8%	0,7%	15,4%	71,1%
P14	2 Ø 25	12,0	7,51	2,9E-14	21,2%	53,2%	17,8%	7,9%
P15	2 Ø 25	10,0	3,93	4,3E-05	10,4%	0,8%	10,2%	78,5%
P16	Ø 25	6,0	2,14	1,6E-02	2,4%	0,0%	4,8%	92,9%

Tabela C.14 – Resultado da análise de confiabilidade pelo método Aoki & Velloso dimensionado segundo a média das 3 sondagens para o diâmetro de Ø 30 cm.

Pilar	Ø	ΔL	β	Pf	Pp	Pv	NL	NP
P1	Ø 30	7,0	3,16	8,0E-04	11,4%	0,5%	13,0%	75,0%
P2	2 Ø 30	10,0	3,86	5,6E-05	8,3%	1,2%	7,5%	83,1%
P3	2 Ø 30	8,0	2,48	6,5E-03	4,7%	0,3%	4,3%	90,6%
P4	Ø 30	5,0	2,58	5,0E-03	2,1%	0,0%	4,5%	93,3%
P5	2 Ø 30	8,0	2,43	7,5E-03	4,5%	0,7%	4,3%	90,5%
P6	2 Ø 30	8,0	2,56	5,3E-03	4,3%	0,5%	4,3%	90,9%
P7	Ø 30	5,0	1,60	5,5E-02	4,8%	0,2%	4,4%	90,6%
P8	2 Ø 30	11,0	6,40	7,9E-11	8,5%	1,0%	12,2%	78,2%
P9	2 Ø 30	14,0	5,97	1,2E-09	21,2%	49,0%	9,7%	20,2%
P10	2 Ø 30	8,0	2,43	7,5E-03	4,5%	0,7%	4,3%	90,5%
P11	2 Ø 30	8,0	2,56	5,3E-03	4,3%	0,5%	4,3%	90,9%
P12	Ø 30	5,0	1,60	5,5E-02	4,8%	0,2%	4,4%	90,6%
P13	Ø 30	8,0	2,89	1,9E-03	3,5%	0,1%	4,4%	92,0%
P14	2 Ø 30	10,0	3,86	5,6E-05	8,3%	1,2%	7,5%	83,1%
P15	2 Ø 30	8,0	2,48	6,5E-03	4,7%	0,3%	4,3%	90,6%
P16	Ø 30	5,0	2,58	5,0E-03	2,1%	0,0%	4,5%	93,3%

Tabela C.15 – Resultado da análise de confiabilidade pelo método Aoki & Veloso dimensionado segundo a média das 3 sondagens para o diâmetro de Ø 35 cm.

Pilar	Ø	ΔL	β	Pf	Pp	Pv	NL	NP
P1	Ø 35	6,0	2,28	1,1E-02	6,9%	0,3%	6,0%	86,9%
P2	2 Ø 35	8,0	2,40	8,3E-03	4,0%	0,5%	3,2%	92,3%
P3	2 Ø 35	7,0	3,35	4,0E-04	9,0%	0,7%	10,2%	80,1%
P4	Ø 35	5,0	2,81	2,5E-03	1,2%	0,0%	3,4%	95,4%
P5	2 Ø 35	7,0	3,28	5,2E-04	8,5%	1,6%	10,2%	79,7%
P6	2 Ø 35	7,0	3,46	2,7E-04	8,2%	1,0%	10,3%	80,6%
P7	Ø 35	5,0	2,09	1,8E-02	2,7%	0,1%	3,3%	93,8%
P8	2 Ø 35	8,0	2,74	3,1E-03	3,1%	0,3%	3,3%	93,4%
P9	2 Ø 35	12,0	6,36	1,0E-10	19,2%	62,6%	9,7%	8,5%
P10	2 Ø 35	7,0	3,28	5,2E-04	8,5%	1,6%	10,2%	79,7%
P11	2 Ø 35	7,0	3,46	2,7E-04	8,2%	1,0%	10,3%	80,6%
P12	Ø 35	5,0	2,09	1,8E-02	2,7%	0,1%	3,3%	93,8%
P13	Ø 35	6,0	2,28	1,1E-02	6,9%	0,3%	6,0%	86,9%
P14	2 Ø 35	8,0	2,40	8,3E-03	4,0%	0,5%	3,2%	92,3%
P15	2 Ø 35	7,0	3,35	4,0E-04	9,0%	0,7%	10,2%	80,1%
P16	Ø 35	5,0	2,81	2,5E-03	1,2%	0,0%	3,4%	95,4%

Tabela C.16 – Resultado da análise de confiabilidade pelo método Décourt & Quaresma dimensionado segundo a média das 3 sondagens para o diâmetro de Ø 25 cm.

Pilar	Ø	ΔL	β	Pf	Pp	Pv	NL	NP
P1	Ø 25	8,0	3,47	2,6E-04	13,0%	0,6%	33,8%	52,6%
P2	2 Ø 25	12,0	5,47	2,3E-08	17,9%	3,9%	54,8%	23,4%
P3	2 Ø 25	10,0	4,56	2,5E-06	13,0%	1,1%	32,2%	53,6%
P4	Ø 25	6,0	4,63	1,8E-06	8,5%	0,0%	27,3%	64,3%
P5	2 Ø 25	9,0	3,35	4,1E-04	12,3%	2,6%	22,0%	63,2%
P6	2 Ø 25	9,0	3,57	1,8E-04	11,9%	1,5%	22,4%	64,2%
P7	Ø 25	6,0	2,59	4,8E-03	17,5%	1,0%	24,3%	57,2%
P8	2 Ø 25	11,0	5,51	1,8E-08	17,7%	2,5%	49,4%	30,4%
P9	3 Ø 25	14,0	6,24	2,2E-10	18,6%	29,5%	48,8%	3,0%
P10	2 Ø 25	9,0	3,35	4,1E-04	12,3%	2,6%	22,0%	63,2%
P11	2 Ø 25	9,0	3,57	1,8E-04	11,9%	1,5%	22,4%	64,2%
P12	Ø 25	6,0	2,59	4,8E-03	17,5%	1,0%	24,3%	57,2%
P13	Ø 25	9,0	4,17	1,5E-05	10,0%	0,5%	23,1%	66,4%
P14	2 Ø 25	12,0	5,47	2,3E-08	17,9%	3,9%	54,8%	23,4%
P15	2 Ø 25	10,0	4,56	2,5E-06	13,0%	1,1%	32,2%	53,6%
P16	Ø 25	6,0	4,63	1,8E-06	8,5%	0,0%	27,3%	64,3%

Tabela C.17 – Resultado da análise de confiabilidade pelo método Décourt & Quaresma dimensionado segundo a média das 3 sondagens para o diâmetro de Ø 30 cm.

Pilar	Ø	ΔL	β	Pf	Pp	Pv	NL	NP
P1	Ø 30	7,0	3,67	1,2E-04	11,2%	0,5%	23,8%	64,5%
P2	2 Ø 30	10,0	4,62	1,9E-06	11,2%	1,8%	25,6%	61,4%
P3	2 Ø 30	8,0	3,87	5,4E-05	10,0%	0,8%	27,5%	61,6%
P4	Ø 30	5,0	3,19	7,2E-04	2,8%	0,0%	8,8%	88,4%
P5	2 Ø 30	8,0	3,79	7,5E-05	9,4%	2,0%	27,4%	61,2%
P6	2 Ø 30	8,0	3,99	3,3E-05	9,1%	1,2%	27,7%	62,0%
P7	Ø 30	5,0	2,06	2,0E-02	6,2%	0,3%	8,5%	85,0%
P8	2 Ø 30	11,0	7,02	1,1E-12	11,5%	1,7%	46,1%	40,8%
P9	2 Ø 30	14,0	5,36	4,1E-08	24,3%	31,2%	40,9%	3,7%
P10	2 Ø 30	8,0	3,79	7,5E-05	9,4%	2,0%	27,4%	61,2%
P11	2 Ø 30	8,0	3,99	3,3E-05	9,1%	1,2%	27,7%	62,0%
P12	Ø 30	5,0	2,06	2,0E-02	6,2%	0,3%	8,5%	85,0%
P13	Ø 30	8,0	4,51	3,2E-06	7,6%	0,4%	28,4%	63,6%
P14	2 Ø 30	10,0	4,62	1,9E-06	11,2%	1,8%	25,6%	61,4%
P15	2 Ø 30	8,0	3,87	5,4E-05	10,0%	0,8%	27,5%	61,6%
P16	Ø 30	5,0	3,19	7,2E-04	2,8%	0,0%	8,8%	88,4%

Tabela C.18 – Resultado da análise de confiabilidade pelo método Décourt & Quaresma dimensionado segundo a média das 3 sondagens para o diâmetro de Ø 35 cm.

Pilar	Ø	ΔL	β	Pf	Pp	Pv	NL	NP
P1	Ø 35	6,0	3,70	1,1E-04	9,6%	0,4%	16,0%	74,0%
P2	2 Ø 35	8,0	3,69	1,1E-04	8,6%	1,2%	22,6%	67,6%
P3	2 Ø 35	7,0	3,83	6,4E-05	9,1%	0,7%	18,9%	71,2%
P4	Ø 35	5,0	3,43	3,0E-04	1,6%	0,0%	6,7%	91,7%
P5	2 Ø 35	7,0	3,75	8,7E-05	8,6%	1,7%	18,8%	70,8%
P6	2 Ø 35	7,0	3,94	4,1E-05	8,3%	1,0%	19,1%	71,6%
P7	Ø 35	5,0	2,59	4,7E-03	3,5%	0,2%	6,6%	89,7%
P8	2 Ø 35	8,0	4,23	1,2E-05	6,7%	0,6%	23,2%	69,4%
P9	2 Ø 35	12,0	4,85	6,3E-07	22,6%	13,0%	44,9%	19,6%
P10	2 Ø 35	7,0	3,75	8,7E-05	8,6%	1,7%	18,8%	70,8%
P11	2 Ø 35	7,0	3,94	4,1E-05	8,3%	1,0%	19,1%	71,6%
P12	Ø 35	5,0	2,59	4,7E-03	3,5%	0,2%	6,6%	89,7%
P13	Ø 35	6,0	3,70	1,1E-04	9,6%	0,4%	16,0%	74,0%
P14	2 Ø 35	8,0	3,69	1,1E-04	8,6%	1,2%	22,6%	67,6%
P15	2 Ø 35	7,0	3,83	6,4E-05	9,1%	0,7%	18,9%	71,2%
P16	Ø 35	5,0	3,43	3,0E-04	1,6%	0,0%	6,7%	91,7%

Tabela C.19 – Estaqueamento dimensionado segundo a média das 5 sondagens pelo método Aoki & Velloso para o diâmetro de Ø 25 cm.

Aoki & Velloso Ø=25 cm						
Pilar	Diam.	L (m)	S	Rav	Ri	fsi
P1	Ø 25	8,0	88,3	195,9	195,9	2,22
P2	2 Ø 25	12,0	271,5	668,7	334,4	2,46
P3	2 Ø 25	10,0	211,1	544,5	272,3	2,58
P4	Ø 25	6,0	42,1	140,8	140,8	3,35
P5	2 Ø 25	9,0	216,3	506,4	253,2	2,34
P6	2 Ø 25	9,0	205,3	506,4	253,2	2,47
P7	Ø 25	6,0	69,6	140,8	140,8	2,02
P8	2 Ø 25	11,0	231,9	617,6	308,8	2,66
P9	3 Ø 25	14,0	504,5	1177,5	392,5	2,33
P10	2 Ø 25	9,0	216,3	506,4	253,2	2,34
P11	2 Ø 25	9,0	205,3	506,4	253,2	2,47
P12	Ø 25	6,0	69,6	140,8	140,8	2,02
P13	Ø 25	9,0	88,3	253,2	253,2	2,87
P14	2 Ø 25	12,0	271,5	668,7	334,4	2,46
P15	2 Ø 25	10,0	211,1	544,5	272,3	2,58
P16	Ø 25	6,0	42,1	140,8	140,8	3,35
Média			109,1	268,9		
				FS=	2,47	
				Pa=	134,4	

Tabela C.20 – Estaqueamento dimensionado segundo a média das 5 sondagens pelo método Aoki & Velloso para o diâmetro de Ø 30 cm.

Aoki & Velloso Ø=30 cm						
Pilar	Diam.	L (m)	S	Rav	Ri	fsi
P1	Ø 30	7,0	88,3	217,6	217,6	2,46
P2	2 Ø 30	10,0	271,5	723,8	361,9	2,67
P3	2 Ø 30	8,0	211,1	524,3	262,1	2,48
P4	Ø 30	5,0	42,1	153,6	153,6	3,65
P5	2 Ø 30	8,0	216,3	524,3	262,1	2,42
P6	2 Ø 30	8,0	205,3	524,3	262,1	2,55
P7	Ø 30	5,0	69,6	153,6	153,6	2,21
P8	2 Ø 30	11,0	231,9	817,8	408,9	3,53
P9	2 Ø 30	14,0	504,5	1022,4	511,2	2,03
P10	2 Ø 30	8,0	216,3	524,3	262,1	2,42
P11	2 Ø 30	8,0	205,3	524,3	262,1	2,55
P12	Ø 30	5,0	69,6	153,6	153,6	2,21
P13	Ø 30	8,0	88,3	262,1	262,1	2,97
P14	2 Ø 30	10,0	271,5	723,8	361,9	2,67
P15	2 Ø 30	8,0	211,1	524,3	262,1	2,48
P16	Ø 30	5,0	42,1	153,6	153,6	3,65
Média			113,3	289,5		
				FS=	2,56	
				Pa=	144,8	

Tabela C.21 – Estaqueamento dimensionado segundo a média das 5 sondagens pelo método Aoki & Velloso para o diâmetro de Ø 35 cm.

Aoki & Velloso Ø=35 cm						
Pilar	Diam.	L (m)	S	Rav	Ri	fsi
P1	Ø 35	6,0	88,3	245,6	245,6	2,78
P2	2 Ø 35	8,0	271,5	674,7	337,3	2,49
P3	2 Ø 35	7,0	211,1	560,6	280,3	2,66
P4	Ø 35	5,0	42,1	198,9	198,9	4,73
P5	2 Ø 35	7,0	216,3	560,6	280,3	2,59
P6	2 Ø 35	7,0	205,3	560,6	280,3	2,73
P7	Ø 35	5,0	69,6	198,9	198,9	2,86
P8	2 Ø 35	8,0	231,9	674,7	337,3	2,91
P9	2 Ø 35	12,0	504,5	1115,1	557,5	2,21
P10	2 Ø 35	7,0	216,3	560,6	280,3	2,59
P11	2 Ø 35	7,0	205,3	560,6	280,3	2,73
P12	Ø 35	5,0	69,6	198,9	198,9	2,86
P13	Ø 35	6,0	88,3	245,6	245,6	2,78
P14	2 Ø 35	8,0	271,5	674,7	337,3	2,49
P15	2 Ø 35	7,0	211,1	560,6	280,3	2,66
P16	Ø 35	5,0	42,1	198,9	198,9	4,73
Média			113,3	299,6		
				FS= 2,65		
				Pa= 149,8		

Tabela C.22 – Estaqueamento dimensionado segundo a média das 5 sondagens pelo método Décourt & Quaresma para o diâmetro de Ø 25 cm.

Décourt & Quaresma Ø=25 cm						
Pilar	Diam.	L (m)	S	Rdq	Ri	fsi
P1	Ø 25	8,0	88,3	198,8	198,8	2,25
P2	2 Ø 25	12,0	271,5	638,9	319,5	2,35
P3	2 Ø 25	10,0	211,1	531,5	265,8	2,52
P4	Ø 25	6,0	42,1	136,0	136,0	3,23
P5	2 Ø 25	9,0	216,3	463,8	231,9	2,14
P6	2 Ø 25	9,0	205,3	463,8	231,9	2,26
P7	Ø 25	6,0	69,6	136,0	136,0	1,95
P8	2 Ø 25	11,0	231,9	585,9	293,0	2,53
P9	3 Ø 25	14,0	504,5	1165,5	388,5	2,31
P10	2 Ø 25	9,0	216,3	463,8	231,9	2,14
P11	2 Ø 25	9,0	205,3	463,8	231,9	2,26
P12	Ø 25	6,0	69,6	136,0	136,0	1,95
P13	Ø 25	9,0	88,3	231,9	231,9	2,63
P14	2 Ø 25	12,0	271,5	638,9	319,5	2,35
P15	2 Ø 25	10,0	211,1	531,5	265,8	2,52
P16	Ø 25	6,0	42,1	136,0	136,0	3,23
Média			109,1	256,4		
				FS= 2,35		
				Pa= 128,2		

Tabela C.23 – Estaqueamento dimensionado segundo a média das 5 sondagens pelo método Décourt & Quaresma para o diâmetro de Ø 30 cm.

Décourt & Quaresma Ø=30 cm						
Pilar	Diam.	L (m)	S	Rdq	Ri	fsi
P1	Ø 30	7,0	88,3	216,5	216,5	2,45
P2	2 Ø 30	10,0	271,5	703,8	351,9	2,59
P3	2 Ø 30	8,0	211,1	528,8	264,4	2,50
P4	Ø 30	5,0	42,1	151,0	151,0	3,59
P5	2 Ø 30	8,0	216,3	528,8	264,4	2,44
P6	2 Ø 30	8,0	205,3	528,8	264,4	2,58
P7	Ø 30	5,0	69,6	151,0	151,0	2,17
P8	2 Ø 30	11,0	231,9	770,2	385,1	3,32
P9	2 Ø 30	14,0	504,5	1008,9	504,4	2,00
P10	2 Ø 30	8,0	216,3	528,8	264,4	2,44
P11	2 Ø 30	8,0	205,3	528,8	264,4	2,58
P12	Ø 30	5,0	69,6	151,0	151,0	2,17
P13	Ø 30	8,0	88,3	528,8	528,8	5,99
P14	2 Ø 30	10,0	271,5	703,8	351,9	2,59
P15	2 Ø 30	8,0	211,1	528,8	264,4	2,50
P16	Ø 30	5,0	42,1	151,0	151,0	3,59
Média			113,3	296,5		
				FS=	2,62	
				Pa=	148,2	

Tabela C.24 – Estaqueamento dimensionado segundo a média das 5 sondagens pelo método Décourt & Quaresma para o diâmetro de Ø 35 cm.

Décourt & Quaresma Ø=35 cm						
Pilar	Diam.	L (m)	S	Rdq	Ri	fsi
P1	Ø 35	6,0	88,3	232,6	232,6	2,63
P2	2 Ø 35	8,0	271,5	677,2	338,6	2,49
P3	2 Ø 35	7,0	211,1	554,5	277,2	2,63
P4	Ø 35	5,0	42,1	194,5	194,5	4,62
P5	2 Ø 35	7,0	216,3	554,5	277,2	2,56
P6	2 Ø 35	7,0	205,3	554,5	277,2	2,70
P7	Ø 35	5,0	69,6	194,5	194,5	2,79
P8	2 Ø 35	8,0	231,9	677,2	338,6	2,92
P9	2 Ø 35	12,0	504,5	1053,7	526,9	2,09
P10	2 Ø 35	7,0	216,3	554,5	277,2	2,56
P11	2 Ø 35	7,0	205,3	554,5	277,2	2,70
P12	Ø 35	5,0	69,6	194,5	194,5	2,79
P13	Ø 35	6,0	88,3	232,6	232,6	2,63
P14	2 Ø 35	8,0	271,5	677,2	338,6	2,49
P15	2 Ø 35	7,0	211,1	554,5	277,2	2,63
P16	Ø 35	5,0	42,1	194,5	194,5	4,62
Média			113,3	294,4		
				FS=	2,60	
				Pa=	147,2	

Tabela C.25 – Resultado da análise de confiabilidade sensibilidade pelo método Aoki & Velloso dimensionado segundo a média das 5 sondagens para o diâmetro de Ø 25 cm.

Pilar	Ø	ΔL	β	Pf	Pp	Pv	NL	NP
P1	Ø 25	8,0	2,51	6,0E-03	4,2%	0,2%	7,5%	88,1%
P2	2 Ø 25	12,0	7,23	2,4E-13	19,5%	13,3%	30,1%	37,1%
P3	2 Ø 25	10,0	4,05	2,5E-05	6,1%	0,5%	11,3%	82,1%
P4	Ø 25	6,0	3,33	4,3E-04	2,3%	0,0%	10,4%	87,4%
P5	2 Ø 25	9,0	4,86	5,9E-07	11,0%	2,8%	19,7%	66,5%
P6	2 Ø 25	9,0	5,08	1,9E-07	10,6%	1,6%	20,1%	67,7%
P7	Ø 25	6,0	2,32	1,0E-02	5,1%	0,2%	10,0%	84,6%
P8	2 Ø 25	11,0	5,56	1,4E-08	10,1%	1,2%	18,7%	70,0%
P9	3 Ø 25	14,0	5,76	4,3E-09	14,9%	7,6%	17,9%	59,7%
P10	2 Ø 25	9,0	4,86	5,9E-07	11,0%	2,8%	19,7%	66,5%
P11	2 Ø 25	9,0	5,08	1,9E-07	10,6%	1,6%	20,1%	67,7%
P12	Ø 25	6,0	2,32	1,0E-02	5,1%	0,2%	10,0%	84,6%
P13	Ø 25	9,0	5,67	7,3E-09	8,9%	0,4%	20,7%	69,9%
P14	2 Ø 25	12,0	7,23	2,4E-13	19,5%	13,3%	30,1%	37,1%
P15	2 Ø 25	10,0	4,05	2,5E-05	6,1%	0,5%	11,3%	82,1%
P16	Ø 25	6,0	3,33	4,3E-04	2,3%	0,0%	10,4%	87,4%

Tabela C.26 – Resultado da análise de confiabilidade sensibilidade pelo método Aoki & Velloso dimensionado segundo a média das 5 sondagens para o diâmetro de Ø 30 cm.

Pilar	Ø	ΔL	β	Pf	Pp	Pv	NL	NP
P1	Ø 30	7,0	2,76	2,9E-03	3,5%	0,1%	7,4%	89,0%
P2	2 Ø 30	10,0	3,93	4,3E-05	4,8%	0,6%	8,3%	86,3%
P3	2 Ø 30	8,0	2,58	4,9E-03	2,8%	0,2%	5,3%	91,6%
P4	Ø 30	5,0	2,79	2,6E-03	1,2%	9,6%	6,3%	82,9%
P5	2 Ø 30	8,0	2,54	5,5E-03	2,7%	0,4%	5,3%	91,6%
P6	2 Ø 30	8,0	2,64	4,2E-03	2,6%	0,3%	5,3%	91,8%
P7	Ø 30	5,0	2,09	1,8E-02	2,9%	0,1%	6,8%	90,1%
P8	2 Ø 30	11,0	6,28	1,7E-10	5,5%	0,6%	14,7%	79,2%
P9	2 Ø 30	14,0	4,68	1,4E-06	17,1%	6,5%	13,1%	63,2%
P10	2 Ø 30	8,0	2,54	5,5E-03	2,7%	0,4%	5,3%	91,6%
P11	2 Ø 30	8,0	2,64	4,2E-03	2,6%	0,3%	5,3%	91,8%
P12	Ø 30	5,0	2,09	1,8E-02	2,9%	0,1%	6,8%	90,1%
P13	Ø 30	8,0	2,90	1,9E-03	2,1%	0,1%	5,4%	92,4%
P14	2 Ø 30	10,0	3,93	4,3E-05	4,8%	0,6%	8,3%	86,3%
P15	2 Ø 30	8,0	2,58	4,9E-03	2,8%	0,2%	5,3%	91,6%
P16	Ø 30	5,0	2,79	2,6E-03	1,2%	9,6%	6,3%	82,9%

Tabela C.27 – Resultado da análise de confiabilidade sensibilidade pelo método Aoki & Velloso dimensionado segundo a média das 5 sondagens para o diâmetro de Ø 35 cm.

Pilar	Ø	ΔL	β	Pf	Pp	Pv	NL	NP
P1	Ø 35	6,0	2,77	2,8E-03	2,3%	0,1%	5,6%	92,0%
P2	2 Ø 35	8,0	2,48	6,5E-03	2,5%	0,3%	4,1%	93,2%
P3	2 Ø 35	7,0	2,79	2,6E-03	2,6%	0,2%	5,6%	91,6%
P4	Ø 35	5,0	2,81	2,5E-03	1,2%	0,0%	3,4%	95,4%
P5	2 Ø 35	7,0	2,75	3,0E-03	2,5%	0,4%	5,6%	91,5%
P6	2 Ø 35	7,0	2,85	2,2E-03	2,4%	0,2%	5,6%	91,8%
P7	Ø 35	5,0	2,44	7,3E-03	1,6%	0,1%	5,2%	93,1%
P8	2 Ø 35	8,0	2,76	2,9E-03	1,9%	0,2%	4,1%	93,9%
P9	2 Ø 35	12,0	6,21	2,6E-10	18,2%	23,9%	16,9%	40,9%
P10	2 Ø 35	7,0	2,75	3,0E-03	2,5%	0,4%	5,6%	91,5%
P11	2 Ø 35	7,0	2,85	2,2E-03	2,4%	0,2%	5,6%	91,8%
P12	Ø 35	5,0	2,44	7,3E-03	1,6%	0,1%	5,2%	93,1%
P13	Ø 35	6,0	2,77	2,8E-03	2,3%	0,1%	5,6%	92,0%
P14	2 Ø 35	8,0	2,48	6,5E-03	2,5%	0,3%	4,1%	93,2%
P15	2 Ø 35	7,0	2,79	2,6E-03	2,6%	0,2%	5,6%	91,6%
P16	Ø 35	5,0	2,81	2,5E-03	1,2%	0,0%	3,4%	95,4%

Tabela C.28 – Resultado da análise de confiabilidade sensibilidade pelo método Décourt & Quaresma dimensionado segundo a média das 5 sondagens para o diâmetro de Ø 25 cm.

Pilar	Ø	ΔL	β	Pf	Pp	Pv	NL	NP
P1	Ø 25	8,0	3,37	3,8E-04	7,2%	0,3%	35,2%	57,4%
P2	2 Ø 25	12,0	4,74	1,1E-06	10,8%	1,8%	72,7%	14,7%
P3	2 Ø 25	10,0	4,17	1,5E-05	7,1%	0,5%	43,5%	48,9%
P4	Ø 25	6,0	3,63	1,4E-04	3,0%	0,0%	26,6%	70,5%
P5	2 Ø 25	9,0	3,22	6,5E-04	6,7%	1,2%	34,1%	58,0%
P6	2 Ø 25	9,0	3,38	3,7E-04	6,4%	0,7%	34,4%	58,4%
P7	Ø 25	6,0	2,46	7,0E-03	6,6%	0,3%	25,5%	67,6%
P8	2 Ø 25	11,0	4,62	1,9E-06	8,3%	0,9%	54,5%	36,3%
P9	3 Ø 25	14,0	5,12	1,5E-07	12,7%	2,3%	81,1%	3,9%
P10	2 Ø 25	9,0	3,22	6,5E-04	6,7%	1,2%	34,1%	58,0%
P11	2 Ø 25	9,0	3,38	3,7E-04	6,4%	0,7%	34,4%	58,4%
P12	Ø 25	6,0	2,46	7,0E-03	6,6%	0,3%	25,5%	67,6%
P13	Ø 25	9,0	3,80	7,2E-05	5,3%	0,2%	35,0%	59,5%
P14	2 Ø 25	12,0	4,74	1,1E-06	10,8%	1,8%	72,7%	14,7%
P15	2 Ø 25	10,0	4,17	1,5E-05	7,1%	0,5%	43,5%	48,9%
P16	Ø 25	6,0	3,63	1,4E-04	3,0%	0,0%	26,6%	70,5%

Tabela C.29 – Resultado da análise de confiabilidade sensibilidade pelo método Décourt & Quaresma dimensionado segundo a média das 5 sondagens para o diâmetro de Ø 30 cm.

Pilar	Ø	ΔL	β	Pf	Pp	Pv	NL	NP
P1	Ø 30	7,0	3,18	7,5E-04	4,7%	0,2%	71,5%	23,6%
P2	2 Ø 30	10,0	4,30	8,5E-06	6,3%	0,9%	57,3%	35,5%
P3	2 Ø 30	8,0	3,63	1,4E-04	5,4%	0,4%	66,0%	28,1%
P4	Ø 30	5,0	3,55	1,9E-04	2,1%	0,0%	78,3%	19,6%
P5	2 Ø 30	8,0	3,57	1,8E-04	5,1%	0,9%	65,9%	28,1%
P6	2 Ø 30	8,0	3,71	1,0E-04	4,9%	0,6%	66,3%	28,2%
P7	Ø 30	5,0	2,57	5,1E-03	4,7%	0,2%	76,0%	19,0%
P8	2 Ø 30	11,0	5,61	1,0E-08	5,2%	0,5%	46,5%	47,8%
P9	2 Ø 30	14,0	4,61	2,0E-06	17,4%	6,6%	4,9%	71,1%
P10	2 Ø 30	8,0	3,57	1,8E-04	5,1%	0,9%	65,9%	28,1%
P11	2 Ø 30	8,0	3,71	1,0E-04	4,9%	0,6%	66,3%	28,2%
P12	Ø 30	5,0	2,57	5,1E-03	4,7%	0,2%	76,0%	19,0%
P13	Ø 30	8,0	4,08	2,2E-05	4,0%	0,2%	67,2%	28,6%
P14	2 Ø 30	10,0	4,30	8,5E-06	6,3%	0,9%	57,3%	35,5%
P15	2 Ø 30	8,0	3,63	1,4E-04	5,4%	0,4%	66,0%	28,1%
P16	Ø 30	5,0	3,55	1,9E-04	2,1%	0,0%	78,3%	19,6%

Tabela C.30 – Resultado da análise de confiabilidade sensibilidade pelo método Décourt & Quaresma dimensionado segundo a média das 5 sondagens para o diâmetro de Ø 35 cm.

Pilar	Ø	ΔL	β	Pf	Pp	Pv	NL	NP
P1	Ø 35	6,0	3,04	1,2E-03	3,4%	0,1%	15,6%	80,9%
P2	2 Ø 35	8,0	3,56	1,9E-04	5,0%	0,6%	22,5%	71,9%
P3	2 Ø 35	7,0	3,27	5,4E-04	3,8%	0,3%	18,7%	77,3%
P4	Ø 35	5,0	3,79	7,7E-05	1,2%	0,0%	15,3%	83,5%
P5	2 Ø 35	7,0	3,22	6,3E-04	3,5%	0,6%	18,7%	77,2%
P6	2 Ø 35	7,0	3,34	4,2E-04	3,4%	0,4%	18,8%	77,5%
P7	Ø 35	5,0	3,07	1,1E-03	2,8%	0,1%	15,1%	82,0%
P8	2 Ø 35	8,0	3,95	3,8E-05	3,8%	0,3%	22,8%	73,0%
P9	2 Ø 35	12,0	4,52	3,0E-06	14,3%	4,6%	58,1%	23,1%
P10	2 Ø 35	7,0	3,22	6,3E-04	3,5%	0,6%	18,7%	77,2%
P11	2 Ø 35	7,0	3,34	4,2E-04	3,4%	0,4%	18,8%	77,5%
P12	Ø 35	5,0	3,07	1,1E-03	2,8%	0,1%	15,1%	82,0%
P13	Ø 35	6,0	3,04	1,2E-03	3,4%	0,1%	15,6%	80,9%
P14	2 Ø 35	8,0	3,56	1,9E-04	5,0%	0,6%	22,5%	71,9%
P15	2 Ø 35	7,0	3,27	5,4E-04	3,8%	0,3%	18,7%	77,3%
P16	Ø 35	5,0	3,79	7,7E-05	1,2%	0,0%	15,3%	83,5%

Tabela C.31 – Estaqueamento dimensionado segundo área de influência pelo método Aoki & Velloso (CPT) para o diâmetro de Ø 25cm.

Aoki & Velloso Ø=25 cm							
Pilar	Sond.	Diam.	L	S	Rav	Ri	fsi
P1	CP 04	Ø 25	8,0	88,3	183,7	183,7	2,08
P2	CP 04	2 Ø 25	12,0	271,5	645,6	322,8	2,38
P3	CP 04	2 Ø 25	10,0	211,1	562,7	281,4	2,67
P4	CP 04	Ø 25	6,0	42,1	120,7	120,7	2,87
P5	CP 04	2 Ø 25	9,0	216,3	445,0	222,5	2,06
P6	CP 04	2 Ø 25	9,0	205,3	445,0	222,5	2,17
P7	CP 03	Ø 25	6,0	69,6	80,7	80,7	1,16
P8	CP 05	2 Ø 25	11,0	231,9	476,6	238,3	2,06
P9	CP 04	3 Ø 25	14,0	504,5	1194,2	398,1	2,37
P10	CP 04	2 Ø 25	9,0	216,3	445,0	222,5	2,06
P11	CP 04	2 Ø 25	9,0	205,3	445,0	222,5	2,17
P12	CP 03	Ø 25	6,0	69,6	80,7	80,7	1,16
P13	CP 05	Ø 25	9,0	88,3	191,6	191,6	2,17
P14	CP 05	2 Ø 25	12,0	271,5	553,3	276,7	2,04
P15	CP 04	2 Ø 25	10,0	211,1	562,7	281,4	2,67
P16	CP 03	Ø 25	6,0	42,1	80,7	80,7	1,92
Média				109,1	241,2		
				FS=	2,21		
				Pa=	120,6		

Tabela C.32 – Estaqueamento dimensionado segundo área de influência pelo método Aoki & Velloso (CPT) para o diâmetro de Ø 30 cm.

Aoki & Velloso Ø=30 cm							
Pilar	Sond.	Diam.	L	S	Rav	Ri	fsi
P1	CP 04	Ø 30	7,0	88,3	162,6	162,6	1,84
P2	CP 04	2 Ø 30	10,0	271,5	754,2	377,1	2,78
P3	CP 04	2 Ø 30	8,0	211,1	490,5	245,3	2,32
P4	CP 04	Ø 30	5,0	42,1	136,2	136,2	3,23
P5	CP 04	2 Ø 30	8,0	216,3	490,5	245,3	2,27
P6	CP 04	2 Ø 30	8,0	205,3	490,5	245,3	2,39
P7	CP 03	Ø 30	5,0	69,6	102,8	102,8	1,48
P8	CP 05	2 Ø 30	11,0	231,9	636,3	318,1	2,74
P9	CP 04	2 Ø 30	14,0	504,5	1044,7	522,4	2,07
P10	CP 04	2 Ø 30	8,0	216,3	490,5	245,3	2,27
P11	CP 04	2 Ø 30	8,0	205,3	490,5	245,3	2,39
P12	CP 03	Ø 30	5,0	69,6	102,8	102,8	1,48
P13	CP 05	Ø 30	8,0	88,3	141,7	141,7	1,60
P14	CP 05	2 Ø 30	10,0	271,5	598,7	299,3	2,21
P15	CP 04	2 Ø 30	8,0	211,1	490,5	245,3	2,32
P16	CP 03	Ø 30	5,0	42,1	102,8	102,8	2,44
Média				113,3	258,7		
				FS=	2,28		
				Pa=	129,3		

Tabela C.33 – Estaqueamento dimensionado segundo área de influência pelo método Aoki & Velloso (CPT) para o diâmetro de Ø 35 cm.

Aoki & Velloso Ø=35 cm							
Pilar	Sond.	Diam.	L	S	Rav	Ri	fsi
P1	CP 04	Ø 35	6,0	88,3	210,4	210,4	2,38
P2	CP 04	2 Ø 35	8,0	271,5	630,2	315,1	2,32
P3	CP 04	2 Ø 35	7,0	211,1	695,4	347,7	3,29
P4	CP 04	Ø 35	5,0	42,1	176,8	176,8	4,20
P5	CP 04	2 Ø 35	7,0	216,3	695,4	347,7	3,21
P6	CP 04	2 Ø 35	7,0	205,3	695,4	347,7	3,39
P7	CP 03	Ø 35	5,0	69,6	131,9	131,9	1,89
P8	CP 05	2 Ø 35	8,0	231,9	361,2	180,6	1,56
P9	CP 04	2 Ø 35	12,0	504,5	1080,3	540,1	2,14
P10	CP 04	2 Ø 35	7,0	216,3	695,4	347,7	3,21
P11	CP 04	2 Ø 35	7,0	205,3	695,4	347,7	3,39
P12	CP 03	Ø 35	5,0	69,6	131,9	131,9	1,89
P13	CP 05	Ø 35	6,0	88,3	227,8	227,8	2,58
P14	CP 05	2 Ø 35	8,0	271,5	180,6	90,3	0,67
P15	CP 04	2 Ø 35	7,0	211,1	695,4	347,7	3,29
P16	CP 03	Ø 35	5,0	42,1	131,9	131,9	3,13
Média				113,3	286,0		
					FS=	2,52	
					Pa=	143,0	

Tabela C.34 – Estaqueamento dimensionado segundo a média das 3 sondagens pelo método Aoki & Velloso (CPT) para o diâmetro de Ø 25 cm.

Aoki & Velloso Ø=25 cm						
Pilar	Diam.	L	S	Rav	Ri	fsi
P1	Ø 25	8,0	88,3	141,0	141,0	1,60
P2	2 Ø 25	12,0	271,5	574,1	287,1	2,11
P3	2 Ø 25	10,0	211,1	461,5	230,8	2,19
P4	Ø 25	6,0	42,1	109,1	109,1	2,59
P5	2 Ø 25	9,0	216,3	378,0	189,0	1,75
P6	2 Ø 25	9,0	205,3	378,0	189,0	1,84
P7	Ø 25	6,0	69,6	109,1	109,1	1,57
P8	2 Ø 25	11,0	231,9	491,3	245,7	2,12
P9	3 Ø 25	14,0	504,5	1004,0	334,7	1,99
P10	2 Ø 25	9,0	216,3	378,0	189,0	1,75
P11	2 Ø 25	9,0	205,3	378,0	189,0	1,84
P12	Ø 25	6,0	69,6	109,1	109,1	1,57
P13	Ø 25	9,0	88,3	189,0	189,0	2,14
P14	2 Ø 25	12,0	271,5	574,1	287,1	2,11
P15	2 Ø 25	10,0	211,1	461,5	230,8	2,19
P16	Ø 25	6,0	42,1	109,1	109,1	2,59
Média			109,1	216,5		
				FS=	1,98	
				Pa=	108,2	

Tabela C.35 – Estaqueamento dimensionado segundo a média das 3 sondagens pelo método Aoki & Velloso (CPT) para o diâmetro de Ø 30 cm.

Aoki & Velloso Ø=30 cm						
Pilar	Diam.	L	S	Rav	Ri	fsi
P1	Ø 30	7,0	88,3	166,0	166,0	1,88
P2	2 Ø 30	10,0	271,5	619,6	309,8	2,28
P3	2 Ø 30	8,0	211,1	375,9	187,9	1,78
P4	Ø 30	5,0	42,1	119,1	119,1	2,83
P5	2 Ø 30	8,0	216,3	375,9	187,9	1,74
P6	2 Ø 30	8,0	205,3	375,9	187,9	1,83
P7	Ø 30	5,0	69,6	119,1	119,1	1,71
P8	2 Ø 30	11,0	231,9	652,0	326,0	2,81
P9	2 Ø 30	14,0	504,5	874,5	437,2	1,73
P10	2 Ø 30	8,0	216,3	375,9	187,9	1,74
P11	2 Ø 30	8,0	205,3	375,9	187,9	1,83
P12	Ø 30	5,0	69,6	119,1	119,1	1,71
P13	Ø 30	8,0	88,3	187,9	187,9	2,13
P14	2 Ø 30	10,0	271,5	619,6	309,8	2,28
P15	2 Ø 30	8,0	211,1	375,9	187,9	1,78
P16	Ø 30	5,0	42,1	119,1	119,1	2,83
Média			113,3	225,0		
				FS=	1,99	
				Pa=	112,5	

Tabela C.36 – Estaqueamento dimensionado segundo a média das 3 sondagens pelo método Aoki & Velloso (CPT) para o diâmetro de Ø 35 cm.

Aoki & Velloso Ø=35 cm						
Pilar	Diam.	L	S	Rav	Ri	fsi
P1	Ø 35	6,0	88,3	191,1	191,1	2,16
P2	2 Ø 35	8,0	271,5	482,2	241,1	1,78
P3	2 Ø 35	7,0	211,1	427,9	213,9	2,03
P4	Ø 35	5,0	42,1	154,7	154,7	3,68
P5	2 Ø 35	7,0	216,3	427,9	213,9	1,98
P6	2 Ø 35	7,0	205,3	427,9	213,9	2,08
P7	Ø 35	5,0	69,6	154,7	154,7	2,22
P8	2 Ø 35	8,0	231,9	482,2	241,1	2,08
P9	2 Ø 35	12,0	504,5	972,5	486,2	1,93
P10	2 Ø 35	7,0	216,3	427,9	213,9	1,98
P11	2 Ø 35	7,0	205,3	427,9	213,9	2,08
P12	Ø 35	5,0	69,6	154,7	154,7	2,22
P13	Ø 35	6,0	88,3	191,1	191,1	2,16
P14	2 Ø 35	8,0	271,5	482,2	241,1	1,78
P15	2 Ø 35	7,0	211,1	427,9	213,9	2,03
P16	Ø 35	5,0	42,1	154,7	154,7	3,68
Média			113,3	230,3		
				FS=	2,03	
				Pa=	115,1	

Tabela C.37 – Estaqueamento dimensionado segundo a média das 5 sondagens pelo método Aoki & Velloso (CPT) para o diâmetro de Ø 25 cm.

Aoki & Velloso Ø=25 cm						
Pilar	Diam.	L	S	Rav		fsi
P1	Ø 25	8,0	88,3	163,5	163,5	1,85
P2	2 Ø 25	12,0	271,5	599,4	299,7	2,21
P3	2 Ø 25	10,0	211,1	462,1	231,0	2,19
P4	Ø 25	6,0	42,1	122,6	122,6	2,91
P5	2 Ø 25	9,0	216,3	409,5	204,8	1,89
P6	2 Ø 25	9,0	205,3	409,5	204,8	1,99
P7	Ø 25	6,0	69,6	122,6	122,6	1,76
P8	2 Ø 25	11,0	231,9	510,7	255,4	2,20
P9	3 Ø 25	14,0	504,5	1126,2	375,4	2,23
P10	2 Ø 25	9,0	216,3	409,5	204,8	1,89
P11	2 Ø 25	9,0	205,3	409,5	204,8	1,99
P12	Ø 25	6,0	69,6	122,6	122,6	1,76
P13	Ø 25	9,0	88,3	204,8	204,8	2,32
P14	2 Ø 25	12,0	271,5	599,4	299,7	2,21
P15	2 Ø 25	10,0	211,1	462,1	231,0	2,19
P16	Ø 25	6,0	42,1	122,6	122,6	2,91
Média			109,1	231,7		
			FS=	2,12		
			Pa=	115,9		

Tabela C.38 – Estaqueamento dimensionado segundo a média das 5 sondagens pelo método Aoki & Velloso (CPT) para o diâmetro de Ø 30 cm.

Aoki & Velloso Ø=30 cm						
Pilar	Diam.	L	S	Rav		fsi
P1	Ø 30	7,0	88,3	181,0	181,0	2,05
P2	2 Ø 30	10,0	271,5	615,3	307,6	2,27
P3	2 Ø 30	8,0	211,1	437,1	218,6	2,07
P4	Ø 30	5,0	42,1	133,6	133,6	3,17
P5	2 Ø 30	8,0	216,3	437,1	218,6	2,02
P6	2 Ø 30	8,0	205,3	437,1	218,6	2,13
P7	Ø 30	5,0	69,6	133,6	133,6	1,92
P8	2 Ø 30	11,0	231,9	675,6	337,8	2,91
P9	2 Ø 30	14,0	504,5	986,7	493,3	1,96
P10	2 Ø 30	8,0	216,3	437,1	218,6	2,02
P11	2 Ø 30	8,0	205,3	437,1	218,6	2,13
P12	Ø 30	5,0	69,6	133,6	133,6	1,92
P13	Ø 30	8,0	88,3	218,6	218,6	2,48
P14	2 Ø 30	10,0	271,5	615,3	307,6	2,27
P15	2 Ø 30	8,0	211,1	437,1	218,6	2,07
P16	Ø 30	5,0	42,1	133,6	133,6	3,17
Média			113,3	248,0		
			FS=	2,19		
			Pa=	124,0		

Tabela C.39 – Estaqueamento dimensionado segundo a média das 5 sondagens pelo método Aoki & Velloso (CPT) para o diâmetro de Ø 35 cm.

Aoki & Velloso Ø=35 cm						
Pilar	Diam.	L	Si	Rav		fsi
P1	Ø 35	6,0	88,3	214,6	214,6	2,43
P2	2 Ø 35	8,0	271,5	562,1	281,0	2,07
P3	2 Ø 35	7,0	211,1	465,5	232,7	2,21
P4	Ø 35	5,0	42,1	173,5	173,5	4,12
P5	2 Ø 35	7,0	216,3	465,5	232,7	2,15
P6	2 Ø 35	7,0	205,3	465,5	232,7	2,27
P7	Ø 35	5,0	69,6	173,5	173,5	2,49
P8	2 Ø 35	8,0	231,9	562,1	281,0	2,42
P9	2 Ø 35	12,0	504,5	1011,7	505,8	2,01
P10	2 Ø 35	7,0	216,3	465,5	232,7	2,15
P11	2 Ø 35	7,0	205,3	465,5	232,7	2,27
P12	Ø 35	5,0	69,6	173,5	173,5	2,49
P13	Ø 35	6,0	88,3	214,6	214,6	2,43
P14	2 Ø 35	8,0	271,5	562,1	281,0	2,07
P15	2 Ø 35	7,0	211,1	465,5	232,7	2,21
P16	Ø 35	5,0	42,1	173,5	173,5	4,12
Média			113,3	254,4		
			FS=	2,25		
			Pa=	127,2		

Tabela C.40 – Resultado da análise de confiabilidade sensibilidade pelo método Aoki & Velloso (CPT) dimensionado segundo a média das 3 sondagens para o diâmetro de Ø 25 cm.

Pilar	Ø	ΔL	β	Pf	Pp	Pv	NL	NP
P1	Ø 25	8,0	1,74	4,1E-02	9,1%	0,4%	15,3%	75,2%
P2	2 Ø 25	12,0	6,97	1,6E-12	24,0%	40,7%	27,6%	7,7%
P3	2 Ø 25	10,0	3,68	1,1E-04	9,1%	0,7%	14,2%	76,0%
P4	Ø 25	6,0	2,33	1,0E-02	2,4%	0,0%	2,7%	94,9%
P5	2 Ø 25	9,0	2,58	4,9E-03	10,5%	1,9%	15,3%	72,3%
P6	2 Ø 25	9,0	2,76	2,8E-03	10,1%	1,1%	15,5%	73,3%
P7	Ø 25	6,0	1,29	9,9E-02	5,5%	0,3%	2,6%	91,7%
P8	2 Ø 25	11,0	6,27	1,9E-10	28,1%	7,5%	41,9%	22,5%
P9	3 Ø 25	14,0	2,52	5,9E-03	5,4%	1,0%	4,9%	88,6%
P10	2 Ø 25	9,0	2,58	4,9E-03	10,5%	1,9%	15,3%	72,3%
P11	2 Ø 25	9,0	2,76	2,8E-03	10,1%	1,1%	15,5%	73,3%
P12	Ø 25	6,0	1,29	9,9E-02	5,5%	0,3%	2,6%	91,7%
P13	Ø 25	9,0	3,32	4,5E-04	8,4%	0,4%	16,0%	75,2%
P14	2 Ø 25	12,0	6,97	1,6E-12	24,0%	40,7%	27,6%	7,7%
P15	2 Ø 25	10,0	3,68	1,1E-04	9,1%	0,7%	14,2%	76,0%
P16	Ø 25	6,0	2,33	1,0E-02	2,4%	0,0%	2,7%	94,9%

Tabela C.41 – Resultado da análise de confiabilidade sensibilidade pelo método Aoki & Velloso (CPT) dimensionado segundo a média das 3 sondagens para o diâmetro de Ø 30 cm.

Pilar	Ø	ΔL	β	Pf	Pp	Pv	NL	NP
P1	Ø 30	7,0	0,90	1,8E-01	1,1%	0,0%	0,8%	98,0%
P2	2 Ø 30	10,0	3,69	1,1E-04	7,3%	1,0%	10,5%	81,2%
P3	2 Ø 30	8,0	2,01	2,2E-02	6,5%	0,4%	10,8%	81,5%
P4	Ø 30	5,0	4,02	2,9E-05	5,5%	0,0%	7,0%	87,5%
P5	2 Ø 30	8,0	2,08	1,9E-02	6,2%	1,0%	11,5%	81,3%
P6	2 Ø 30	8,0	2,09	1,8E-02	5,9%	0,6%	11,6%	81,9%
P7	Ø 30	5,0	2,40	8,1E-03	11,8%	0,6%	6,5%	81,1%
P8	2 Ø 30	11,0	8,54	6,6E-18	19,0%	8,7%	40,8%	31,5%
P9	2 Ø 30	14,0	1,92	2,7E-02	6,0%	1,1%	3,4%	89,5%
P10	2 Ø 30	8,0	2,08	1,9E-02	6,2%	1,0%	11,5%	81,3%
P11	2 Ø 30	8,0	2,09	1,8E-02	5,9%	0,6%	11,6%	81,9%
P12	Ø 30	5,0	2,40	8,1E-03	11,8%	0,6%	6,5%	81,1%
P13	Ø 30	8,0	2,49	6,4E-03	4,9%	0,2%	11,8%	83,2%
P14	2 Ø 30	10,0	3,69	1,1E-04	7,3%	1,0%	10,5%	81,2%
P15	2 Ø 30	8,0	2,01	2,2E-02	6,5%	0,4%	10,8%	81,5%
P16	Ø 30	5,0	4,02	2,9E-05	5,5%	0,0%	7,0%	87,5%

Tabela C.42 – Resultado da análise de confiabilidade sensibilidade pelo método Aoki & Velloso (CPT) dimensionado segundo a média das 3 sondagens para o diâmetro de Ø 35 cm.

Pilar	Ø	ΔL	β	Pf	Pp	Pv	NL	NP
P1	Ø 35	6,0	2,28	1,1E-02	6,9%	0,3%	6,0%	86,9%
P2	2 Ø 35	8,0	2,40	8,3E-03	4,0%	0,5%	3,2%	92,3%
P3	2 Ø 35	7,0	3,35	4,0E-04	9,0%	0,7%	10,2%	80,1%
P4	Ø 35	5,0	2,81	2,5E-03	1,2%	0,0%	3,4%	95,4%
P5	2 Ø 35	7,0	3,28	5,2E-04	8,5%	1,6%	10,2%	79,7%
P6	2 Ø 35	7,0	3,46	2,7E-04	8,2%	1,0%	10,3%	80,6%
P7	Ø 35	5,0	2,09	1,8E-02	2,7%	0,1%	3,3%	93,8%
P8	2 Ø 35	8,0	2,74	3,1E-03	3,1%	0,3%	3,3%	93,4%
P9	2 Ø 35	12,0	6,36	1,0E-10	19,2%	62,6%	9,7%	8,5%
P10	2 Ø 35	7,0	3,28	5,2E-04	8,5%	1,6%	10,2%	79,7%
P11	2 Ø 35	7,0	3,46	2,7E-04	8,2%	1,0%	10,3%	80,6%
P12	Ø 35	5,0	2,09	1,8E-02	2,7%	0,1%	3,3%	93,8%
P13	Ø 35	6,0	2,28	1,1E-02	6,9%	0,3%	6,0%	86,9%
P14	2 Ø 35	8,0	2,40	8,3E-03	4,0%	0,5%	3,2%	92,3%
P15	2 Ø 35	7,0	3,35	4,0E-04	9,0%	0,7%	10,2%	80,1%
P16	Ø 35	5,0	2,81	2,5E-03	1,2%	0,0%	3,4%	95,4%

Tabela C.43 – Resultado da análise de confiabilidade sensibilidade pelo método Aoki & Velloso (CPT) dimensionado segundo a média das 5 sondagens para o diâmetro de Ø 25 cm.

Pilar	Ø	ΔL	β	Pf	Pp	Pv	NL	NP
P1	Ø 25	8,0	2,35	9,3E-03	7,8%	0,3%	9,0%	82,8%
P2	2 Ø 25	12,0	7,47	4,2E-14	21,3%	47,5%	18,2%	13,0%
P3	2 Ø 25	10,0	4,11	2,0E-05	11,3%	0,9%	13,0%	74,8%
P4	Ø 25	6,0	3,26	5,5E-04	3,3%	0,0%	4,5%	92,2%
P5	2 Ø 25	9,0	3,77	8,3E-05	15,3%	3,7%	16,9%	64,2%
P6	2 Ø 25	9,0	4,03	2,8E-05	14,9%	2,2%	17,3%	65,7%
P7	Ø 25	6,0	2,03	2,1E-02	7,3%	0,4%	4,3%	88,0%
P8	2 Ø 25	11,0	7,50	3,3E-14	28,1%	28,6%	31,3%	12,0%
P9	3 Ø 25	14,0	3,19	7,0E-04	5,6%	1,1%	3,7%	89,6%
P10	2 Ø 25	9,0	3,77	8,3E-05	15,3%	3,7%	16,9%	64,2%
P11	2 Ø 25	9,0	4,03	2,8E-05	14,9%	2,2%	17,3%	65,7%
P12	Ø 25	6,0	2,03	2,1E-02	7,3%	0,4%	4,3%	88,0%
P13	Ø 25	9,0	4,72	1,2E-06	12,6%	0,6%	18,1%	68,7%
P14	2 Ø 25	12,0	7,47	4,2E-14	21,3%	47,5%	18,2%	13,0%
P15	2 Ø 25	10,0	4,11	2,0E-05	11,3%	0,9%	13,0%	74,8%
P16	Ø 25	6,0	3,26	5,5E-04	3,3%	0,0%	4,5%	92,2%

Tabela C.44 – Resultado da análise de confiabilidade sensibilidade pelo método Aoki & Velloso (CPT) dimensionado segundo a média das 5 sondagens para o diâmetro de Ø 30 cm.

Pilar	Ø	ΔL	β	Pf	Pp	Pv	NL	NP
P1	Ø 30	7,0	1,46	7,2E-02	2,0%	0,1%	1,5%	96,4%
P2	2 Ø 30	10,0	4,06	2,4E-05	9,1%	1,3%	9,6%	80,0%
P3	2 Ø 30	8,0	2,56	5,3E-03	5,4%	0,4%	6,6%	87,5%
P4	Ø 30	5,0	4,01	3,1E-05	3,8%	0,0%	5,9%	90,3%
P5	2 Ø 30	8,0	2,50	6,2E-03	5,1%	0,9%	6,6%	87,4%
P6	2 Ø 30	8,0	2,64	4,2E-03	4,9%	0,5%	6,7%	87,9%
P7	Ø 30	5,0	2,66	3,9E-03	8,4%	0,4%	5,6%	85,6%
P8	2 Ø 30	11,0	10,13	0,0E+00	16,4%	43,0%	26,3%	14,4%
P9	2 Ø 30	14,0	2,57	5,2E-03	6,1%	1,2%	2,6%	90,2%
P10	2 Ø 30	8,0	2,50	6,2E-03	5,1%	0,9%	6,6%	87,4%
P11	2 Ø 30	8,0	2,64	4,2E-03	4,9%	0,5%	6,7%	87,9%
P12	Ø 30	5,0	2,66	3,9E-03	8,4%	0,4%	5,6%	85,6%
P13	Ø 30	8,0	3,00	1,4E-03	4,1%	0,2%	6,8%	89,0%
P14	2 Ø 30	10,0	4,06	2,4E-05	9,1%	1,3%	9,6%	80,0%
P15	2 Ø 30	8,0	2,56	5,3E-03	5,4%	0,4%	6,6%	87,5%
P16	Ø 30	5,0	4,01	3,1E-05	3,8%	0,0%	5,9%	90,3%

Tabela C.45 – Resultado da análise de confiabilidade sensibilidade pelo método Aoki & Velloso (CPT) dimensionado segundo a média das 5 sondagens para o diâmetro de Ø 35 cm.

Pilar	Ø	ΔL	β	Pf	Pp	Pv	NL	NP
P1	Ø 35	6,0	2,63	4,3E-03	3,3%	0,1%	2,3%	94,2%
P2	2 Ø 35	8,0	2,45	7,1E-03	4,7%	0,6%	5,0%	89,8%
P3	2 Ø 35	7,0	1,49	6,8E-02	1,5%	0,1%	1,1%	97,3%
P4	Ø 35	5,0	4,33	7,5E-06	2,1%	0,0%	4,5%	93,4%
P5	2 Ø 35	7,0	1,47	7,1E-02	1,4%	0,2%	1,1%	97,3%
P6	2 Ø 35	7,0	1,53	6,2E-02	1,2%	0,1%	1,2%	97,5%
P7	Ø 35	5,0	3,33	4,4E-04	4,8%	0,2%	4,4%	90,6%
P8	2 Ø 35	8,0	2,83	2,3E-03	3,6%	0,3%	5,1%	91,0%
P9	2 Ø 35	12,0	6,36	1,0E-10	19,1%	57,3%	9,9%	13,7%
P10	2 Ø 35	7,0	1,47	7,1E-02	1,4%	0,2%	1,1%	97,3%
P11	2 Ø 35	7,0	1,53	6,2E-02	1,2%	0,1%	1,2%	97,5%
P12	Ø 35	5,0	3,33	4,4E-04	4,8%	0,2%	4,4%	90,6%
P13	Ø 35	6,0	2,63	4,3E-03	3,3%	0,1%	2,3%	94,2%
P14	2 Ø 35	8,0	2,45	7,1E-03	4,7%	0,6%	5,0%	89,8%
P15	2 Ø 35	7,0	1,49	6,8E-02	1,5%	0,1%	1,1%	97,3%
P16	Ø 35	5,0	4,33	7,5E-06	2,1%	0,0%	4,5%	93,4%