



Universidade Estadual Paulista
"Júlio de Mesquita Filho"
Programa Interunidades



Mestrado

Engenharia Civil e Ambiental

GUILHERME IBERÊ BUENO DE NADAI

**ANÁLISE PROBABILÍSTICA DAS FUNDAÇÕES EM ESTACAS
MISTAS DE OBRA PREDIAL: UM ESTUDO DE CASO**

Bauru
2024

GUILHERME IBERÊ BUENO DE NADAI

**ANÁLISE PROBABILÍSTICA DAS FUNDAÇÕES EM ESTACAS
MISTAS DE OBRA PREDIAL: UM ESTUDO DE CASO**

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 em Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Caio Gorla Nogueira



Bauru
2024

Nadai, Guilherme Iberê Bueno de
Análise probabilística das fundações em estacas mistas de obra
predial: um estudo de caso / Guilherme Iberê Bueno de Nadai. -
Bauru, 2024
139 f.

Dissertação (Mestrado)– Universidade Estadual
Paulista (Unesp). Faculdade de Engenharia, Bauru, 2024
Orientador: Caio Gorla Nogueira

1. Fundações. 2. Teoria da Confiabilidade. 3. Probabilidade
de Falha. 4. Ensaio Dinâmico. 5. Ensaio SPT. I. Universidade
Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia. II. Título.

ATA DA DEFESA PÚBLICA DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO DE GUILHERME IBERÊ BUENO DE NADAI, DISCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL, DA FACULDADE DE ENGENHARIA - CÂMPUS DE BAURU.

Aos 04 dias do mês de janeiro do ano de 2024, às 08:30 horas, por meio de Videoconferência, realizou-se a defesa de DISSERTAÇÃO DE MESTRADO de GUILHERME IBERÊ BUENO DE NADAI, intitulada **ANÁLISE PROBABILÍSTICA DAS FUNDAÇÕES EM ESTACAS MISTAS DE OBRA PREDIAL: UM ESTUDO DE CASO**. A Comissão Examinadora foi constituída pelos seguintes membros: Prof. Dr. CAIO GORLA NOGUEIRA (Orientador(a) - Participação Virtual) do(a) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / Faculdade de Engenharia de Bauru UNESP, Profª Drª CRISTINA DE HOLLANDA CAVALCANTI TSUHA (Participação Virtual) do(a) Departamento de Geotecnia / Universidade de São Paulo/São Carlos, Prof. Dr. HERALDO LUIZ GIACHETI (Participação Virtual) do(a) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / Faculdade de Engenharia de Bauru UNESP. Após a exposição pelo mestrando e arguição pelos membros da Comissão Examinadora que participaram do ato, de forma presencial e/ou virtual, o discente recebeu o conceito final: APROVADO. Nada mais havendo, foi lavrada a presente ata, que após lida e aprovada, foi assinada pelo(a) Presidente(a) da Comissão Examinadora.

Prof. Dr. CAIO GORLA NOGUEIRA



DEDICATÓRIA

A conquista nunca é solitária.
A minha também não o foi.
Dedico esta vitória a todos.
Todos que passaram por esta trilha.
Todos que desbravaram esta floresta,
Juntos comigo.

AGRADECIMENTOS

À minha família ascendente, responsável pela fundação desta enorme obra denominada “vida”.

Aos professores que passaram e passarão, responsáveis pela estrutura desta enorme obra denominada “vida”.

À minha família descendente, responsável pelo acabamento e lapidação desta enorme obra denominada “vida”.

Agradeço a todos, de forma igualitária, entendendo a importância e a grandeza de cada um para o meu desenvolvimento e consequente produção desta dissertação.

Resumo

Dentre as diversas soluções para fundações de empreendimentos prediais de grande porte, certamente a estaca mista (pré-moldada de concreto e perfil metálico) é uma solução diferenciada e pouco usual. Este conceito desponta no mercado geotécnico brasileiro como uma alternativa a outras soluções mais comuns, como estacas raiz e metálica. Este trabalho estuda uma obra predial de grande porte locada em Barueri-SP (região metropolitana de São Paulo), com o projeto de fundações em estacas mistas, à luz da teoria da confiabilidade. Foi utilizado o método de confiabilidade de primeira ordem denominado FORM (*First Order Reliability Method*) como base para os cálculos estatísticos. As parcelas da carga estrutural foram utilizadas como variáveis aleatórias de solicitação ao mesmo tempo que os resultados de ensaios de campo (SPT e ensaios dinâmicos) foram empregados como variáveis aleatórias de resistência. O estudo foi realizado em etapas sendo que, na fase de projeto, analisou-se o estaqueamento utilizando dois dos métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga mais utilizados no Brasil. Na fase de obra, reavaliou-se o estaqueamento utilizando dados de ensaios dinâmicos, diagramas de cravação e empregando o erro de modelo multiplicativo reinserindo-o nos métodos semiempíricos. Notou-se que a utilização de uma análise complementar via teoria da confiabilidade permite buscar pontos críticos no estaqueamento que não foram detectados em uma análise convencional. Os índices de confiabilidade foram satisfatórios utilizando os limites propostos. Por fim, este estudo procura contribuir no sentido de incorporar as análises probabilísticas, no meio geotécnico brasileiro, como forma complementar à verificação da segurança de um estaqueamento.

Palavras-Chave: Fundações; Teoria da Confiabilidade, probabilidade de falha; Ensaio SPT; Ensaio Dinâmicos.

Abstract

Among the various solutions for large-scale building foundations, the mixed pile (precast in concrete with steel bottom) is certainly an unlike and unusual concept. This solution is emerging in the Brazilian geotechnical market as an alternative to other more common solutions, such as root and metal piles. This master's thesis studies a construction site located in Barueri-SP (metropolitan region of São Paulo), with foundations design in mix piles via reliability theory. The First Order Reliability Method (FORM) was used as the basis for the statistical calculations. Structural load parts were used as stress random variables while field test results (SPT test and dynamic loading tests) were used as resistance random variables. The study was carried out in stages and, in the design phase, the foundations was analyzed using the two semi-empirical methods most used in Brazil of bearing capacity prediction. During the construction phase, the foundation was reassessed using data from dynamic tests, driving diagrams and using the multiplicative model error, reinserting it into the semi-empirical methods. It was noted that the use of a complementary analysis via reliability theory allows searching for critical points that were not detected in a conventional analysis. The reliability indexes were satisfactory using the limits proposed. Finally, this dissertation aims to help the incorporation of probabilistic analyzes, in the Brazilian geotechnical environment, as a complementary way to verify the safety of foundations.

Keywords: Foundations; Reliability theory; Failure probability; Dynamic loading tests; SPT test.

Índice de Figuras

Figura 3.1 - Resistência lateral (R_L) e de ponta (R_P).	9
Figura 3.2 - Considerações do método de Décourt-Quaresma.	13
Figura 3.3 - Instalação de helicoides no solo.	17
Figura 3.4 - Execução de prova de carga estática com helicoides.	18
Figura 3.5 - Caminhão “munck” como alternativa ao bate-estaca convencional.	19
Figura 3.6 - Representação das forças resistentes e atuantes características.	23
Figura 3.7 - Representação das forças resistentes e atuantes de modo determinístico.	25
Figura 3.8 - Procedimento de verificação da segurança.	26
Figura 3.9 - FDP e FDA de variáveis aleatórias discretas e contínuas.	27
Figura 3.10 - FDP e FDA de uma distribuição normal.	28
Figura 3.11 - FDP e FDA de uma distribuição Gumbel de máximos.	29
Figura 3.12 - Probabilidades de falha (ruína) esquematizadas.	31
Figura 3.13 - Índices de confiabilidade alvo para diferentes tipos de blocos.	34
Figura 3.14 - Dados de entrada do programa RELgen.	36
Figura 3.15 - Dados de saída do programa RELgen.	36
Figura 3.16 - Exemplo de aplicação do programa RELgen.	37
Figura 3.17 - Fluxograma com a lógica do algoritmo de acoplamento.	38
Figura 4.1 - Localização da torre.	40
Figura 4.2 - Corte esquemático do empreendimento.	41
Figura 4.3 - Representação das cargas da torre.	42
Figura 4.4 - Localização das sondagens rotativas (SR) e à percussão (SP).	43
Figura 4.5 - Corte transversal SP5 - SP2.	44
Figura 4.6 - Corte transversal SP6 - SP1.	44
Figura 4.7 - Sondagens rotativas na projeção da torre.	45
Figura 4.8 – Mapa geológico de Barueri-SP	46
Figura 4.9 – Amostra de rocha retirada de obra adjacente.	47
Figura 4.10 – Amostra de gnaiss granítico.	47
Figura 4.11 - Representação da solução em estaca mista.	49
Figura 4.12 - Considerações para a resistência de ponta da solução em estaca mista.	49
Figura 4.13 - Projeto de fundações.	51
Figura 4.14 - Perímetro colado (linhas pretas) e retângulo envolvente (área em azul).	53
Figura 4.15 - Fluxograma da análise probabilística.	54

Figura 5.1 – Sondagens de referência para cada pilar/bloco.	56
Figura 5.2 – Representação Esquemática para definição dos parâmetros de cálculo.....	57
Figura 5.3 – Envoltórias por pilar (P1 a P32).	65
Figura 5.4 – Envoltórias por pilar (P33 a P111).	65
Figura 5.5 – Representação do estaqueamento com os índices de confiabilidade.	66
Figura 5.6 - Fatores de sensibilidade (carga permanente + acidental).	67
Figura 5.7 - Fatores de sensibilidade (vento).	67
Figura 5.8 - Representação Esquemática para definição dos parâmetros de cálculo.	71
Figura 5.9 - Envoltórias por pilar (P1 a P32).	77
Figura 5.10 – Envoltórias por pilar (P33 a P111).	77
Figura 5.11 - Representação do estaqueamento com os índices de confiabilidade.	78
Figura 5.12 - Fatores de sensibilidade (cargas permanente e acidental).	79
Figura 5.13- Fatores de sensibilidade (vento).	79
Figura 5.14 – Sugestão de reforço para as fundações dos pilares P13 e P33.	81
Figura 5.15 – Índice de confiabilidade das sugestões de reforços.	82
Figura 5.16 - Evolução dos índices de confiabilidade.	83
Figura 5.17- Envoltórias por pilar (P1 a P32).	89
Figura 5.18 - Envoltórias por pilar (P33 a P111).	89
Figura 5.19 - Fatores de sensibilidade (cargas permanente e acidental)	91
Figura 5.20- Fatores de sensibilidade (cargas com vento)	91
Figura 5.21 – Índices de confiabilidade para o estaqueamento do bloco P16.	100
Figura 5.22 – Índices de confiabilidade para o estaqueamento do bloco P23.	100
Figura 5.23 – Índices de confiabilidade para o estaqueamento do bloco P29.	100
Figura 5.24– Índices de confiabilidade para o estaqueamento do bloco P33.	101
Figura 5.25– Índices de confiabilidade para o estaqueamento do bloco P38.	101
Figura 5.26– Índices de confiabilidade para o estaqueamento do bloco P39.	101
Figura 5.27– Índices de confiabilidade para o estaqueamento do bloco P40.	102
Figura 5.28– Índices de confiabilidade para o estaqueamento do bloco P46.	102
Figura 5.29– Índices de confiabilidade para o estaqueamento do bloco P56.	102

Índice de Tabelas

Tabela 3.1 - Limites executivos.....	6
Tabela 3.2 - Coeficientes "k" e " α ".....	11
Tabela 3.3 - Fatores de forma "F1" e "F2".	11
Tabela 3.4 - Coeficientes característicos do solo "C" (kN/m ²).	13
Tabela 3.5 - Coeficientes " α ".....	14
Tabela 3.6 - Coeficientes " β ".....	14
Tabela 3.7 - Parâmetros para execução de provas de carga.	16
Tabela 3.8 - Segurança em fundações rasas.	24
Tabela 3.9 - Relação entre P_f e β	32
Tabela 3.10 - Classes de consequência.....	33
Tabela 3.11 - Índices de confiabilidade mínimos.....	33
Tabela 4.1 - Cargas parciais provenientes da estrutura.	42
Tabela 4.2 - Características das estacas estrelas.....	50
Tabela 4.3 - Características dos perfis metálicos.	50
Tabela 5.1 - Estatísticas das sondagens para o método Aoki-Velloso.	55
Tabela 5.2- Características das estacas mistas.....	58
Tabela 5.3 - Variáveis aleatórias de resistências.	59
Tabela 5.4 - Estatísticas para as variáveis aleatórias de solicitação.	61
Tabela 5.5 - Dados de entrada para cálculo dos índices de confiabilidade.	62
Tabela 5.6 - Dados de saída para carga sem vento.....	63
Tabela 5.7 - Dados de saída para carga com vento.	64
Tabela 5.8 - Estatísticas de N_{spt} utilizado na Resistência Lateral.....	69
Tabela 5.9 - Estatísticas de N_{spt} utilizado na Resistência de Ponta.	70
Tabela 5.10 - Características das estacas mistas.....	71
Tabela 5.11 - Variáveis aleatórias de resistências.	72
Tabela 5.12 - Dados de entrada para cálculo dos índices de confiabilidade.	74
Tabela 5.13 - Dados de saída para carga sem vento.....	75
Tabela 5.14 - Dados de saída para carga com vento.	76
Tabela 5.15 - Dados de entrada para cálculo dos índices de confiabilidade.	82
Tabela 5.16 - Índice de confiabilidade das sugestões de reforços.....	82
Tabela 5.17 - Dados das estacas ensaiadas.....	84

Tabela 5.18 - Dados e resultados das estacas ensaiadas.....	85
Tabela 5.19 - Dados de entrada para cálculo dos índices de confiabilidade.	87
Tabela 5.20 - Dados de saída para análise via ensaios dinâmicos.....	88
Tabela 5.21 - Comparativo entre índices de confiabilidade.	90
Tabela 5.22 - Características das estacas mistas.....	93
Tabela 5.23 - Dados de entrada para análise via diagrama de cravação sem vento.	94
Tabela 5.24 - Dados de saída para análise via diagrama de cravação sem vento.....	94
Tabela 5.25 - Dados de saída para análise via diagrama de cravação com vento.	94
Tabela 5.26 - Cálculo do erro de modelo multiplicativo para Aoki-Velloso.	96
Tabela 5.27 - Cálculo do erro de modelo multiplicativo para Décourt-Quaresma.....	96
Tabela 5.28 - Estatísticas para o erro de modelo multiplicativo.	96
Tabela 5.29 - Dados de saída para erro de modelo (sem vento).....	98
Tabela 5.30- Dados de saída para erro de modelo (com vento).	98

Sumário

1	INTRODUÇÃO.....	1
2	OBJETIVOS	4
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
3.1	PROJETO DE FUNDAÇÕES	5
3.2	PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS	7
3.2.1	<i>Prova de Carga estática em Fase de Elaboração do Projeto</i>	7
3.2.2	<i>Métodos Teóricos</i>	8
3.2.3	<i>Métodos Semiempíricos</i>	8
3.2.4	<i>Método Aoki-Velloso (1975)</i>	9
3.2.5	<i>Método Décourt-Quaresma (1978)</i>	11
3.3	DESEMPENHO DOS ELEMENTOS DE FUNDAÇÕES	15
3.3.1	<i>Monitoramento de Recalques</i>	15
3.3.2	<i>Fundações em Sapatas e Tubulões</i>	15
3.3.3	<i>Fundações em Estacas</i>	15
3.3.4	<i>Prova de Carga Estática</i>	17
3.3.5	<i>Ensaio Dinâmico</i>	18
3.4	CONTRIBUIÇÕES PRÉVIAS UTILIZANDO MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS E ENSAIOS DE DESEMPENHO	19
3.5	SEGURANÇA APLICADA À ENGENHARIA GEOTÉCNICA	22
3.6	TIPOS DE DISTRIBUIÇÃO DE PROBABILIDADE	26
3.6.1	<i>Distribuição Normal (Gaussiana)</i>	27
3.6.2	<i>Distribuição tipo Gumbel de Máximos (extremos do tipo I)</i>	28
3.7	TEORIA DA CONFIABILIDADE APLICADA À ENGENHARIA GEOTÉCNICA	30
3.7.1	<i>Intervalos de Segurança sugeridos na Engenharia Geotécnica</i>	32
3.7.2	<i>First Order Reliability Method (FORM)</i>	34
3.7.3	<i>Erro de Modelo</i>	34
3.8	PROGRAMAS COMPUTACIONAIS	35
3.8.1	<i>Software RELgen</i>	35
3.8.2	<i>Acoplamento em Python</i>	37
3.9	CONTRIBUIÇÕES SOBRE CONFIABILIDADE EM ENGENHARIA GEOTÉCNICA	38
4	ESTUDO DE CASO	40
4.1	LOCALIZAÇÃO	40
4.2	O EMPREENDIMENTO	40
4.3	A SOLUÇÃO DA SUPERESTRUTURA	41
4.4	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	43
4.5	A SOLUÇÃO DA INFRAESTRUTURA.....	48
4.6	PREMISSAS PARA A ANÁLISE DE CONFIABILIDADE.....	52

5	RESULTADOS E ANÁLISES.....	55
5.1	MÉTODO AOKI-VELLOSO.....	55
5.1.1	<i>Estatísticas das Resistências</i>	<i>55</i>
5.1.2	<i>Equações de Estado Limite e Resultados</i>	<i>59</i>
5.1.3	<i>Índices de Confiabilidade.....</i>	<i>64</i>
5.1.4	<i>Fatores de Sensibilidade</i>	<i>67</i>
5.2	MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA	68
5.2.1	<i>Estatísticas das Resistências</i>	<i>68</i>
5.2.2	<i>Equações de Estado Limite e Resultados</i>	<i>73</i>
5.2.3	<i>Índices de Confiabilidade.....</i>	<i>76</i>
5.2.4	<i>Fatores de Sensibilidade</i>	<i>78</i>
5.3	RECOMENDAÇÕES DE PROJETO VIA MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS	80
5.4	ENSAIOS DE DESEMPENHO	83
5.4.1	<i>Estatísticas das Resistências</i>	<i>84</i>
5.4.2	<i>Equações de Estado Limite e Resultados</i>	<i>86</i>
5.4.3	<i>Índices de Confiabilidade.....</i>	<i>89</i>
5.4.4	<i>Fatores de Sensibilidade</i>	<i>90</i>
5.5	DIAGRAMA DE CRAVAÇÃO	92
5.5.1	<i>Estatísticas das Resistências</i>	<i>92</i>
5.5.2	<i>Equações de Estado Limite e Resultados</i>	<i>93</i>
5.6	ERRO DE MODELO.....	95
5.6.1	<i>Estatísticas para a Variável Aleatória Erro de Modelo.....</i>	<i>95</i>
5.6.2	<i>Equações de Estado Limite e Resultados</i>	<i>97</i>
5.6.3	<i>Análise Comparativa Entre as Abordagens</i>	<i>99</i>
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	103
6.1	CONCLUSÕES.....	103
6.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	104
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	105
	ANEXO A - ENSAIOS SPT.....	111
	ANEXO B – BOLETIM DE CONTROLE DE EXECUÇÃO.....	117

1 INTRODUÇÃO

A história da Engenharia de Fundações possui trajetória em paralelo com o percurso da civilização humana. Uma das obras mais emblemáticas que perduram até hoje é o Coliseu Romano (conhecido também como Anfiteatro Flaviano), o qual foi construído nos anos 70 D.C. e concebido por modelo de blocos ou pedras sobrepostas (Ramalho e Corrêa, 2003), de modo a distribuir as cargas solicitantes de maneira igualitária em suas estruturas de fundação.

Inicialmente empregadas para suportar estruturas mais leves, principalmente residências, as estruturas de fundação são atualmente muito difundidas e utilizadas para suportar cargas mais elevadas como, por exemplo, o edifício "Burj Khalifa" localizado em Dubai - Emirados Árabes Unidos o qual possui 828 metros de altura e 192 estacas escavadas com diâmetro de 1,5 metro e comprimento de 43,0 metros. Dentre os sistemas de fundação mais utilizados hoje, podem ser destacados: radier, sapatas, tubulões e os mais variados tipos de estacas. No entanto, a função de todas as estruturas de fundação é sempre a mesma: transferir, com um recalque admissível na carga de trabalho, as forças advindas da estrutura para o solo, garantindo o equilíbrio e estabilidade da mesma.

Nesse contexto encontram-se as estacas pré-moldadas de concreto. Tais fundações são formadas, usualmente, por peças de 4,0m a 12,0m de comprimento, em medidas pares e são cravadas no terreno com o auxílio de martelos de queda-livre ou hidráulicos. A norma ABNT NBR 6122 (2019) impõe alguns limites mínimos para o peso do martelo correlacionando-o com as cargas de trabalho das estacas.

No Brasil, as estacas cravadas já são bem difundidas, tendo sido feita em 1926 a primeira obra utilizando esta técnica no Rio de Janeiro (hipódromo da Gávea). Executivamente evoluiu-se muito desde então: na data referida, havia apenas equipamentos de queda livre ao passo que hoje em dia há martelos hidráulicos e até vibratórios.

De forma análoga, há as estacas mistas (pré-moldadas de concreto com ponta em perfil metálico). Tais estacas começaram a ser reinseridas no mercado durante a pandemia global do Covid-19. A alta do dólar fez com que o preço de produtos inerentes à construção civil elevasse como, por exemplo, o aço (Ribeiro et al., 2021). Com este novo cenário, soluções geotécnicas antes viáveis (estacas metálicas) tiveram que ser revistas a fim de se adaptar neste novo panorama. Houve, também, uma alta no mercado imobiliário fazendo com que as máquinas hélice contínua ficassem escassas para o uso no cotidiano das obras.

Deste modo, os projetistas geotécnicos tiveram que buscar soluções alternativas de fundações.

Fundações em perfis metálicos foram alterados, onde possível, para estacas mistas. Segundo a norma ABNT NBR 6122 (2019), estacas mistas são definidas como elementos de fundação “constituídas por dois segmentos de materiais diferentes (madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in loco* e etc.)”. Estacas mistas compostas por concreto e aço não são novidades no meio geotécnico. Tal técnica já foi utilizada em obras portuárias a fim de se conseguir penetrar em solo onde a parte pré-moldada em concreto poderia se romper. Segundo Neto et al. (2012), esta foi a melhor técnica, aliando produção e economia, para a obra de expansão do cais de Santos-SP. Tal visão então foi extrapolada para obras imobiliárias.

Uma importante etapa no dimensionamento das estacas de forma geral é a determinação de sua capacidade de carga. Para o dimensionamento clássico de obras de engenharia podem ser utilizados fatores de segurança globais onde divide-se as cargas de resistências sobre as de solicitação. Como exemplo de forças resistentes, há o atrito lateral e resistência de ponta. Como exemplo de forças solicitantes, há a carga permanente. Para se determinar o comprimento de uma estaca, é necessário equilibrar as forças atuantes com as resistentes, embutindo um fator de segurança no cálculo. Para isso, a literatura apresenta uma variedade de métodos para a determinação da capacidade de carga em estacas. Os ensaios dinâmicos e provas de carga estática são meios para confirmação dessas previsões de capacidade de carga.

Diversos estudos avaliaram deterministicamente, a partir de ensaios dinâmicos ou provas de carga instrumentadas, o comportamento das estacas do tipo pré-moldada (Murakami, 2015; Silva Neto e Oliveira, 2018) e mista (Gonçalves, 2012; Neto, 2012; Thusoo, 2020). Há também estudos avaliando os riscos associados às fundações em estacas (Silva, 2006; Cabral et al., 2016). No entanto, a abordagem probabilística para a quantificação da segurança em estaqueamentos ainda é pouco empregada na prática, podendo, entretanto, ser discutida como forma complementar de se projetar tais sistemas de fundação.

O solo é um material natural, fruto do remanejamento e decomposição de seu material original (usualmente rocha). Sendo assim, as incertezas encontradas em um campo amostral (obra) são diversas, elevando a importância de um estudo probabilístico acerca do tema. Somado à variabilidade do solo, há as incertezas dos ensaios. No Brasil, as sondagens de simples reconhecimento com SPT se constituem no principal ensaio utilizado para

investigação do subsolo. O ensaio SPT possui algumas vantagens, como a determinação do nível d'água e a retirada de amostras por meio do amostrador bipartido, porém, é um teste que pode apresentar elevada variabilidade. A abordagem probabilística utilizando a Teoria da Confiabilidade, principalmente em campos amostrais com alta variabilidade, pode auxiliar o engenheiro responsável a localizar pontos críticos em seus projetos, implementando melhorias onde cabível.

Há uma carência, no mercado brasileiro, de engenheiros geotécnicos habilitados que realizem análises probabilísticas. Este trabalho foi fruto da observação desta carência, visando auxiliar na divulgação e aprimoramento do tema.

A fim de contribuir com a presente discussão, esta pesquisa utiliza como base uma obra predial, localizada em Barueri-SP. Foram realizados ensaios SPT e sondagens rotativas para caracterização do solo local. Realizaram-se, também, ensaios de desempenho conforme preconizado na norma de fundações ABNT NBR 6122 (2019). Deste modo, uma obra real com solução de fundações pouco usual (estaca mista) é analisada considerando esse viés probabilístico. O resultado desse trabalho contribui para o entendimento do comportamento deste tipo de estaca bem como sua utilização na prática geotécnica, sobretudo na aplicação de uma abordagem probabilística baseada na Teoria da Confiabilidade para previsão da segurança do estaqueamento.

2 OBJETIVOS

OBJETIVO GERAL:

O objetivo geral é avaliar a segurança de um estaqueamento de uma obra real (estudo de caso de um edifício em Barueri-SP), a partir da aplicação sistemática de uma abordagem probabilística, via Teoria da Confiabilidade. Para isso, diferentes métodos de obtenção da resistência das estacas analisadas são considerados, desde previsões semiempíricas de capacidade de carga até ensaios de desempenho para validação das respostas das estacas.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS:

- ✓ Caracterização estatística das componentes de resistência das estacas, a partir dos dados de sondagens do solo da obra executada em Barueri-SP;
- ✓ Utilização de diferentes métodos de previsão de capacidade de carga para estacas pré-moldadas mistas;
- ✓ Realização de análises de confiabilidade em estacas pré-moldadas mistas, a partir das informações obtidas na caracterização estatística;
- ✓ Realização de análises de confiabilidade em estacas pré-moldadas mistas, a partir de ensaios de desempenho;
- ✓ Análise e proposição de alternativas ao projeto de fundações, considerando requisitos de segurança descritos em termos de probabilidades de falha alvo para o estado limite último das estacas.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Projeto de Fundações

A determinação do tipo de fundação é uma das etapas mais importantes do projeto geotécnico. A sua escolha impacta diretamente nos custos e velocidade da obra, muitas vezes sendo os pontos cruciais de sua viabilização. Essa é uma escolha que envolve critérios técnicos e de custos associados, além de questões logísticas sobre entrada de materiais e maquinário na obra. Albuquerque e Garcia (2020) ponderam que é necessário o conhecimento de alguns elementos para a definição das fundações, os quais se destacam:

- ✓ Sistema estrutural empregado, intensidade e o tipo dos carregamentos;
- ✓ Características geotécnicas do subsolo e informações sobre a posição do lençol freático;
- ✓ Características do mercado local, verificando a aplicabilidade de certos tipos de soluções de fundações;
- ✓ Avaliação do local da obra e o seu entorno, averiguando a condição das edificações vizinhas e a possibilidade de utilização de soluções que emitam maiores ruídos e vibrações.

A engenharia de fundações não é uma ciência exata, cabendo ao seu especialista a escolha da solução mais adequada para cada obra e cliente. Sendo assim, o projetista especializado em fundações deve ter em mente que, para projetar grandes obras, é necessário aliar conhecimentos teóricos e empíricos, sempre buscando a melhor solução técnico-econômica no contexto em que se insere a obra.

Há diferentes peculiaridades para cada solução de fundações. Algumas técnicas não permitem a execução sob o nível do lençol freático, outras soluções são de mais rápida execução, dentre outras particularidades inerentes a cada tipo de fundação. Para Albuquerque e Garcia (2020), existem determinados limites de $^*N_{spt}$ para a utilização de diferentes tipos de fundações, conforme pode ser visualizado na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Limites executivos.

Tipo	N_{spt} Limite	Observações
Pré-Moldada	$N_{spt} \cong 25$	Tensões elevadas durante a cravação
$\varnothing < 25\text{cm}$	$N_{spt} \cong 35$	
$\varnothing > 25\text{cm}$	$N_{spt} \cong 70$	Desvios durante a cravação
Perfis Metálicos		
Hélice Contínua	A depender do tipo de solo e do porte da máquina	Comprimento limitado à haste da máquina

* N_{spt} é o índice de resistência à penetração correspondente ao número de golpes necessários para que o amostrador bipartido avance os 30,0cm finais do teste, considerando uma energia de cravação de um martelo de 65,0kg em queda livre a uma altura de 75,0cm.

Fonte: adaptado de Albuquerque e Garcia (2020).

Observa-se que, assim como ocorre nas estacas pré-moldadas, o N_{spt} de parada para perfis metálicos também varia de acordo com o próprio perfil utilizado. Como exemplo, serão utilizados dois tipos de perfis fabricados pela Gerdau, um do grupo 250 (aproximadamente 250,0mm de altura na seção transversal) e outro do grupo 310 (aproximadamente 310,0mm de altura na seção transversal). Os perfis estruturais Gerdau são produzidos em aço laminado de alta resistência (ASTM A572 Grau 50). Um perfil W250×32,7, quando cravado, terá o limite de execução em um terreno menos resistente do que um HP310×110,0, uma vez que este possui maior inércia e módulo resistente quando comparado àquele.

Durante a etapa de projeto, três metodologias distintas podem ser adotadas para a determinação da capacidade de carga dos elementos de fundação. Tal proposta foi exposta por Cintra e Aoki (1999), a qual foi inicialmente descrita apenas para estacas. Uma analogia para elementos de fundação direta foi realizada como forma de complementação. Tais metodologias serão descritas a seguir:

- ✓ 1ª Metodologia: fixa-se a carga admissível (P_{adm}) e, com os dados das sondagens, calculam-se os comprimentos das estacas ou cotas de apoio das sapatas ou tubulões. A capacidade de carga (R) será dada por:

$$R = F_s \times P_{adm} \quad (3.1)$$

- ✓ 2ª Metodologia: fixa-se a cota de apoio dos elementos de fundações (estacas, sapatas ou tubulões) e, com os dados de cada ensaio de SPT, calculam-se as

diferentes cargas de ruptura locais e, posteriormente, a carga de ruptura média do conjunto (R_{med}). A carga admissível (P_{adm}) é dada por:

$$P_{adm} = \frac{R_{med}}{F_s} \quad (3.2)$$

- ✓ 3ª Metodologia: adota-se um critério prévio para o limite de profundidade de execução do elemento de fundação (como descrito na Tabela 3.1). Novamente, calculam-se as diferentes cargas de ruptura locais e, posteriormente, a carga de ruptura média do conjunto (R_{med}). A carga admissível é dada pela Equação (3.2) anterior.

3.2 Previsão de Capacidade de Carga em Estacas

A capacidade de carga de um elemento de fundação é definida como a carga máxima que o conjunto consegue suportar sem que:

- I. Haja a ruptura do solo;
- II. Haja a ruptura estrutural do elemento isolado de fundação.

A ruptura geotécnica ocorre quando o recalque do solo é de grande magnitude, tendendo a um valor elevado para um acréscimo de carga " ΔP ". Por sua vez, a ruptura estrutural se dá quando o material do qual o elemento estrutural de fundação é constituído não suporta as cargas solicitantes provenientes da superestrutura, ultrapassando a sua resistência. Usualmente, a carga admissível geotécnica em uma estaca é menor do que a sua resistência estrutural, embutindo-se os fatores de segurança estruturais, portanto, aquela geralmente é utilizada como carga final resistente do elemento de fundação.

Em relação à determinação da capacidade de carga de estacas, diversos modos podem ser utilizados, conforme descrito a seguir.

3.2.1 Prova de Carga estática em Fase de Elaboração do Projeto

A norma ABNT NBR 6122 (2019) preconiza que, para que se obtenha a carga admissível de estacas a partir de provas de carga, é necessário que "estas provas de carga sejam estáticas, especificadas na fase de projeto, executadas no início da obra e que sejam levadas a, pelo menos, duas vezes a carga admissível prevista em projeto".

Executando tais procedimentos, pode-se diminuir o fator de segurança das estacas em 1,6 para segurança global ou em 1,14 para segurança parcial (carga resistente de projeto) quando for realizada apenas 1 prova de carga. Quanto mais provas de carga forem executadas, menor é o fator de segurança empregado. O fator de segurança global é utilizado quando as cargas de ruptura do elemento de fundação são divididas por um fator de segurança global e, assim, obtém-se a carga admissível para este elemento. Por sua vez, o fator de segurança parcial é utilizado quando as cargas resistentes e solicitantes são multiplicadas ou divididas por coeficientes de segurança parciais e, assim, obtém-se a carga de projeto do elemento de fundação.

3.2.2 Métodos Teóricos

Os métodos teóricos utilizam as características do terreno (classificação, compacidade, consistência) para a previsão de capacidade de carga de fundações. Estes métodos são mais utilizados em fundações rasas (sapatas ou radiers).

Estes equacionamentos, em se tratando de fundações profundas, ainda não são eficazes, sobretudo para estacas em areia (Cintra e Aoki, 2010). Os métodos teóricos de capacidade de carga de fundações em estacas têm pouca utilização em projetos, sendo preteridos em prol dos métodos semiempíricos (Cintra e Aoki, 2010).

3.2.3 Métodos Semiempíricos

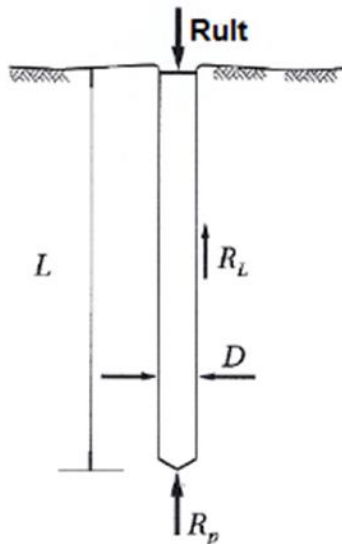
Nestes métodos, são realizados experimentos laboratoriais ou de campo a fim de se determinar a carga de ruptura geotécnica nos elementos de fundação. A partir de então, cria-se uma formulação correlacionando a carga de ruptura com resultados de ensaios in situ (ensaio SPT, CPT, DMT, entre outros). Deve-se ter o cuidado de utilizar tais formulações dentro da área de atuação para as quais foram estabelecidas, por exemplo: sabe-se que os métodos de Aoki-Veloso e de Décourt-Quaresma não se aplicam aos folhelhos (Alonso, 2011).

De forma geral, a carga última de uma estaca é obtida pela somatória da força resistida pelo atrito lateral e pela resistência de ponta (Figura 3.1). Logo, pode-se equacionar fisicamente este equilíbrio de forças como:

$$R_{ult} = R_L + R_P \quad (3.3)$$

Onde: R_{ult} : Capacidade de carga última da estaca; R_L : Resistência devido ao atrito lateral (resistência lateral); R_p : Resistência de ponta.

Figura 3.1 - Resistência lateral (R_L) e de ponta (R_p).



Fonte: Cintra e Aoki (2010).

3.2.4 Método Aoki-Velloso (1975)

O método de Aoki-Velloso (1975) foi inicialmente proposto utilizando ensaios de provas de carga estática e ensaios de cone (CPT). A partir de então, foram realizadas correlações para a utilização do método em ensaios SPT. Sua primeira aparição se deu no 5º Congresso Pan-Americano de Mecânica dos Solos e Engenharia de fundações, em 1975.

Para se obter a carga resistida pela ponta e pelo atrito lateral, multiplicam-se as respectivas áreas pelos fatores de tensão na qual a ponta e o fuste resistem de acordo com a classificação do solo e o número de golpes de SPT.

✓ Parcela de Atrito Lateral:

$$R_L = \sum_1^n A_L K \alpha N_L L \quad (3.4)$$

Onde: R_L : resistência lateral última; A_L : área lateral por metro de estaca; K, α : coeficientes tabelados que variam de acordo com o solo (Tabela 3.2); N_L : número médio de golpes de SPT da camada; L : comprimento da camada; n : número de camadas.

✓ **Parcela de ponta:**

$$R_p = A_p N_p K \quad (3.5)$$

Onde: R_p : resistência de ponta última; A_p : área de ponta da estaca; N_p : N_{spt} na ponta; K : valor tabelado de acordo com a classificação do solo (Tabela 3.2).

Após a obtenção das parcelas de resistência por atrito lateral e ponta, considera-se um fator de forma para cada uma delas obtendo, assim, a carga última da estaca. Tais fatores dependem do tipo de estaca a ser executado e estes são definidos para ponderar as diferenças de comportamento entre a estaca e o cone. Sendo assim, a capacidade de carga última é definida como:

$$R_{ult} = \frac{R_p}{F1} + \frac{R_L}{F2} \quad (3.6)$$

Inicialmente, Aoki propôs alguns valores para os fatores de $F1$ e $F2$, porém, outros autores sugeriram novos coeficientes posteriormente. Para estacas hélice contínua, por exemplo, Velloso e Lopes (2002) recomendam $F1 = 2,0$ (ponta) e $F2 = 4,0$ (lateral). Por sua vez, Monteiro (1997), indica que o $F1$ deva ser 3,0 e $F2$ deva ser 3,8. Os fatores de forma para cada tipo de estaca estão relacionados na Tabela 3.3:

Tabela 3.2 - Coeficientes "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: Cintra e Aoki (2010).**Tabela 3.3 - Fatores de forma "F1" e "F2".**

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: Cintra e Aoki (2010).

3.2.5 Método Décourt-Quaresma (1978)

Luciano Décourt e Arthur Quaresma emitiram a primeira versão deste método em 1978 no 6º Congresso Brasileiro utilizando o ensaio SPT para a previsão da carga geotécnica de ruptura da estaca. Este método foi elaborado, inicialmente, para estacas pré-moldadas e, posteriormente, foram desenvolvidos coeficientes para os demais tipos de fundações.

✓ **Parcela de ponta:**

$$R_p = A_p C N_p \quad (3.7)$$

Onde: R_p : Resistência de ponta última (kN); A_p : área de ponta da estaca; C : Coeficiente característico do solo ajustado por meio de 41 provas de carga realizadas em estacas pré-moldadas de concreto (Tabela 3.4); N_p : N_{spt} médio na ponta da estaca. Utilizam-se os valores acima, abaixo e o da cota de ponta para se determinar o valor médio.

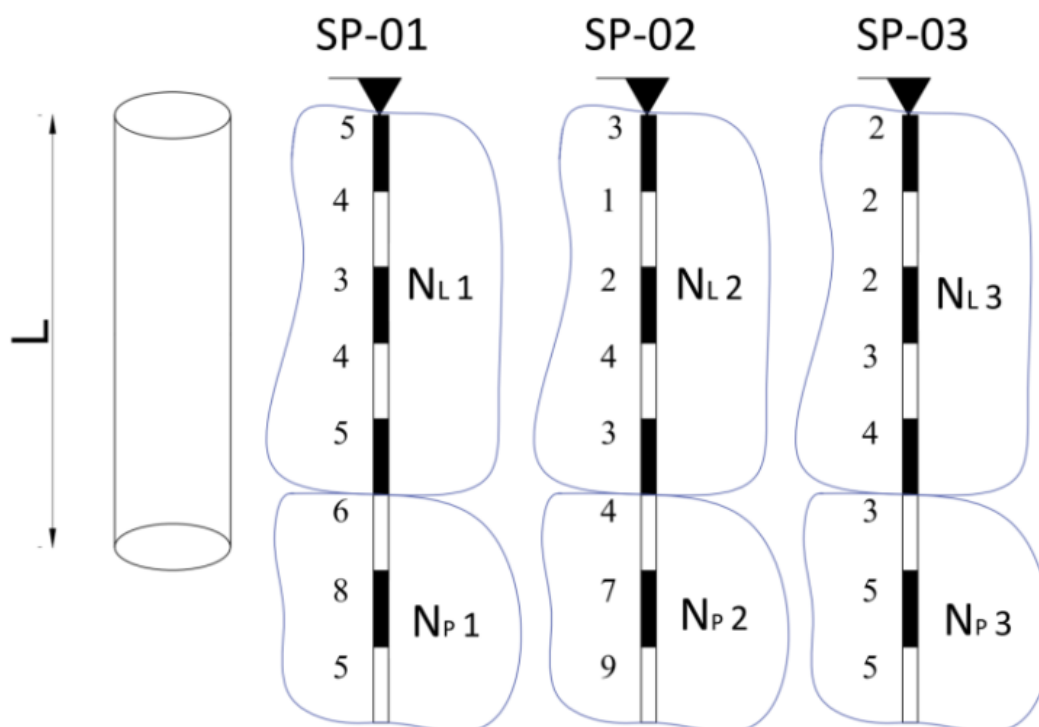
✓ **Parcela de Atrito Lateral:**

$$R_L = 10 A_L \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) L \quad (3.8)$$

Onde: R_L : resistência lateral última (kN); A_L : área lateral por metro de estaca; N_L : N_{spt} médio ao longo do fuste da estaca; L : comprimento da estaca em metro.

Para o cálculo de N_L , utiliza-se valores entre 3 e 15 para estacas Strauss ou tubulões a céu aberto. Para o caso de estacas de deslocamento ou estacas escavadas, utiliza-se valores entre 3 e 50. São desconsiderados os valores de N_{spt} utilizados para a ponta. Na Figura 3.2, podem ser visualizadas as considerações do método.

Figura 3.2 - Considerações do método de Décourt-Quaresma.



Fonte: adaptado de Boni (2018).

O coeficiente característico do solo proposto por Décourt em 1978, pode ser visualizado na Tabela 3.4, a seguir:

Tabela 3.4 - Coeficientes característicos do solo "C" (kN/m²).

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

Fonte: Décourt e Quaresma (1978).

Fonte: Cintra e Aoki (2010).

✓ Coeficientes Alfa e Beta:

Em 1996, Décourt propôs novos coeficientes a fim de expandir a sua utilização para outros tipos de estacas para além das pré-moldadas. Basicamente, o fator α é multiplicado

pela resistência de ponta e o fator β é multiplicado pela resistência lateral. Sendo assim, a formulação geral fica como:

$$R_{\text{últ}} = \alpha R_P + \beta R_L \quad (3.9)$$

Os coeficientes propostos por Décourt, em 1996, podem ser visualizados nas Tabela 3.5 e Tabela 3.6, a seguir:

Tabela 3.5 - Coeficientes " α ".

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).

Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Tabela 3.6 - Coeficientes " β ".

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).

Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Décourt sugere, ainda, que a carga admissível em estacas que admitem maiores recalques seja dada por:

$$R_{adm} = \frac{R_P}{4,0} + \frac{R_L}{1,3} \quad (3.10)$$

3.3 Desempenho dos Elementos de Fundações

Nos projetos de fundações, geralmente são utilizados métodos semiempíricos ou teóricos para a obtenção da tensão admissível ou capacidade de carga do elemento de fundação. Sendo assim, pode-se estimar a capacidade de carga teórica, porém, os valores reais permanecem incógnitos, sobretudo pelo fato do solo ser um elemento natural e heterogêneo. Por tal razão, é necessário realizar ensaios de desempenho em determinadas obras a fim de avaliar o recalque e a capacidade de carga do elemento de fundação. Deste modo, a capacidade de carga última do elemento de fundação e a sua respectiva carga admissível (embutindo o fator de segurança adequado) podem ser averiguados.

3.3.1 Monitoramento de Recalques

A medição de recalque é realizada durante o decorrer da construção ou após a conclusão da obra. Ela possui como objetivo medir as deflexões verticais que ocorrem na estrutura enquanto os elementos de fundações são lentamente carregados durante sua construção ou uso.

A norma ABNT NBR 6122 (2019) obriga a sua medição em determinados casos, a saber: estruturas com mais de 55,0 metros medidos entre o piso do térreo até a cobertura do último pavimento habitável, fundações ou estruturas não convencionais, dentre outros.

3.3.2 Fundações em Sapatas e Tubulões

No caso de tubulões ou sapatas, para garantir o desempenho de seus elementos, a norma ABNT NBR 6122 (2019) prevê que toda base de apoio da fundação deva ser aprovada por engenheiro geotécnico antes da concretagem e, em caso de dúvida, deve-se realizar ensaio de placa para confirmação da tensão admissível utilizada.

3.3.3 Fundações em Estacas

No caso de estacas, a norma ABNT NBR 6122 (2019) preconiza a obrigatoriedade de provas de carga quando a tensão de trabalho na estaca ou quando o número de estacas na obra ultrapasse os valores da Tabela 3.7, a seguir:

Tabela 3.7 - Parâmetros para execução de provas de carga.

Tipo de estaca	A Tensão de trabalho abaixo da qual não serão obrigatórias provas de carga, desde que o número de estacas da obra seja inferior à coluna (B), em MPa ^{b c d}	B Número total de estacas da obra a partir do qual serão obrigatórias provas de carga ^{b c d}
Pré-moldada ^a	7,0	100
Madeira	—	100
Aço	0,5 f_{yk}	100
Hélice, hélice de deslocamento, hélice com trado segmentado (monitoradas)	5,0	100
Estacas escavadas com ou sem fluido Ø ≥ 70 cm	5,0	75
Raiz ^e	≤ Ø 310 mm = 15,0	75
	≥ Ø 400 mm = 13,0	
Microestaca ^e	15,0	75
Trado vazado segmentado	5,0	50
Franki	7,0	100
Escavadas sem fluido Ø < 70 cm	4,0	100
Strauss	4,0	100

Fonte: ABNT NBR 6122 (2019).

A norma também permite que as provas de carga para avaliação de desempenho sejam substituídas por ensaios de carregamento dinâmico, desde que satisfaçam as seguintes condições:

- a)** Cada prova de carga seja substituída por cinco ensaios de carregamento dinâmico;
- b)** Obras que possuam um número total de estacas acima de duas vezes do estipulado em tabela deverão ter, ao menos, uma prova de carga estática.

3.3.4 Prova de Carga Estática

A prova de carga estática consiste na aplicação de cargas sucessivas e em estágios no topo do elemento de fundação. A cada novo estágio de carga, anota-se o deslocamento obtido (encurtamento elástico da estaca somado ao deslocamento do solo na estaca) e, após a estabilização do recalque ou a passagem de um tempo pré-estipulado, aplica-se um novo incremento de carga. Segundo a norma ABNT NBR 16903 (2020), o ensaio pode ser realizado com carregamento lento, rápido, misto ou cíclico, a ser definido pelo projetista.

O ensaio termina quando a carga máxima de ensaio é atingida ou quando o recalque é muito elevado, indicando uma ruptura geotécnica ou estrutural do elemento. Por definição, a ruptura geotécnica ocorre quando há um deslocamento elevado para determinada carga. Tal deslocamento máximo pode ser convencionado por autores ou pode ser determinado pela máxima capacidade do pistão do macaco hidráulico.

Há diferentes maneiras possíveis para se executar uma prova de carga estática, a saber: utilizando cargueiras, tirantes de reação, por meio de células expansivas hidrodinâmicas (Ostemberg Cell), executando estacas de reação ou introduzindo helicoides removíveis no terreno. Este último tem sido cada vez mais utilizado no meio geotécnico devido a sua praticidade de remoção das hastes após o ensaio. Nas Figura 3.3 e Figura 3.4, é possível visualizar a implantação de helicoides removíveis e a realização de um ensaio com esse tipo de solução, algo cada vez mais utilizado no âmbito geotécnico brasileiro.

Figura 3.3 - Instalação de helicoides no solo.



Fonte: Autor (2023).

Figura 3.4 - Execução de prova de carga estática com helicoides.



Fonte: Autor (2023).

3.3.5 Ensaios Dinâmicos

O ensaio consiste no emprego de uma energia sobre o elemento de fundação, usualmente utilizando um martelo de queda livre. Tal impacto provoca ondas na estaca, que é propagado por toda sua extensão. No ensaio de carregamento dinâmico, também denominado de prova de carga dinâmica, é utilizada a equação da onda para se determinar a carga de ruptura das estacas. O ensaio capta sinais elétricos, obtidos por sensores de deformação e velocidade. Tais sinais são processados em campo pela metodologia Case e, em laboratório, são modelados por meio da metodologia CAPWAP. A análise numérica CAPWAP, de modo geral, utiliza as cargas solicitantes durante o ensaio, separando as parcelas de resistência lateral e de ponta. Sendo assim, utilizando golpes com energia crescentes, tal método permite o traçado de envoltórias das resistências lateral, ponta e total do elemento de fundação.

Os principais objetivos do ensaio são: determinação da carga mobilizada máxima, determinação da energia aplicada sobre a estaca, determinação da deformação máxima e residual da estaca e a medição de eficiência do conjunto de cravação. O procedimento no Brasil é regido pela ABNT NBR 13208 (2007). A Figura 3.5, a seguir, mostra uma alternativa utilizada aos bate-estacas convencionais.

Figura 3.5 - Caminhão “munck” como alternativa ao bate-estaca convencional.



Fonte: Autor (2023).

3.4 Contribuições Prévias utilizando Métodos Semiempíricos e Ensaio de Desempenho

Albuquerque (2001) estudou o comportamento de três tipos de estacas (escavada sem estabilizante, hélice contínua e ômega) com diâmetros nominais variáveis. O autor realizou cálculos prévios de capacidade de carga utilizando métodos semiempíricos e os confrontou com provas de carga ensaiadas sobre as estacas. O autor concluiu que, para as estacas escavadas, os métodos de Vorcaro e Velloso (2000), Décourt e Quaresma (1978), Alonso (1996) e Philipponat (1978) premeditaram cargas de ruptura próximas aos obtidos no ensaio lento. Em relação às estacas hélice contínua, os métodos utilizados pelo autor se mostraram conservadores.

Silva (2011) estudou a lei de conservação de energia como base para se determinar o trabalho realizado para escavar estacas. A partir do trabalho realizado para a escavação das

fundações, juntamente com ensaios SPT e com provas de carga executadas sobre estas estacas, o autor em questão definiu algumas correlações entre tais parâmetros, a saber:

- ✓ A capacidade de carga obtida entre a prova de carga e a energia medida durante a escavação da estaca estão, sim, correlacionadas (quando o sistema está sistematizado, isto é, quando o processo de escavação adotado pelo operador tende a ser o mesmo);
- ✓ A energia medida no ensaio SPT e a energia necessária para escavar uma estaca nem sempre estão correlacionadas;

Silva (2011) destacou a importância em embutir a ponta das estacas hélice contínua em camadas de elevada resistência a fim de a ponta da estaca ser mobilizada sem deformações prejudiciais à superestrutura.

Barros (2012) utilizou 58 provas de carga estáticas executadas sobre estacas do tipo hélice contínua. Nele, há um estudo sobre a previsão das curvas carga-recalque (teóricas) que foram confrontados com os resultados das provas de carga. Adicionalmente, o autor comparou os valores de capacidade de carga medidos por meio dos ensaios com os previstos pelos métodos Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978), Antunes e Cabral (1996) e o método Alonso (1996). Para esta comparação, foi adotado o valor obtido pelo critério de ruptura da ABNT NBR 6122 (2010). Para os casos em que a reta do critério não interceptou a curva da prova de carga, o autor utilizou as curvas extrapoladas por Van der Veen (1953) e por Chin (1970). O autor definiu o método Alonso (1996) como o método que mais se aproximou da previsão de capacidade de carga das estacas Hélice Contínua das obras analisadas. É preciso salientar que o coeficiente de variação (razão do desvio padrão pela média) do método de Alonso (1996) foi de 35,0%, um valor relativamente alto. Segundo ele, “dentre os outros métodos analisados, o de Décourt-Quaresma (1978) e de Cabral (1996), mostraram-se mais conservadores do que o método de Alonso (1996) e de Aoki-Velloso (1975)”.

Anjos e Sousa (2012) utilizaram uma ferramenta estatística denominada RD (Ranking Distance) a fim de avaliar diversas metodologias de previsão de capacidade de carga por meio de 100 provas de carga estáticas. Os autores concluíram que os métodos Aoki-Velloso, com contribuição de Monteiro (1997) foi o mais preciso seguido pelo método de Antunes-Cabral (1996). Décourt-Quaresma, por sua vez, foi tido como conservador.

Alledi (2013) analisou a transferência de carga de estacas hélice contínua, instrumentadas em profundidade, visando entender seu comportamento em solos da região da Grande Vitória – ES utilizando os métodos de Décourt-Quaresma (1996), Alonso (1996)

e Antunes Cabral (1996) para definição dos comprimentos das estacas. A autora concluiu que “de uma forma geral, comparando os valores de cargas de ruptura previstos pelos métodos semiempíricos com os valores obtidos pelas provas de carga, nota-se que os métodos semiempíricos ora superestimaram, ora subestimam os valores de carga total, de atrito lateral e de ponta. Alguns fatores podem estar associados a essa dispersão de resultados, como o comprimento da estaca, resistência do solo da ponta e o consumo de concreto acima do teórico”.

Silva (2013) avaliou métodos de previsão de capacidade de carga em perfis metálicos do tipo “H” por meio de ensaios dinâmicos e provas de carga. Foram analisados, também, negas e repiques utilizando fórmulas dinâmicas. Com relação aos métodos semiempíricos, o de Aoki-Velloso (1975) foi o que obteve a melhor aproximação.

Murakami (2015) apresentou um novo procedimento para a análise CAPWAP por meio de provas de carga estática e ensaios dinâmicos sobre estacas pré-moldadas de concreto. O autor enfatizou a eficiência dos ensaios dinâmicos já utilizados com os ajustes automáticos ou BM (*Best Match Quality*), não obstante, propôs formas de obter melhores resultados por meio de análises CAPWAP.

Albuquerque et al. (2016) analisou o comportamento de uma estaca mista composta por segmento de concreto protendido vazado de 18,0m somado a um perfil metálico HP310x79,0 de 15,0m de comprimento. A capacidade de carga foi estimada por diversos métodos e utilizando diferentes considerações para a seção do perfil metálico, a saber: a resistência lateral foi calculada utilizando perímetro do retângulo envolvente e o perímetro colado. No caso da resistência de ponta do perfil metálico, foram utilizados a área do retângulo envolvente e a área da seção do aço. Uma prova de carga estática foi utilizada como modo de avaliação, porém, os autores concluíram que não foi possível identificar quais considerações para perímetro e área de ponta foram mais precisas, uma vez que o ensaio não chegou à ruptura geotécnica.

Souza (2018) avaliou a carga de ruptura de estacas hélice contínua com ponta embutida em solo residual compacto. O autor concluiu que foram obtidas resistências unitárias de pontas entre 2,7MPa a 4,0MPa, valores considerados relevantes. Quanto aos métodos de previsão de capacidade de carga, de maneira geral, os métodos de Aoki-Velloso (1975) e Monteiro (1997) demonstraram resultados próximos dos encontrados nos ensaios.

Albuquerque et al. (2019) avaliou métodos semiempíricos e teóricos para determinação da capacidade de carga em estacas de perfil metálicos comparando-os com provas de carga à compressão. Os perfis embutiram sua ponta em solos de baixa resistência,

focando o trabalho na resistência lateral. Concluiu-se que o método semiempírico de Décourt-Quaresma (1982), modificado por Décourt (1996) apresentou bons resultados.

3.5 Segurança aplicada à Engenharia Geotécnica

Os métodos semi-probabilísticos clássicos aplicados à engenharia estrutural utilizam coeficientes de segurança parciais a fim de se determinar os valores solicitantes e resistentes de cálculo. Se determinado tipo de material possui um controle de qualidade excelente, fazendo com que o desvio padrão seja baixo, então é preconizado um baixo coeficiente minorador de resistência, como observado para o aço CA-50. O coeficiente minorador da resistência do aço em cálculos estruturais de elementos de concreto armado usualmente equivale a 1,15. Para o concreto, o coeficiente minorador da resistência à compressão em estruturas é 1,40, sendo que, para estacas hélice contínua executadas em ambiente litorâneo, este mesmo coeficiente equivale a 3,6. Isso ocorre devido a uma maior dispersão da média da resistência à compressão durante a fabricação, problemas ocasionados durante o transporte e lançamento do concreto, dentre outras variáveis que podem fazer com que a qualidade do concreto da estaca seja comprometida.

Por sua vez, o estudo clássico em geotecnia utiliza o fator de segurança global como um de seus grandes pilares. Ele é utilizado para o cálculo de tensões admissíveis de sapatas e tubulões ou cargas admissíveis em estacas. O equacionamento para tal é definido como:

$$P_{adm} = \frac{R_k}{FS_g} \text{ sendo } P_{adm} \geq S_k \quad (3.11)$$

Portanto:

$$S_k \leq \frac{R_k}{FS_g} \quad (3.12)$$

Onde: P_{adm} : Tensão admissível de sapatas e tubulões ou carga admissível de estacas; R_k : Forças ou tensões características de ruptura (últimas); S_k : Solicitações características; FS_g : Fator de segurança global.

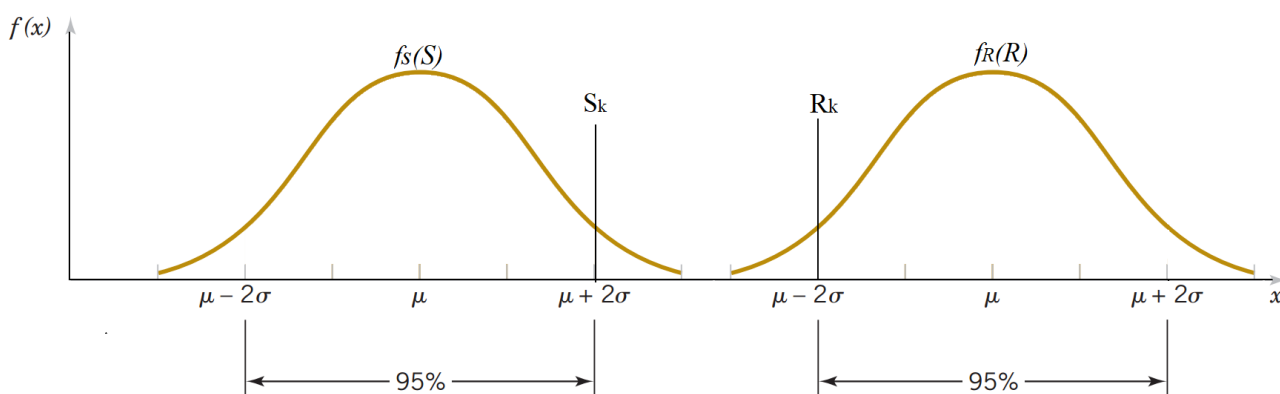
Este formato de cálculo existe para que se evite a ruína do solo. Permanecendo a resistência geotécnica maior que a solicitação estrutural evita-se que a ruptura geotécnica seja atingida. Enfatiza-se a utilização do verbo “evitar” em vez do verbo “extinguir”, pois, sempre haverá alguma probabilidade, mesmo que remota, de se atingir tal ruptura.

A norma ABNT NBR 6122 (1996) menciona: “As cargas admissíveis em elementos de fundação são obtidas pela aplicação de fatores de segurança (..) sobre os valores de capacidade de carga obtidos por cálculo ou experimentalmente.” Portanto, não há comentários sobre cargas características ou outros termos probabilísticos. Nesta seara, Aoki (2003) conclui que a análise, nesta norma, feita por meio da carga (ou tensão) admissível possui algumas questões a serem solucionadas, como:

- ✓ A abordagem é determinística na solicitação e resistência;
- ✓ A variabilidade das variáveis, somada à variabilidade do solo do terreno, não são analisadas.

Como visto anteriormente na equação (3.11), a norma vigente de fundações introduz alguns termos probabilísticos à equação, solucionando parcialmente a questão, uma vez que ela introduz os termos “característicos” às equações. Sendo assim, a norma discorre sobre a necessidade em utilizar os valores de solicitação e resistência conforme a Figura 3.6, a seguir.

Figura 3.6 - Representação das forças resistentes e atuantes características.



Fonte: Autor (2023).

A Norma ABNT NBR 6122 (2019) preconiza, também, fatores de segurança mínimos aplicados à ruptura geotécnica em fundações superficiais e profundas. Para o caso de estacas

do tipo hélice contínua, por exemplo, a norma sugere o fator de segurança mínimo global igual a 2,0 caso sejam utilizados métodos teóricos ou semiempíricos, com a condicionante de que a resistência de ponta seja menor que a parcela de resistência de atrito lateral. No caso de fundações rasas, a norma sugere os seguintes valores:

Tabela 3.8 - Segurança em fundações rasas.

Métodos para determinação da resistência última	Fator de segurança global FS_g
Semiempíricos ^a	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 3,00
Analíticos ^b	3,00
Semiempíricos ^a ou analíticos ^b acrescidos de duas ou mais provas de carga, necessariamente executadas na fase de projeto, conforme 7.3.1	2,00

Fonte: adaptado de ABNT NBR 6122 (2019).

Como exposto, o termo “fator de segurança” já é bastante difundido e utilizado no meio geotécnico brasileiro. Não obstante, há uma variável complementar que pode ser utilizada para aprimorar a análise geral de um projeto. Tal variável é denominada como “margem de segurança”. O equacionamento da função “margem de segurança” pode ser definido como:

$$M = R - S \text{ sendo que } M > 0 \quad (3.13)$$

Onde: M : Função margem de segurança; R : Resistência geotécnica; S : Solicitação estrutural.

Este formato de cálculo também existe para que se evite a ruína do solo. Condicionando a resistência geotécnica como sendo maior que a solicitação estrutural evita-se que a ruptura geotécnica seja atingida. A seguir, serão arquitetados dois cenários distintos, de modo determinístico, a fim de exemplificar a importância da função “margem de segurança”. A representação das forças nos cenários pode ser visualizada na Figura 3.7.

✓ Cenário 1:

$S_1 = 300,0 \text{ kN}$ (Solicitação normal sobre a estaca)

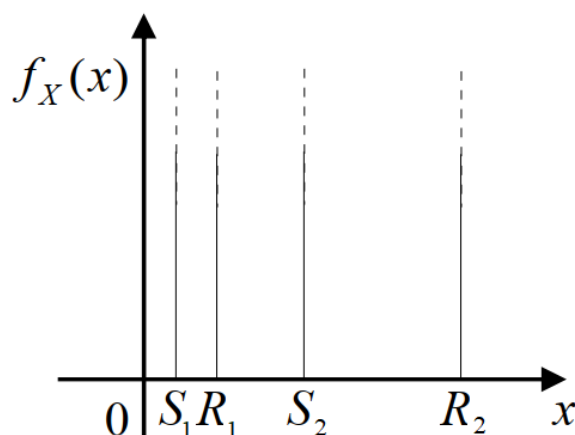
$R_1 = 600,0 \text{ kN}$ (Ruptura geotécnica de uma estaca com diâmetro 30cm)

✓ Cenário 2:

$S_2 = 1300,0 \text{ kN}$ (Solicitação normal sobre a estaca)

$R_2 = 2600,0 \text{ kN}$ (Ruptura geotécnica de uma estaca com diâmetro 60cm)

Figura 3.7 - Representação das forças resistentes e atuantes de modo determinístico.



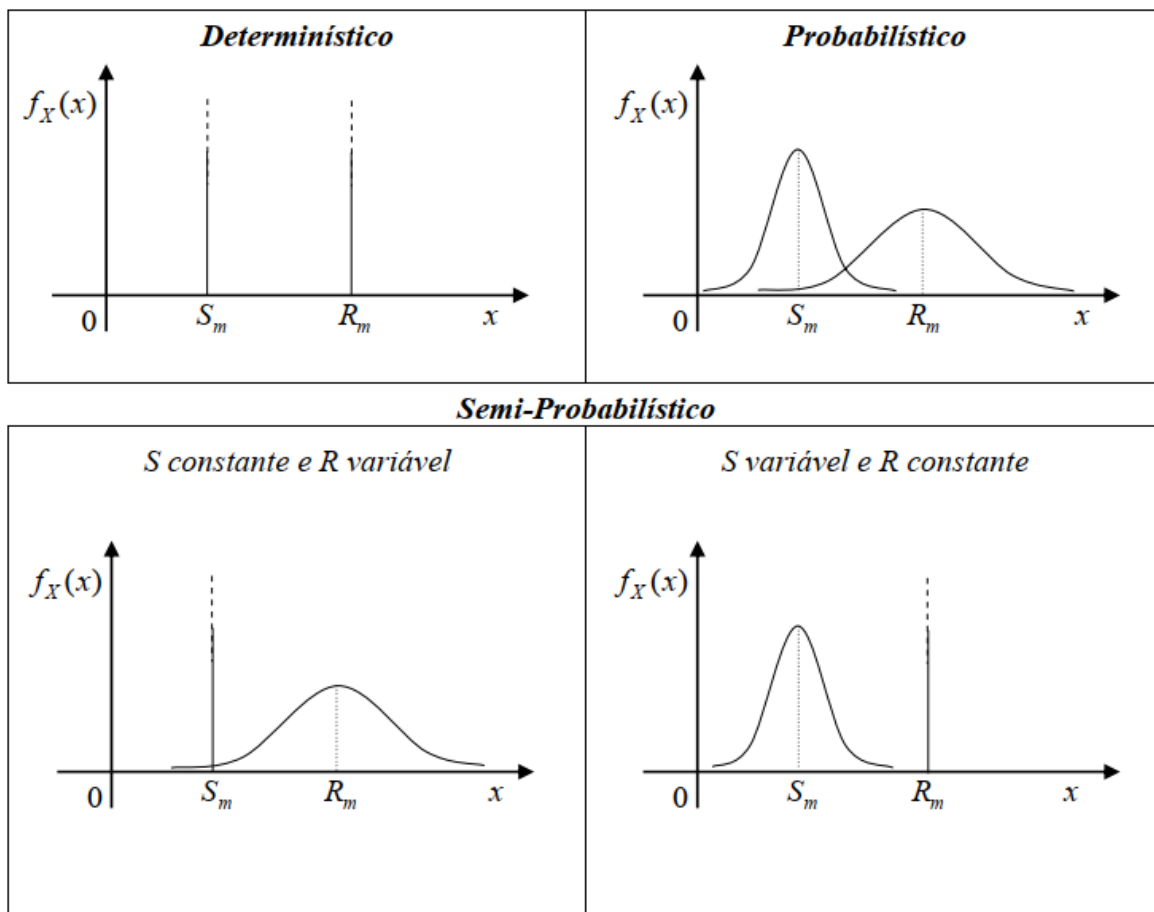
Fonte: Autor (2023).

Em ambos os cenários, o fator de segurança global calculado equivale a 2,0, não obstante, a margem de segurança dos cenários um e dois são, respectivamente, 300,0kN e 1300,0kN. Analisando apenas a variável “fator de segurança”, interpreta-se que há a mesma segurança contra à ruptura em ambos. Avaliando a variável “margem de segurança”, interpreta-se que a estaca do cenário um está mais próxima da ruptura quando comparado à estaca do cenário dois. Portanto, talvez seja prudente e necessário realizar uma análise complementar utilizando a função “M”.

Independente dos valores de R e S, os fatores de segurança globais permanecem iguais, porém, o valor de M se altera completamente. Prosseguindo com a análise, passando do campo determinístico (onde se utiliza os valores mais prováveis) para o campo semi-probabilístico e probabilístico, nota-se que não são analisadas outras características das resistências e solicitações na análise determinística, como a dispersão e o formato das respectivas curvas. Na Figura 3.8, a seguir, podem ser visualizados os métodos, utilizados em engenharia, para verificação da segurança. É possível visualizar, também, a influência

da dispersão e o tipo de distribuição de probabilidade no resultado da função “margem de segurança”.

Figura 3.8 - Procedimento de verificação da segurança.



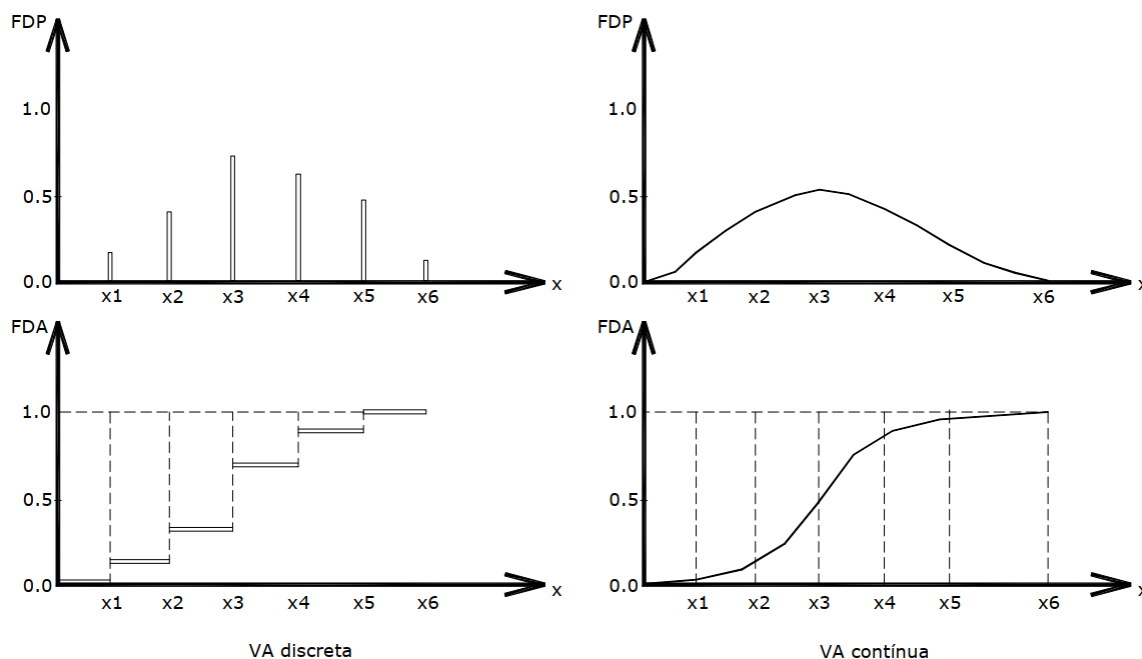
Fonte: Silva (2006).

3.6 Tipos de Distribuição de Probabilidade

Modelos matemáticos que relacionam valores absolutos com a sua probabilidade de ocorrência podem ser denominados como “distribuição de probabilidade”. De forma geral, há dois tipos de variáveis aleatórias: as discretas, cujo espaço amostral é formado por um número contável de pontos amostrais, e as contínuas, cujo espaço amostral é formado por um número infinito e incontável de pontos amostrais. A distribuição de probabilidades difere para os dois tipos de variáveis aleatórias: para as discretas, é representada por um conjunto de valores, ao passo que, para as contínuas, há uma função de densidade de probabilidade $f_X(x)$.

A Figura 3.9, a seguir, demonstra visualmente a função de densidade de probabilidade (FDP) e a função acumulada de probabilidades (FDA) para as variáveis aleatórias discretas e contínuas.

Figura 3.9 - FDP e FDA de variáveis aleatórias discretas e contínuas.



Fonte: Nogueira (2010).

Há vários modelos específicos de distribuições, seja para variáveis aleatórias discretas ou contínuas. Neste trabalho serão expostos alguns modelos de distribuições contínuas que serão utilizados durante as análises realizadas.

3.6.1 Distribuição Normal (Gaussiana)

Este é o modelo de distribuição mais difundido e relevante, seja em teoria ou em aplicação. A distribuição normal pode representar o comportamento probabilístico de fenômenos naturais e propriedades de materiais (coesão, resistências do aço ou concreto) ao mesmo tempo em que as médias e as proporções de amostras seguem o Teorema do Limite Central (quanto maior o tamanho da amostra, mais a média amostral se aproxima de uma distribuição normal). Os dois parâmetros internos que descrevem a distribuição são média e desvio-padrão.

A função densidade de probabilidades é dada por:

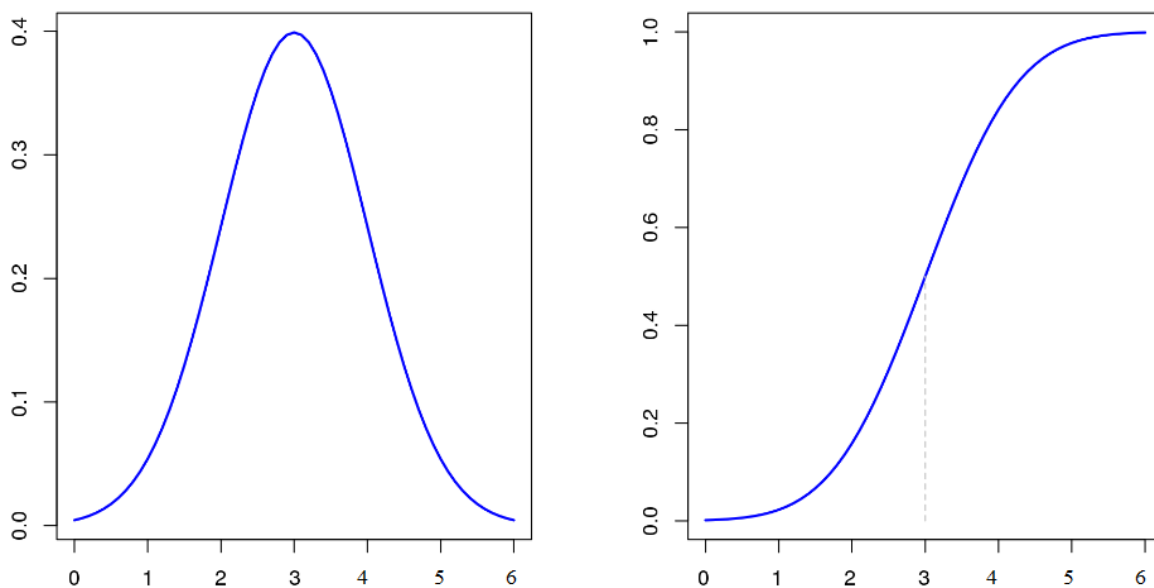
$$f_x(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x - \mu}{\sigma} \right)^2 \right] \text{ sendo } x \in \mathbb{R} \quad (3.14)$$

A sua função de distribuição acumulada não pode ser expressa de forma analítica, não obstante, ela pode numericamente calculada como:

$$F_x(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp \left(\frac{u - \mu}{2\sigma^2} \right)^2 du \text{ sendo } x \in \mathbb{R} \quad (3.15)$$

As FDP e FDA da distribuição normal podem ser visualizadas graficamente na Figura 3.10, a seguir:

Figura 3.10 - FDP e FDA de uma distribuição normal.



Fonte: Autor (2023).

3.6.2 Distribuição tipo Gumbel de Máximos (extremos do tipo I)

Em estatística e probabilidade, a distribuição do tipo Gumbel de Máximos é usada para modelar eventos onde há valores extremos máximos que retornam periodicamente. Essa distribuição pode ser aplicada a fenômenos da natureza, como cheias de rios ou incidência de ventos (Gumbel, 1954). Tal modelo é adequado, também, para representar forças de ações acidentais em estruturas. Os dois parâmetros internos são a moda (u) e a medida de dispersão beta (β).

A função densidade de probabilidades é dada por:

$$f_x(x) = \frac{1}{\beta} e^{-(z+e^{-z})} \text{ sendo } \beta > 0 \text{ e } x \in \mathbb{R} \quad (3.16)$$

$$\text{sendo } z = \frac{x - u}{\beta} \quad (3.17)$$

A sua função de distribuição acumulada pode ser definida como:

$$F_x(x) = e^{-e^{-z}} \text{ sendo } \beta > 0 \text{ e } x \in \mathbb{R} \quad (3.18)$$

Os parâmetros internos deste modelo podem ser obtidos por meio da média e desvio padrão, conforme equações expostas a seguir:

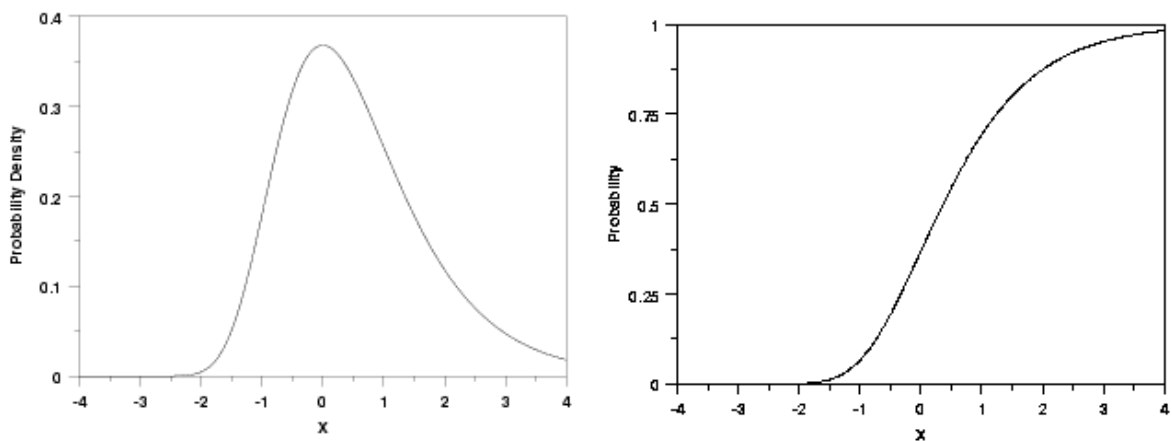
$$\mu_x = u + \beta\gamma \quad (3.19)$$

$$\sigma_x = \frac{\pi}{\sqrt{6}}\beta \quad (3.20)$$

Em que $\gamma = 0,5772$ (Constante de Euler).

As FDP e FDA da distribuição normal podem ser visualizadas graficamente na Figura 3.11, a seguir:

Figura 3.11 - FDP e FDA de uma distribuição Gumbel de máximos.



Fonte: Autor (2023).

3.7 Teoria da Confiabilidade Aplicada à Engenharia Geotécnica

A Confiabilidade é uma medida probabilística que pode ser interpretada como o indicativo de desempenho de um sistema. Em engenharia geotécnica, a análise da confiabilidade considera as incertezas do solo e da solicitação estrutural para se determinar o nível de segurança contra as possíveis rupturas para os eventos estudados. A ruptura pode ser geotécnica, quando há uma deformação excessiva do solo, ou estrutural, quando há a falha do elemento estrutural. Como resultado deste estudo, determina-se a probabilidade de falha do evento de interesse. A confiabilidade (P_s) de um sistema é definida como o evento complementar da probabilidade de falha (P_f), conforme descrito na equação (3.21):

$$P_s = 1 - P_f \quad (3.21)$$

De forma geral, há uma relação direta entre o fator de segurança global e a probabilidade de falha. Considerando que a o FS seja equivalente à razão de R_k e S_k , então há uma relação entre o FS e P_f . Se as médias de R e S estiverem distantes e seus respectivos coeficientes de variação forem baixos, então, o FS será elevado e a P_f , baixa. De modo análogo, se as médias dentre elas possuírem valores próximos e seus respectivos valores de R_k e S_k também, então, certamente haverá uma região na qual ocorrerá a falha. A teoria da confiabilidade busca mensurar exatamente essa região.

O problema fundamental da confiabilidade, em estruturas ou geotecnia, pode ser descrito conforme a equação (3.22), que descreve uma função de estado limite. Caso o resultado desta função seja positivo, há segurança. Caso contrário, estará no domínio de falha do sistema.

$$MS(X) = R(X) - S(X) \quad (3.22)$$

Onde: $MS(X)$: Margem de Segurança; $R(X)$: Função de resistência; $S(X)$: Função de solicitação; X : Variável Aleatória ou função de variável aleatória não determinística.

Caso as variáveis aleatórias R e S sejam normalmente distribuídas e estatisticamente independentes, as estatísticas de M podem ser obtidas pelas equações (3.23) e (3.24):

$$\mu_M = \mu_R - \mu_S \quad (3.23)$$

$$\sigma_M = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (3.24)$$

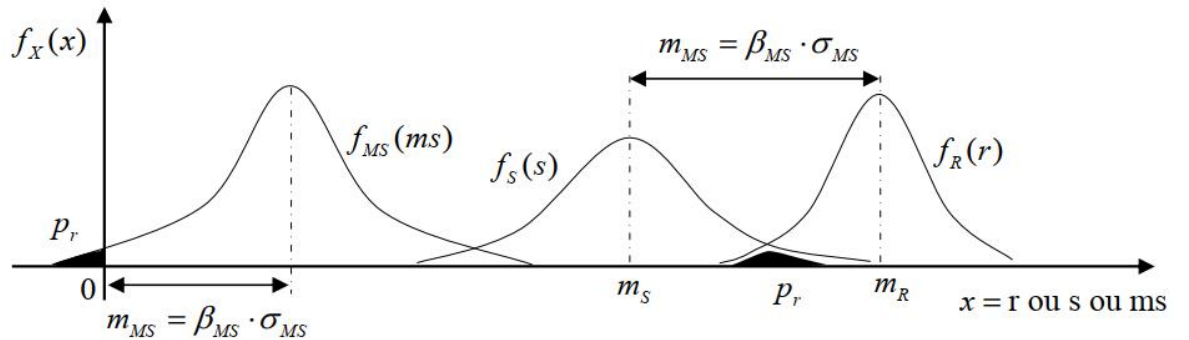
Onde: μ_M , μ_R e μ_S as médias de M, R e S, respectivamente; σ_M , σ_R e σ_S os desvios-padrão de M, R e S, respectivamente.

Por fim, o índice de confiabilidade é definido pela equação (3.25):

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (3.25)$$

Na Figura 3.12, a seguir, é possível visualizar o que foi descrito anteriormente por meio de fórmulas. A área pintada entre as funções de resistências e solicitação representam a probabilidade de falha da análise. Analogamente, também representa a probabilidade de falha onde a área cujo resultado de $MS(X)$ for negativa.

Figura 3.12 - Probabilidades de falha (ruína) esquematizadas.



Fonte: Silva (2006).

Quanto maior for o índice de confiabilidade, maior também será a distância geométrica entre a resistência e a solicitação e, portanto, maior será a segurança probabilística do conjunto. Cornell (1969) apresenta um modo alternativo de descrever o índice de confiabilidade (β):

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad (3.26)$$

Onde: Φ : Distribuição acumulada de probabilidades de uma variável aleatória.

Há uma relação direta entre a probabilidade de falha e o índice de confiabilidade (β). Observa-se que pequenas mudanças no índice β provocam elevadas alterações na probabilidade de falha. A Tabela 3.9, a seguir, expõe esta relação que existe entre estes dois termos.

Tabela 3.9 - Relação entre P_f e β .

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}	→	3,10
10^{-4}	→	3,72
10^{-5}	→	4,25
10^{-6}	→	4,75

Fonte: Ang e Tang (1984).

3.7.1 Intervalos de Segurança sugeridos na Engenharia Geotécnica

Não há uma definição clara na literatura sobre um intervalo admissível de índice de confiabilidade a ser utilizado na engenharia de fundações. Tão pouco há algo preconizado na norma brasileira ABNT NBR 6122 (2019). Sendo assim, nesta seção serão expostas algumas orientações emitidas por autores ou normas internacionais.

O conceito sobre riscos está mais difundido no mercado internacional. A norma europeia EN 1990 (Eurocode, 2002) denominada “Base para Projeto Estrutural” possui em sua seção 2.2 premissas sobre os níveis de segurança a ser adotado em projetos estruturais. Em seu anexo B, ela define valores dos índices de confiabilidade a depender das consequências de ruína. Ver Tabela 3.10 para melhor entendimento.

Tabela 3.10 - Classes de consequência.

Classe de Consequência	Descrição	Tipo de Obra
CC3	Alta consequência em termos de perda de vidas humanas e consequência muito grande em termos econômico, social ou ambiental.	Estádios, edifícios públicos onde as consequências da ruína são altas (por exemplo sala de concertos)
CC2	Média consequência em termos de perda de vidas humanas e consequência considerável em termos econômico, social ou ambiental	Edifícios residenciais, edifícios comerciais, edifícios públicos onde as consequências da ruína são médias (por exemplo edifício de escritórios).
CC1	Baixa consequência em termos de perda de vidas humanas e consequência pequena ou negligenciável em termos econômico, social ou ambiental.	Edifícios agrícolas, onde normalmente não entram pessoas (por exemplo edifício de estocagem e estufa)

Fonte: Eurocode (2002).

Na sequência, a norma define os valores mínimos de índices de confiabilidade para o estado limite último, a depender dos valores utilizados de referência. As classes de confiabilidade RC1, RC2 e RC3 são correspondentes às classes de consequência CC1, CC2 e CC3, respectivamente. Tais valores podem ser visualizados na Tabela 3.11, a seguir:

Tabela 3.11 - Índices de confiabilidade mínimos.

Classe de Confiabilidade	Mínimo valor de β	
	Período de 1 anos	Período de 50 anos
RC3	5.2	4.3
RC2	4.7	3.8
RC1	4.2	3.3

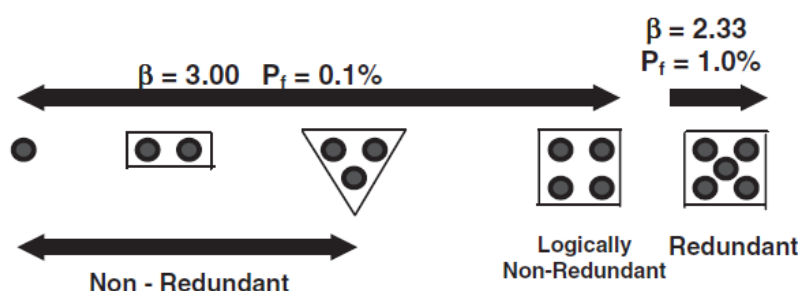
Fonte: Eurocode (2002).

A norma EN 1997 (Eurocode, 2007), relativa a projetos geotécnicos, indica em seu escopo que ela deve ser utilizada em conjunto com a norma EN 1990 (Eurocode, 2002). Sendo assim, no caso de uma análise geotécnica de uma obra predial residencial, o índice de confiabilidade mínimo a ser considerado é 3,80.

Meyerhoff (1969) e Whitman (1984 e 2000) indicam valores próximos para índices de confiabilidade admissíveis em fundações. Aquele autor sugere índices de confiabilidade admissíveis para fundações “offshore” e convencionais como 2,33 e 3,72, respectivamente. Por sua vez, este autor sugere valores entre 2,33 e 3,10 para fundações em geral.

Paikowsky (2004) realiza uma revisão bibliográfica e uma pesquisa da prática comum sobre os índices de confiabilidade em fundações profundas. O autor sugere 3,0 como índice alvo para blocos com fundações profundas de até quatro estacas. Para fundações com 5 ou mais elementos, o autor sugere a utilização do índice de confiabilidade 2,33 (referente à probabilidade de falha 1,0%). Ver Figura 3.13. Tal sugestão é seguida pela norma *American Association for State Highway and Transport Officials (AASHTO, 2020)*.

Figura 3.13 - Índices de confiabilidade alvo para diferentes tipos de blocos.



Fonte: Paikowsky (2004).

3.7.2 First Order Reliability Method (FORM)

O método FORM transforma as variáveis aleatórias do espaço físico X para o espaço normal-padrão não-correlacionado Y . Sendo assim, é um método que permite utilizar várias funções de densidade de probabilidades e suas possíveis correlações entre pares de variáveis aleatórias.

No presente trabalho é utilizado o FORM para determinação das probabilidades de falha, uma vez que há distribuições não normais. Todas as variáveis aleatórias são consideradas estatisticamente independentes e, portanto, não há qualquer tipo de correlação entre elas.

3.7.3 Erro de Modelo

Em qualquer método ou modelo físico onde há tentativas de representação, dificilmente algum deles representará fielmente a realidade. Em outras palavras, há erros inerentes ao processo. Seja na determinação das variáveis ou na formulação do modelo.

Segundo Fürst (2020), em um contexto probabilístico, o erro (ou incerteza) de modelo pode ser representado como uma variável aleatória, cuja distribuição e parâmetros

são determinados, por exemplo, a partir de comparações entre ensaios realizados em laboratório ou medidas de campo e a resistência avaliada segundo modelos teóricos ou numéricos.

Para Soares (1997), um mesmo problema físico pode ser avaliado por diversas óticas em engenharia, sendo assim, pode-se embutir um fator de incerteza nas análises de confiabilidade referente à abordagem utilizada.

Tal incerteza pode ser embutida nos cálculos por dois diferentes meios: pelo erro de modelo multiplicativo, apresentado por Ang e Cornell (1974), onde a correção do modelo é operada por uma multiplicação, ou pelo erro de modelo aditivo, apresentado por Zio e Apostolakis (1996), onde a correção do modelo é operada por uma adição. Suas respectivas formulações são apresentadas a seguir, nas equações (3.27) e (3.28):

$$Y_R = \emptyset_m \times Y^*(X) \quad (3.27)$$

$$Y_R = \emptyset_a + Y^*(X) \quad (3.28)$$

Onde: Y_R : Modelo real; $Y^*(X)$: Modelo teórico aproximado; $\emptyset_m$: Erro de modelo multiplicativo; $\emptyset_a$: Erro de modelo aditivo.

3.8 Programas Computacionais

A análise de confiabilidade sobre o estaqueamento foi realizada utilizando ferramentas computacionais *in house*, descritos a seguir.

3.8.1 Software *RELgen*

Este programa foi desenvolvido por Nogueira (2010) e utiliza a linguagem de programação Fortran. Em seu programa, há as opções de se utilizar diferentes tipos de distribuições de probabilidades, a saber: distribuição uniforme, normal, lognormal, Gumbel (extremos tipo 1), gama e beta. As análises disponíveis para execução são via FORM e MCS (*Monte Carlo Simulation*). A seguir, na Figura 3.14, pode ser visualizado o local de entrada de dados do programa. Por sua vez, na Figura 3.15, é exposto um arquivo de saída do programa.

Figura 3.14 - Dados de entrada do programa RELgen.

```

----- ARQUIVO PRINCIPAL DE ENTRADA DE DADOS DO RELgen -----
----- MÉTODO DE ANÁLISE -----
1
----- TIPO DE ALGORITMO PARA O FORM -----
1
----- NÚMERO DE MODOS DE FALHA -----
1
----- NÚMERO DE VARIÁVEIS ALEATÓRIAS -----
8
----- ESTATÍSTICAS DAS VARIÁVEIS ALEATÓRIAS -----
V. A.      MÉDIA      DESV. PADR.      DISTR. PROB.
1          792.36     117.24          1
2          193.47     28.63           1
3          595.88     204.48          1
4          261.02     20.43           1
5          957.52     95.75           1
6          162.00     40.50           1
7           62.51     21.25           3
8           62.51     21.25           3
----- SUPERFÍCIES DE RESPOSTAS -----
GR. POL.   PE. EXP.   TER. CRUZ.   TER. CRUZ. ORDEM 3
2          1         1           1
----- SEMENTE PARA SIMULAÇÃO -----
11111111
----- TOLERÂNCIA PARA CONVERGÊNCIA -----
0.001
----- NÚMERO MÁXIMO DE ITERAÇÕES/SIMULAÇÕES -----
30

```

Fonte: Nogueira (2010).**Figura 3.15 - Dados de saída do programa RELgen.**

```

----- ARQUIVO PRINCIPAL DE SAIDA DE DADOS DA ANALISE DE CONFIABILIDADE -----
----- Iteracao:      1 -----
----- COORDENADAS DO PONTO DE PROJETO NO ESPACO FISICO -----
X1      X2      X3      X4      X5      X6      X7
0.271830E+03  0.162429E+03 -0.987539E+03  0.245214E+03  0.610326E+03  0.224116E+03  0.745515E+02
----- COORDENADAS DO PONTO DE PROJETO NO ESPACO NORMAL-PADRAO -----
Y1      Y2      Y3      Y4      Y5      Y6      Y7
-0.443987E+01 -0.108422E+01 -0.774364E+01 -0.773682E+00 -0.362604E+01  0.153373E+01  0.769450E+00
----- EQUACAO DE ESTADO LIMITE NO ESPACO FISICO -----
GX
0.257574E+04
----- FATORES DE SENSIBILIDADE -----
A1      A2      A3      A4      A5      A6      A7
0.202090E+00  0.120513E-01  0.614743E+00  0.613662E-02  0.134794E+00  0.241158E-01  0.606966E-02
0.449544E+00  0.109779E+00  0.784056E+00  0.783365E-01  0.367143E+00 -0.155293E+00 -0.779080E-01
----- INDICE DE CONFIABILIDADE -----
Beta
9.8764
----- PROBABILIDADE DE FALHA -----
PFail
0.000000E+00
----- ERRO EM TERMOS DO INDICE DE CONFIABILIDADE -----
Erro
0.100000E+01
----- ERRO EM TERMOS DAS COORDENADAS DO PONTO DE PROJETO -----
Erro
0.100000E+01

```

Fonte: Nogueira (2010).

Como pode ser observado na Figura 3.14, o programa retorna vários dados relevantes acerca do comportamento probabilístico do sistema analisado. Pontos de projeto, fatores de sensibilidade, probabilidade de falha, índice de confiabilidade e erro de convergência podem ser visualizados e analisados pelo projetista ao utilizar o programa.

O projetista responsável pode utilizar o programa inserindo sub-rotinas em seu corpo a fim de personalizar o programa a seu modo. É importante salientar que o programa funciona utilizando a equação de estado limite escrita pelo usuário em rotina específica. É possível inserir rotinas de cálculos dos métodos semiempíricos ou realizar tais cálculos em outros programas e inserir, apenas, a função de estado limite de interesse dentro do software. Na Figura 3.16, a seguir, pode ser visualizada algumas das funções “margem de segurança” utilizada nessa dissertação.

Figura 3.16 - Exemplo de aplicação do programa RELgen.

```
! --- Função de Estado Limite: para análises analíticas ---
! -----
! - Dissertação Iberê - confiabilidade em estacas mistas e HC
!
S1 = VX(1)
S2 = VX(2)
S3 = VX(3)
S4 = VX(4)
S5 = VX(5)
S6 = VX(6)
S7 = VX(7)
S8 = VX(8)
!
G = S1 + S2 + S3 + S4 + S5 - S6 - S7 !AV_PERM e DQ_PROV_PERM
G = S1 + S2 + S3 + S4 + S5 - S6 - S7 - S8 !AV_V e DQ_PROV_V
G = S1 + S2 + S3 + S4 - S5 - S6 !DQ_ORIG_PERM
G = S1 + S2 + S3 + S4 - S5 - S6 - S7 !DQ_ORIG_V
! -----
```

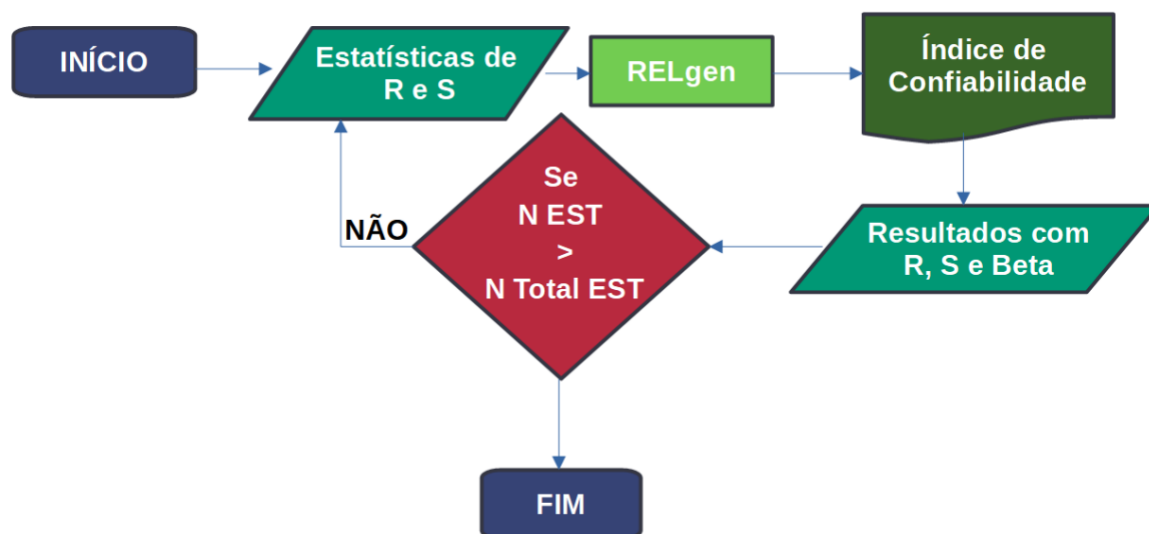
Fonte: Autor (2023).

3.8.2 Acoplamento em Python

Mondini (2022) desenvolveu uma rotina em Python a fim de automatizar o processo de entrada de dados e saída de resultados do programa de Nogueira (2010). Tal ferramenta possibilita a entrada de dados em uma planilha eletrônica, contendo os dados necessários (todas as variáveis aleatórias e seus parâmetros estatísticos) e executando várias hipóteses no programa de Nogueira (2010) em um único comando.

Na Figura 3.17, apresenta-se um fluxograma com a explicação lógica do algoritmo. Segundo a explicação do próprio desenvolvedor, “todas as estatísticas de resistência e solicitação das estacas são armazenadas em uma matriz, onde cada linha representa as informações de uma estaca do projeto. Assim, ao inserir a informação de uma estaca no programa RELgen, o valor de seu índice de confiabilidade, sensibilidade e probabilidade de falha serão concatenados junto com os dados iniciais da estaca. Este procedimento é realizado sequencialmente para as linhas subsequentes da matriz, até que seja satisfeito o cálculo de confiabilidade de toda a matriz.”

Figura 3.17 - Fluxograma com a lógica do algoritmo de acoplamento.



Fonte: Mondini (2022).

Após a preparação inicial da planilha eletrônica (Excel), executa-se o programa em Python no prompt de comando do Windows. Os dados de saída podem ser vistos também em planilha eletrônica, onde são expostos os índices de confiabilidade e probabilidades de falha para cada hipótese, como também, as sensibilidades de cada variável aleatória do sistema.

3.9 Contribuições Sobre Confiabilidade em Engenharia Geotécnica

Os estudos anteriores, de forma geral, demonstram a dificuldade em expandir o uso da teoria da confiabilidade em fundações. Grande parte devido à alta variabilidade do solo e, no caso do Brasil, a alta variabilidade do ensaio SPT. Boni (2018) apresenta uma síntese sobre a evolução do tema, inclusive internacionalmente.

Teixeira et al. (2012) conduziu sua análise utilizando MCS e FORM a fim de examinar a influência das incertezas geotécnicas na confiabilidade de estacas carregadas verticalmente. O autor concluiu que o FORM é aplicável em casos mais simples e como uma primeira abordagem, uma vez que se trata de um método de aproximação e ele não consegue incorporar detalhes e sutilezas da análise.

Cabral et al. (2016) avaliou o risco das fundações em uma obra executada em estacas Hélice Contínua por meio de provas de carga estáticas e métodos semiempíricos para previsão das capacidades de carga. Segundo os autores, utilizando o critério de rigidez de Luciano Décourt, a probabilidade de ruína foi nula.

Cao et al. (2017) dissertou sobre a caracterização de incertezas geotécnicas para análises de estabilidades utilizando MCS. Várias abordagens probabilísticas foram abordadas a fim de auxiliar estudantes e projetistas. Segundo os autores, as incertezas epistêmicas interferem diretamente na avaliação de desempenho de uma estrutura geotécnica.

Boni (2018) utilizou uma abordagem probabilística em um projeto de fundações com solução em estacas escavadas. O autor empregou uma abordagem utilizando FORM a fim de se determinar os índices de confiabilidade e probabilidades de falha do estaqueamento. A sua análise foi realizada de modo individual, isto é, analisando os blocos separadamente. O autor enfatizou que os resultados dependem da variabilidade do solo. Ele disse que nem sempre uma maior quantidade de ensaios implica em melhores resultados probabilísticos, uma vez que os ensaios podem ter uma grande variabilidade nos resultados.

Silva Neto e Oliveira (2018) utilizaram duas obras do nordeste a fim de estudar os conceitos de confiabilidade aplicados em engenharia geotécnica. A solução do estaqueamento se deu em estacas hélice contínua e em estacas pré-moldadas de concreto. Os autores concluíram que há uma grande variabilidade nos resultados de resistências das estacas, a depender das sondagens e do método utilizado. Sendo assim, os valores de confiabilidade podem ser aceitos, ou não, a depender do método utilizado.

Velloso (2019) apresentou um estudo de confiabilidade sobre um estaqueamento de uma obra pública. A parcela geotécnica resistente foi obtida por meio de métodos semiempíricos. Foram realizadas análises de vulnerabilidade, prevendo que uma estaca do bloco chegasse à ruína e as forças no bloco fossem redistribuídas. A autora concluiu que a alta variabilidade de resistência causa um grande impacto na segurança em fundações e sugeriu, para trabalhos futuros, que fossem analisadas obras de fundação como um todo, considerando todos os diâmetros do estaqueamento.

Campello (2020) apresentou uma metodologia para modelagem da variabilidade do solo e suas respectivas incertezas em barragens de mineração. Foram compilados dados, por meio de ensaios geotécnicos, e feito os seus tratamentos estatísticos com ênfase nos coeficientes de variação, distribuições de probabilidade e sensibilidade. A autora concluiu que, dentre as propriedades avaliadas, nenhuma apresentou uma única distribuição com melhor ajuste. Por fim, enfatizou sobre a importância da seleção adequada de parâmetros estatísticos para que seja realizada uma boa análise com um resultado realista.

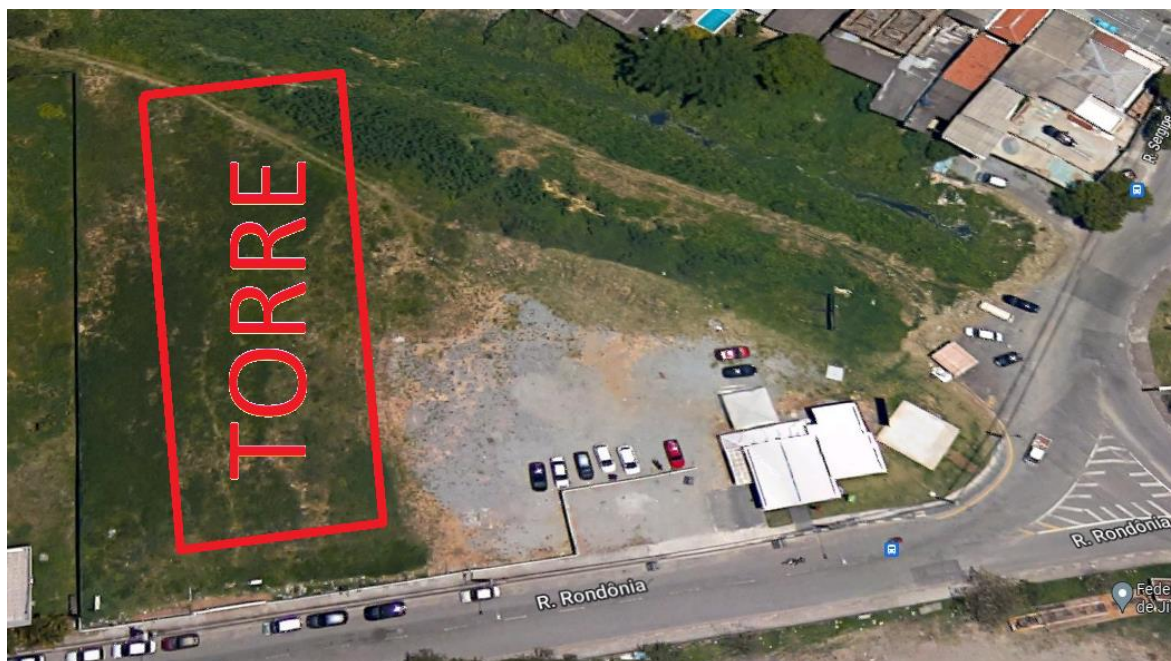
4 Estudo de Caso

Neste trabalho, a teoria da confiabilidade foi empregada na análise da segurança de um estaqueamento de uma obra real, utilizando dados de ensaios geotécnicos e ensaios de desempenho. Para a obtenção dos resultados, foram consideradas as incertezas de cada variável aleatória incluída nas equações de estado limite. Sendo assim, foi possível determinar as probabilidades de falhas para o grupo de estacas de cada bloco, para o caso de permanente e acidental, quanto das estacas mais solicitadas estruturalmente para a hipótese com vento.

4.1 Localização

A obra estudada se localiza na região metropolitana de São Paulo, mais precisamente na cidade de Barueri, estado de São Paulo. A área considerada pode ser visualizada na Figura 4.1.

Figura 4.1 - Localização da torre.



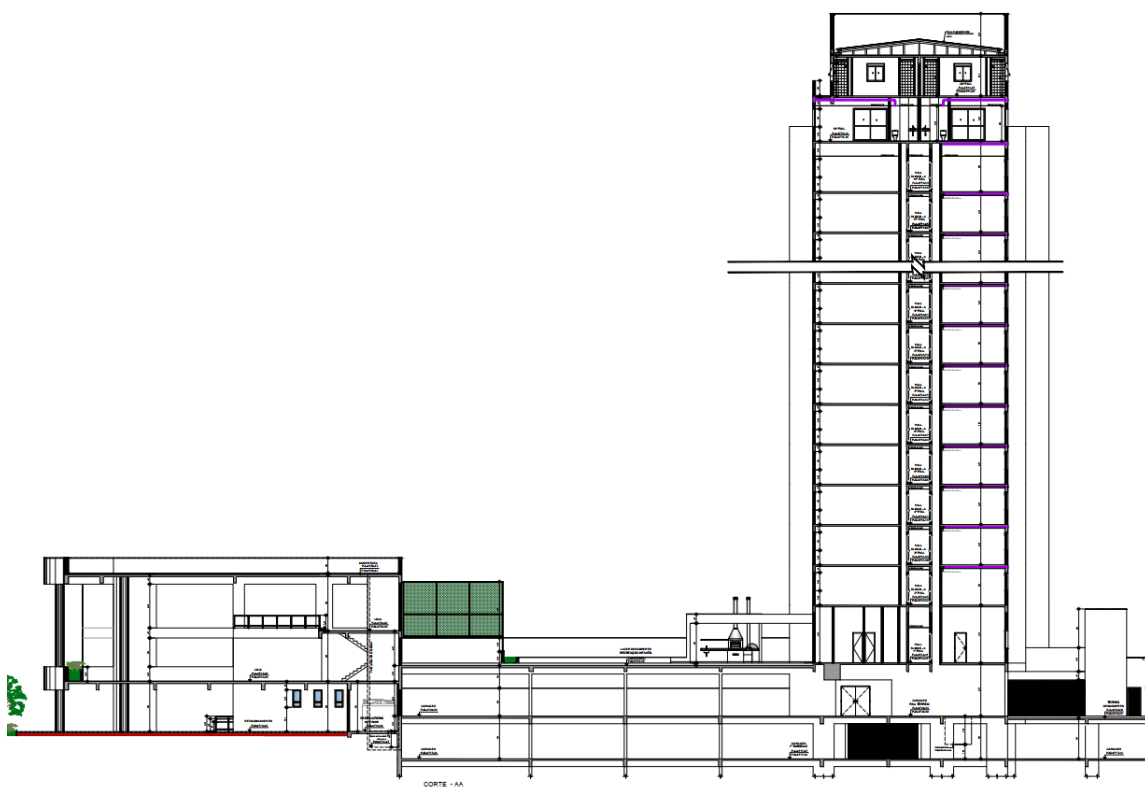
Fonte: Autor (2023).

4.2 O Empreendimento

O empreendimento imobiliário é bem amplo, sendo constituído por uma vasta área periférica (garagem), porém, decidiu-se analisar somente a torre da obra em questão, a qual

é constituída por 1 subsolo, térreo, 20 pavimentos tipo, pavimento barrilete e, por fim, o reservatório superior. O desempenho das fundações foi avaliado por meio de ensaios dinâmicos e do monitoramento dos recalques, uma vez que o prédio possui mais que 55,0 m entre o térreo e o topo do último pavimento habitável. A área da projeção da torre é de, aproximadamente, 800,0 m². A seguir, na Figura 4.2, pode ser observado o corte esquemático da torre.

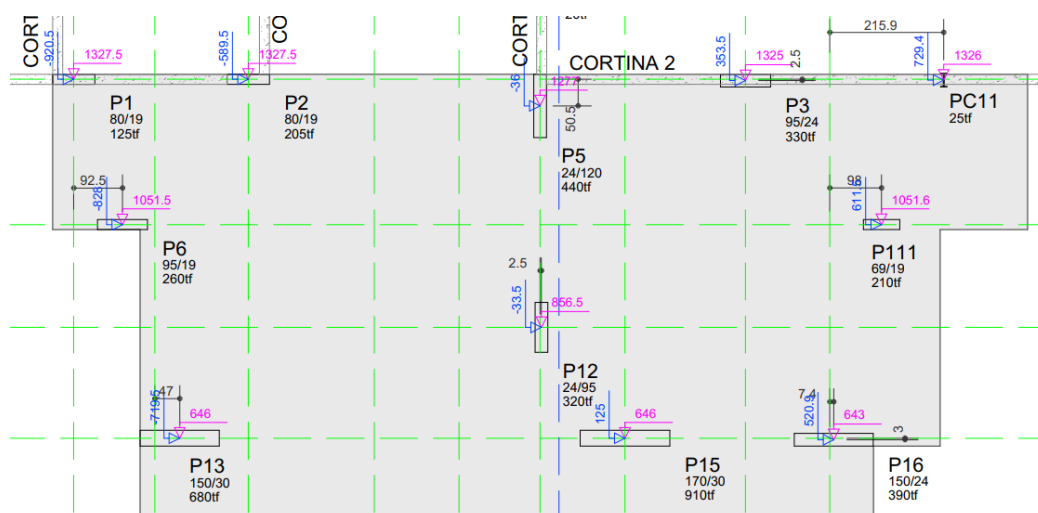
Figura 4.2 - Corte esquemático do empreendimento.



Fonte: Kartal Arquitetura (2021).

4.3 A Solução da Superestrutura

A torre foi executada em alvenaria convencional, isto é, em pilares de concreto armado com alvenaria de fechamento entre eles. As cargas provenientes da estrutura foram fornecidas pela “RM Mais Engenharia”, empresa especializada e consolidada no ramo. O programa computacional utilizado foi o “TQS”, sendo disponibilizada a tabela de cargas com solicitações de vento. A somatória das cargas permanentes e acidentais se encontra ao lado dos respectivos pilares do desenho em planta. Na Figura 4.3, a seguir, é possível visualizar trecho da planta de locação dos pilares fornecida pela estrutura:

Figura 4.3 - Representação das cargas da torre.

Fonte: RM Mais Engenharia (2021).

Para ampliar a análise probabilística, procede-se com a separação das cargas entre a parcelas permanente e acidental. Sendo assim, foi requerida à empresa estrutural a disponibilização de tabela do TQS contendo tal divisão. O TQS expõe as cargas separando a parcela do peso próprio das demais cargas permanentes, isto é, a força peso (Fz) na parcela denominada “cargas permanentes” se refere à todas cargas permanentes com exceção do peso próprio. A Tabela 4.1 ilustra tais parciais em parte dos pilares da torre contendo, também, as solicitações de ventos em cada pilar.

Tabela 4.1 - Cargas parciais provenientes da estrutura.

Elem	Peso Próprio (kN)			Cargas permanentes (kN)			Cargas acidentais (kN)			Vento X			Vento Y		
	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz (kN)	Fx (kN)	My (kNm)	Fz (kN)	Fx (kN)	Mx (kNm)
P1	786.30	-0.80	0.30	508.40	-1.10	-0.10	121.60	-0.30	0.30	291.00	15.90	39.20	25.20	0.60	1.60
P2	1043.30	-1.00	0.20	939.10	-1.60	0.60	234.40	-0.30	0.00	122.90	14.40	38.10	49.90	0.80	1.80
P3	1751.20	0.60	-4.20	1263.60	0.80	-5.90	333.60	-0.20	0.60	26.20	43.80	97.40	79.60	0.40	2.70
P5	1936.10	0.40	1.10	1821.20	0.60	1.50	521.50	-0.30	1.30	138.00	1.30	5.80	46.40	48.90	114.20
P6	1335.50	-3.60	4.80	873.40	-32.40	-3.20	397.00	13.10	6.40	175.80	2.70	42.80	21.00	0.70	1.80
P12	1698.80	0.50	-1.20	944.20	0.90	-4.00	501.90	-0.50	-0.10	123.40	0.80	4.60	63.00	10.50	47.00
P13	3455.00	24.30	14.90	2472.80	13.40	6.70	980.10	10.30	9.40	1632.70	24.60	273.80	103.30	0.50	7.20
P15	4348.60	-6.80	5.60	3557.40	-1.60	-0.40	1428.20	-3.70	5.70	13.30	27.90	436.90	24.20	3.80	12.60
P16	2077.40	3.70	2.10	1288.30	7.10	0.50	563.40	-3.20	1.80	1763.70	13.80	251.00	105.20	1.90	6.00
P19	2291.40	9.60	-1.70	1776.50	6.90	0.10	890.60	6.50	-1.80	220.20	12.50	224.80	146.70	1.20	3.20
P21	1955.40	-4.70	-3.60	1707.30	-5.60	-1.40	500.50	-5.00	-3.30	487.50	17.40	67.70	69.20	2.60	7.10
P22	3967.20	26.20	-2.20	3120.60	5.50	-0.60	1007.60	21.80	-1.60	478.60	16.40	171.50	25.00	0.00	5.40
P23	6772.40	10.70	1.40	3600.60	15.90	1.60	1717.00	1.70	1.00	247.70	42.20	3416.60	8.40	97.90	6986.40
P24	1800.10	-3.00	3.00	1508.00	-4.60	1.40	451.90	-3.70	3.30	510.10	16.90	70.70	62.40	2.70	7.30
P25	2412.50	5.00	1.00	1881.20	9.50	0.20	860.20	0.60	1.00	221.80	14.40	243.50	208.60	1.40	3.50
P28	1235.30	7.60	-1.10	919.30	-2.40	-0.30	395.50	8.00	-0.70	137.50	9.20	77.60	10.30	0.00	2.20
P29	2415.70	12.30	1.70	1777.50	2.20	0.80	778.80	8.60	1.00	1810.00	19.00	369.50	11.00	1.00	4.90
P30	3175.90	-5.40	2.80	2935.10	-6.50	6.10	1172.40	-4.00	0.10	1493.70	19.10	549.90	6.90	3.50	11.90
P32	3128.80	5.00	3.20	3389.60	13.90	8.70	963.20	0.50	-1.50	1814.60	26.30	583.70	19.50	4.90	14.20
P33	2368.10	-7.40	1.80	1906.90	-4.00	5.30	648.80	-6.60	-2.20	1869.70	24.00	434.20	16.20	2.60	7.40
P34	1612.80	9.70	0.00	1238.00	-1.50	0.10	525.60	11.80	-0.10	212.90	2.90	86.20	10.30	0.60	2.90
P35	2425.80	-0.70	-0.80	1817.00	1.00	-1.80	853.90	0.10	-0.20	245.20	4.30	300.00	207.70	1.40	3.50
P38	1852.30	-3.20	-4.40	1643.00	5.10	-6.00	430.80	-7.10	-1.50	652.90	18.10	86.90	57.00	2.80	7.50
P39	2131.30	25.40	-0.70	1862.50	11.90	-0.90	552.90	17.50	-0.30	465.10	2.90	182.70	18.90	0.50	3.10
P40	6716.50	1.00	4.20	3618.70	6.30	4.90	1568.30	-1.30	4.30	528.30	29.80	5090.30	79.50	90.70	7021.70

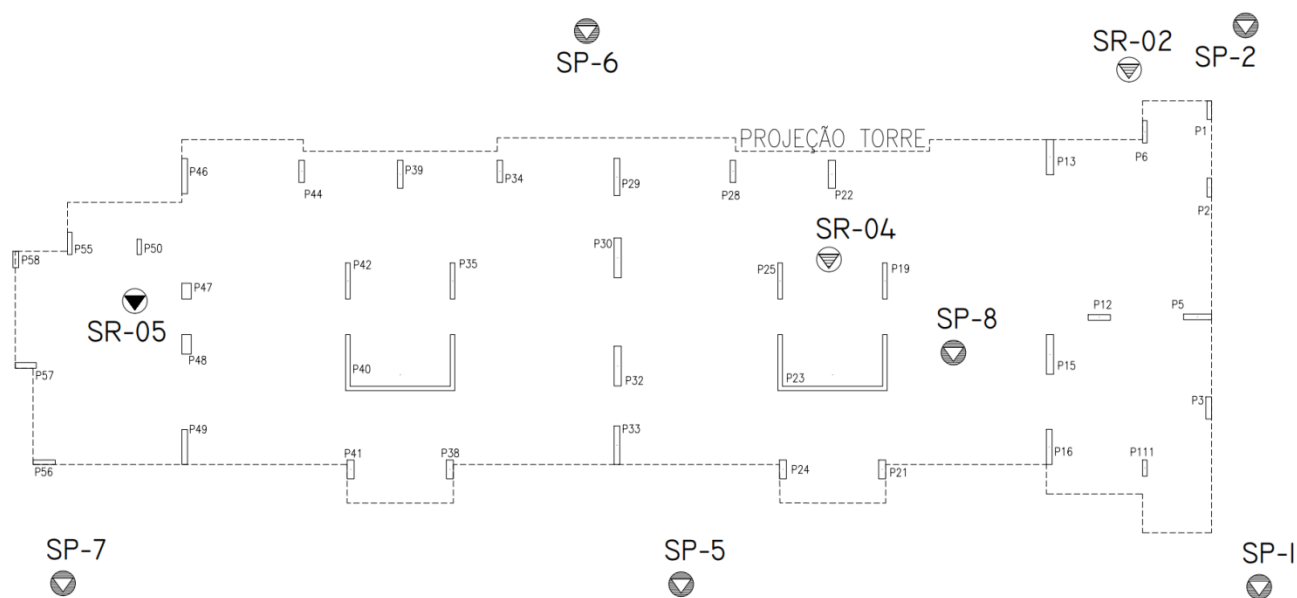
Fonte: RM Mais Engenharia (2021).

O estudo probabilístico foi realizado apenas na região da torre, onde se concentra a maior incidência de vento, como também, encontram-se as maiores solicitações de cargas na obra. Por ser uma região crítica, os ensaios de desempenho foram realizados, também, apenas nessa região.

4.4 Investigação Geotécnica

As investigações do terreno foram baseadas, inicialmente, em ensaios SPT. Todas as sondagens SPT indicaram um terreno impenetrável à percussão no final de seus respectivos ensaios. Sendo assim, foram realizados ensaios complementares, desta vez sondagens rotativas, a fim de verificar a presença de matacão e/ou a do substrato rochoso. Sendo confirmada presença de rocha, o ensaio também trouxe informações sobre a sua qualidade. A localização dos ensaios de referência para a torre pode ser visualizada na Figura 4.4.

Figura 4.4 - Localização das sondagens rotativas (SR) e à percussão (SP).



Fonte: Autor (2023).

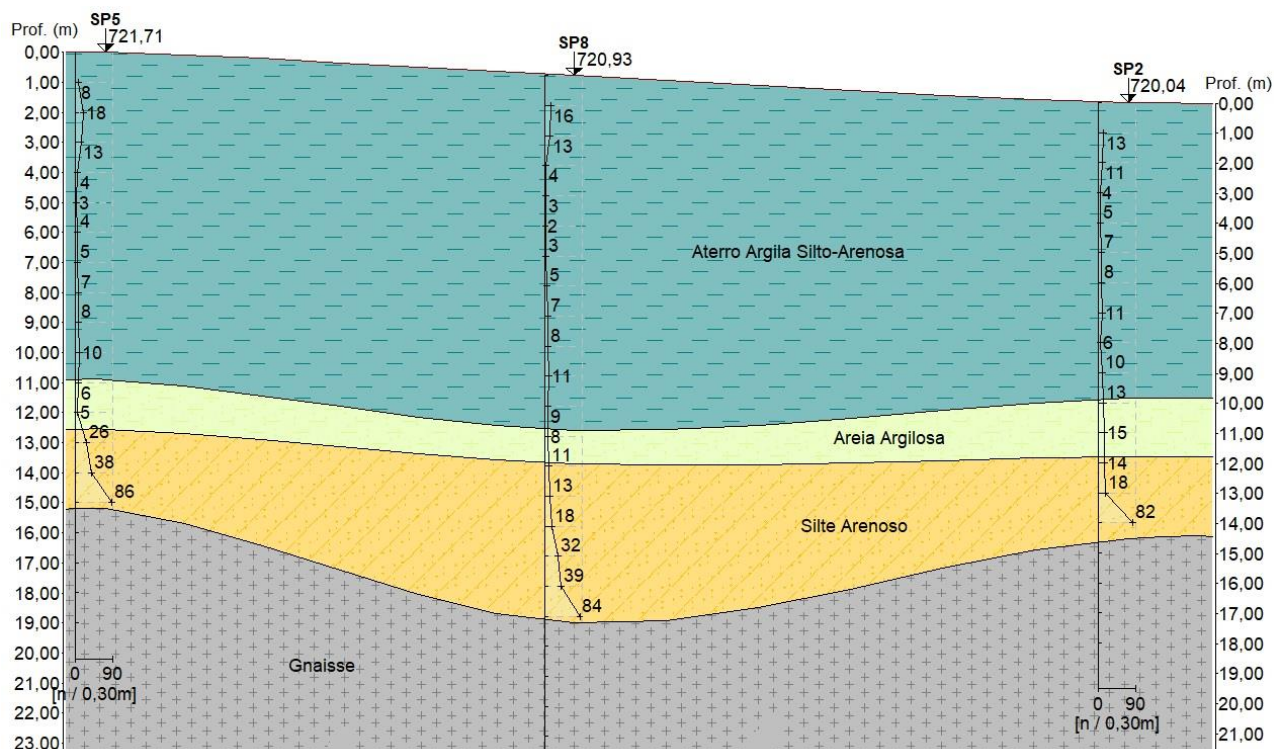
Observa-se uma boa quantidade de ensaios na região do prédio. A posição da torre do empreendimento foi alterada durante o desenvolvimento dos projetos da obra, porém, mesmo assim os ensaios se mantiveram em locais favoráveis para o estudo e desenvolvimento do projeto.

As Figura 4.5 e Figura 4.6 apresentam seções transversais do terreno interpretadas a partir dos resultados dos ensaios SPT contemplando o N_{spt} . Detalhes com a coloração do

material ou presença de matéria orgânica devem ser visualizados nos relatórios das sondagens, no anexo A deste trabalho.

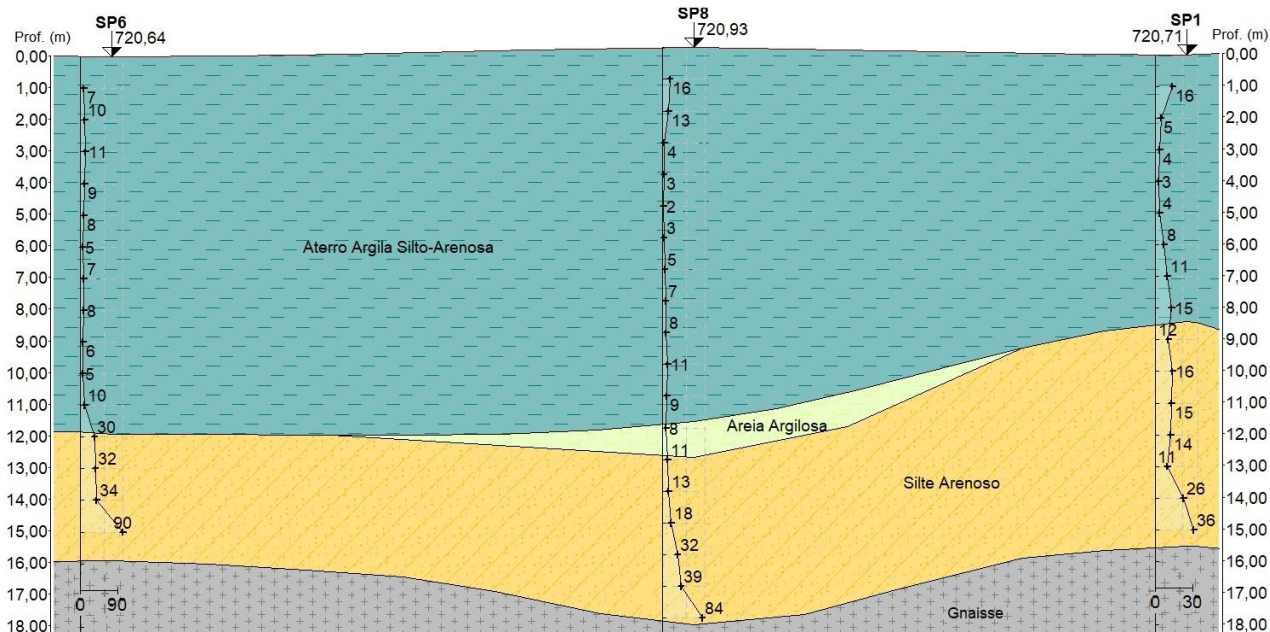
Salienta-se que há uma espessa camada de aterro por todo o terreno, possivelmente por se tratar de uma região baixa e nas proximidades de Alphaville e Tamboré (Barueri-SP), onde houve grandes obras nos anos 1970.

Figura 4.5 - Corte transversal SP5 - SP2.



Fonte: Autor (2023).

Figura 4.6 - Corte transversal SP6 - SP1.

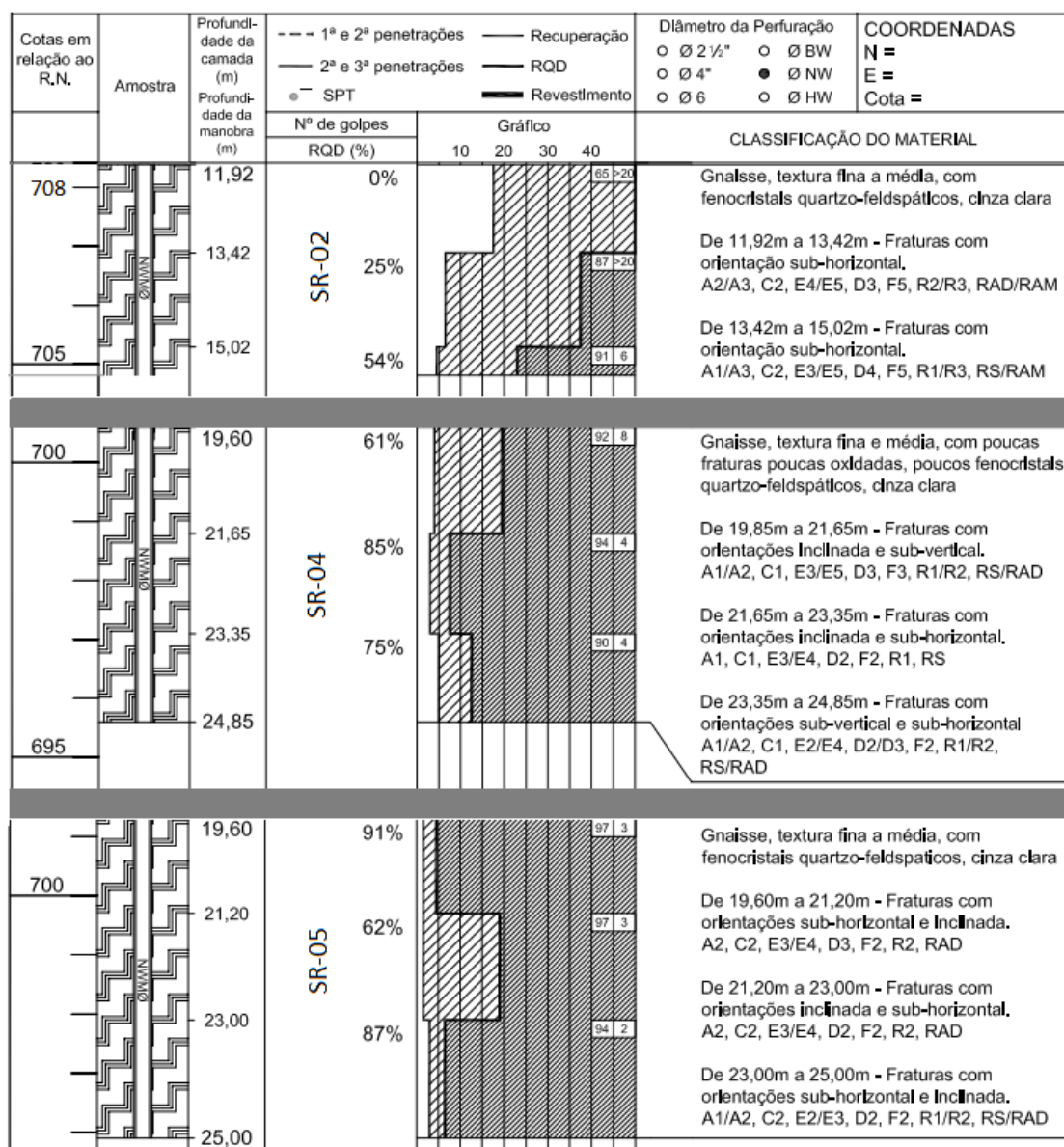


Fonte: Autor (2023).

Na Figura 4.7 pode ser visualizado um resumo onde é evidenciado que os impenetráveis não são matacões ou limonita, mas sim provenientes de material rochoso. Os testemunhos demonstraram ser uma rocha metamórfica de médio a alto grau, isto é, que foi submetida a elevadas temperaturas e pressões durante sua formação.

Observa-se que, nos ensaios SR-02, SR-04 e SR-05 o material rochoso se iniciou, de fato, entre as cotas 708,0m e 701,0m, corroborando com as faixas de impenetráveis determinadas nos ensaios SPT.

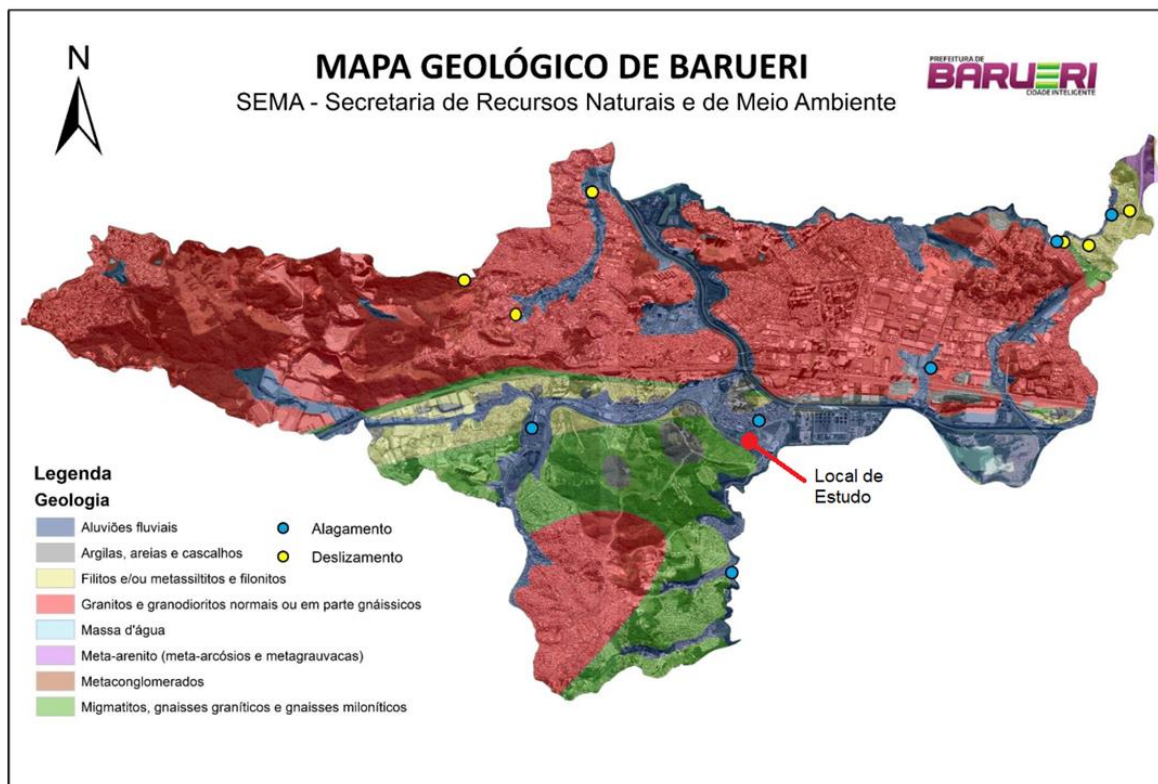
Figura 4.7 - Sondagens rotativas na projeção da torre.



Fonte: Engestac (2019).

Segundo Moreira (2020), a geologia do local estudado é definida por uma região de transição entre “aluviões fluviais” e “gnaisses graníticos”. Na Figura 4.8, a seguir, é possível visualizar o mapa geológico de Barueri, como também, o local de estudo.

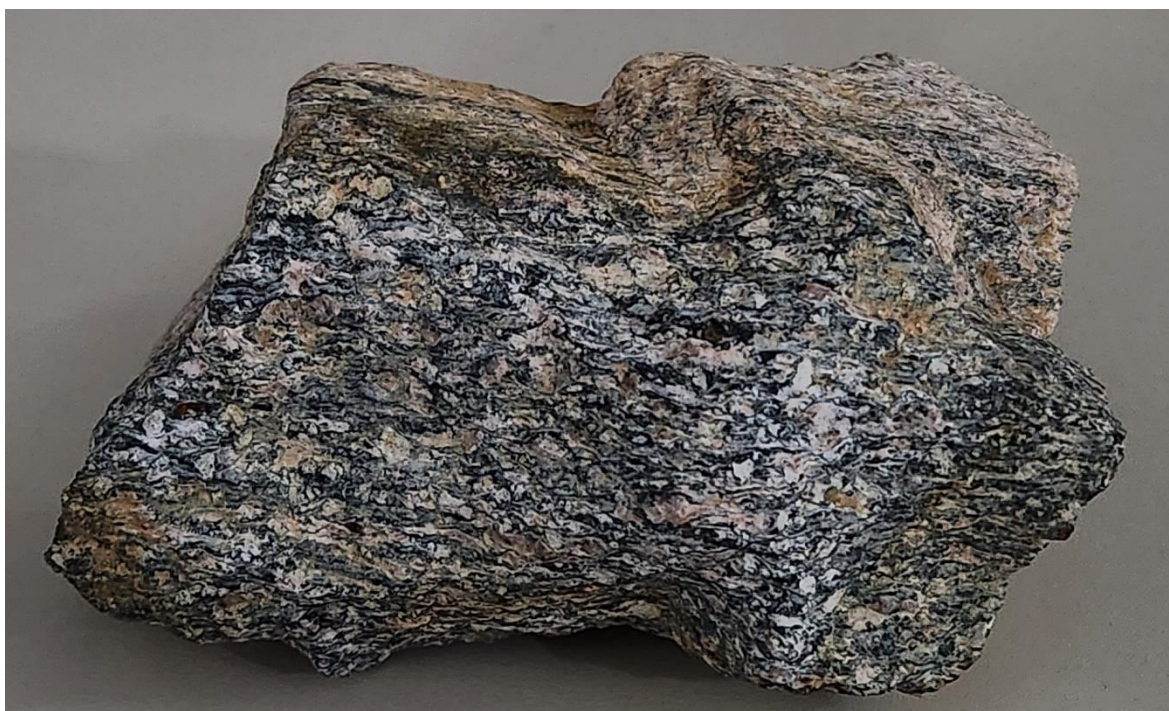
Figura 4.8 – Mapa geológico de Barueri-SP



Fonte: adaptado de Moreira (2020).

Amostras da rocha foram retiradas de obra adjacente ao local de estudo. Na Figura 4.9 é possível visualizar uma dessas amostras. A partir de uma análise visual e por meio dos dados obtidos nas Figura 4.7 e Figura 4.8, infere-se tratar de um “gnaisse granítico”. Na Figura 4.10 é possível visualizar uma amostra de tal rocha. A confirmação da classificação da rocha deve ser realizada com testes específicos.

Figura 4.9 – Amostra de rocha retirada de obra adjacente.



Fonte: Autor (2023).

Figura 4.10 – Amostra de gnaiss granítico.



Fonte: Geociências (2023).

4.5 A Solução da Infraestrutura

O momento da escolha do tipo de fundações é um dos pontos cruciais para qualquer empreendimento de grande porte. É essa seleção que determina, na maioria das vezes, a viabilidade econômica da obra.

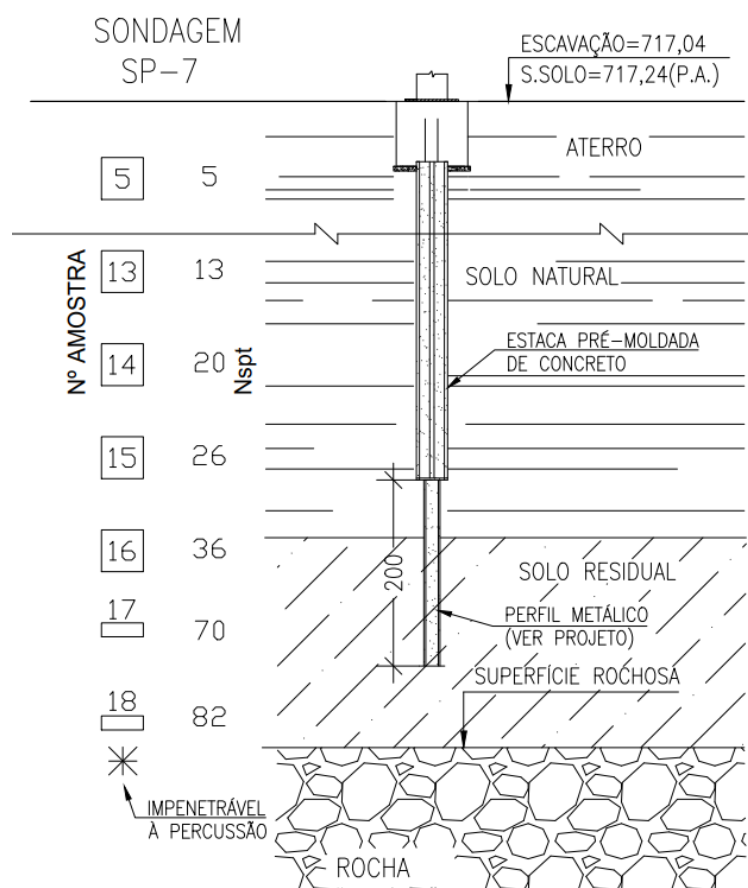
No caso da obra em questão, o perfil geológico-geotécnico se mostrou bem desafiador para dissipar as cargas solicitantes da superestrutura sem a necessidade de perfuração em rocha. Como soluções possíveis, contemplando a perfuração em rocha, destacam-se as seguintes: estaca raiz embutida em rocha com a utilização de martelos de fundo, estacas escavadas de grande diâmetro com máquina competente e ponteira em tungstênio ou widea, dentre outros. As maiores questões a serem vencidas nessas soluções seriam o alto custo de perfuração em rocha e a morosidade com que essa perfuração é realizada.

A solução adotada pela Solodactha, empresa responsável pelo projeto de fundações da obra em questão, foi em utilizar estacas mistas (parte superior em estaca pré-moldada de concreto com a ponta em perfil metálico) sendo cravadas com o auxílio de um bate-estacas à gravidade ou hidráulico. O perfil metálico possui um elevado módulo de elasticidade e uma pequena área transversal, deste modo, é um componente que consegue penetrar solos com elevados N_{spt} (aproximadamente 70), ao passo que a estaca pré-moldada não o faz sem que haja a ruptura da estaca. O comprimento do perfil metálico foi definido em 2,0m para todas as estacas da torre. Ver Figura 4.11, a seguir, para melhor entendimento. Nela há a ilustração da sondagem SP-7 da obra em questão ao lado de uma estaca mista.

Ressalta-se, também, que a parte superior em estaca pré-moldada de concreto faz com que a solução seja mais econômica, uma vez que o valor do metro linear de estaca pré-moldada de concreto é, em média, três vezes mais barato que o de um perfil metálico utilizado para dissipação da mesma carga. Nesta solução, há duas resistências de pontas na estaca: a do perfil metálico, no final do conjunto, e a ponta residual, localizada na junção entre perfil metálico e estaca pré-moldada de concreto, conforme ilustra a Figura 4.12.

Foram utilizadas estacas pré-moldadas de concreto do tipo “estrela”. As características geométricas e estruturais podem ser visualizadas na Tabela 4.2. Os perfis metálicos utilizados na ponteira foram do tipo ASTM A 572 Grau 50, produzidos pela Gerdau, cujas características geométricas e estruturais podem ser visualizadas na Tabela 4.3.

Figura 4.11 - Representação da solução em estaca mista.



Fonte: Autor (2023).

Figura 4.12 - Considerações para a resistência de ponta da solução em estaca mista.



Fonte: Autor (2023).

As fundações da torre da obra em questão foram dimensionadas utilizando os seguintes conjuntos de estacas:

- ✓ ETR 445 (protendida) + HP310×93,0 para a carga admissível de 1050,0 kN;
- ✓ ETR 525 (armada) + HP310×110,0 para a carga admissível de 1200,0 kN;
- ✓ ETR 605 (armada) + HP310×125,0 para a carga admissível de 1400,0 kN;

Tabela 4.2 - Características das estacas estrelas.

	Seção	Diâmetro do Circ. Circunscrito (cm) D	Área Circunscrita (cm ²) Acr	Área de Concreto (cm ²) Ac	Cargas Admissíveis		Perímetro Colado (cm) pl	Perímetro Circunscrito (cm) p2	Massa (kg/m)	J (cm ⁴)	W (cm ³)	I (cm)
					Compressão (tf) Nc	Tração (tf) Nt						
PROTENDIDAS	ETR 229	22,9	411,8	278,0	36	5,8	84,1	72,1	66	6.963	633	5,0
	ETR 269	26,9	568,3	368,5	49	5,8	93,1	84,6	90	12.748	980	5,9
	ETR 298	29,8	679,4	445,0	60	8,7	101,8	93,7	106	18.581	1.281	6,5
	ETR 360	36,0	1.012,2	581,0	80	10,9	128,7	112,8	137	34.232	1.955	7,7
	ETR 406	40,6	1.294,6	676,0	95	10,9	141,8	127,6	159	48.919	2.446	8,5
	ETR 445	44,5	1.584,1	856,5	124	15,2	162,0	141,1	201	77.496	3.520	9,5
	ETR 525	52,5	2.164,7	1.055,7	152	17,4	178,9	164,9	250	121.014	4.654	10,7
	ETR 707	70,7	3.943,5	1.655,0	243	26,6	264,8	222,6	400	361.026	10.309	14,8
	17 x 17	---	289,0	289,0	37	5,8	68,1	68,1	70	6.818	804	4,9
	ICP 360-I	---	792,0	528,1	76	28,0	142,0	116,0	130	74.223	4.123	11,9
	ICP 360-II	---	792,0	528,1	91	37,8	142,0	116,0	130	74.223	4.123	11,9
ARMADAS	ETR 525	52,5	2.164,7	1.055,7	180	12,4	178,9	164,9	250	121.014	4.654	10,7
	ETR 605	60,8	2.903,3	1.343,0	231	14,9	219,0	191,0	325	211.324	7.246	12,5
	ETR 707	70,7	3.943,5	1.655,0	289	23,0	264,6	222,6	400	361.026	10.309	14,8
	ETR 809	80,9	5.140,3	2.190,0	390	36,9	296,8	254,1	530	612.573	15.312	16,7

Fonte: Foá (2022).

Tabela 4.3 - Características dos perfis metálicos.

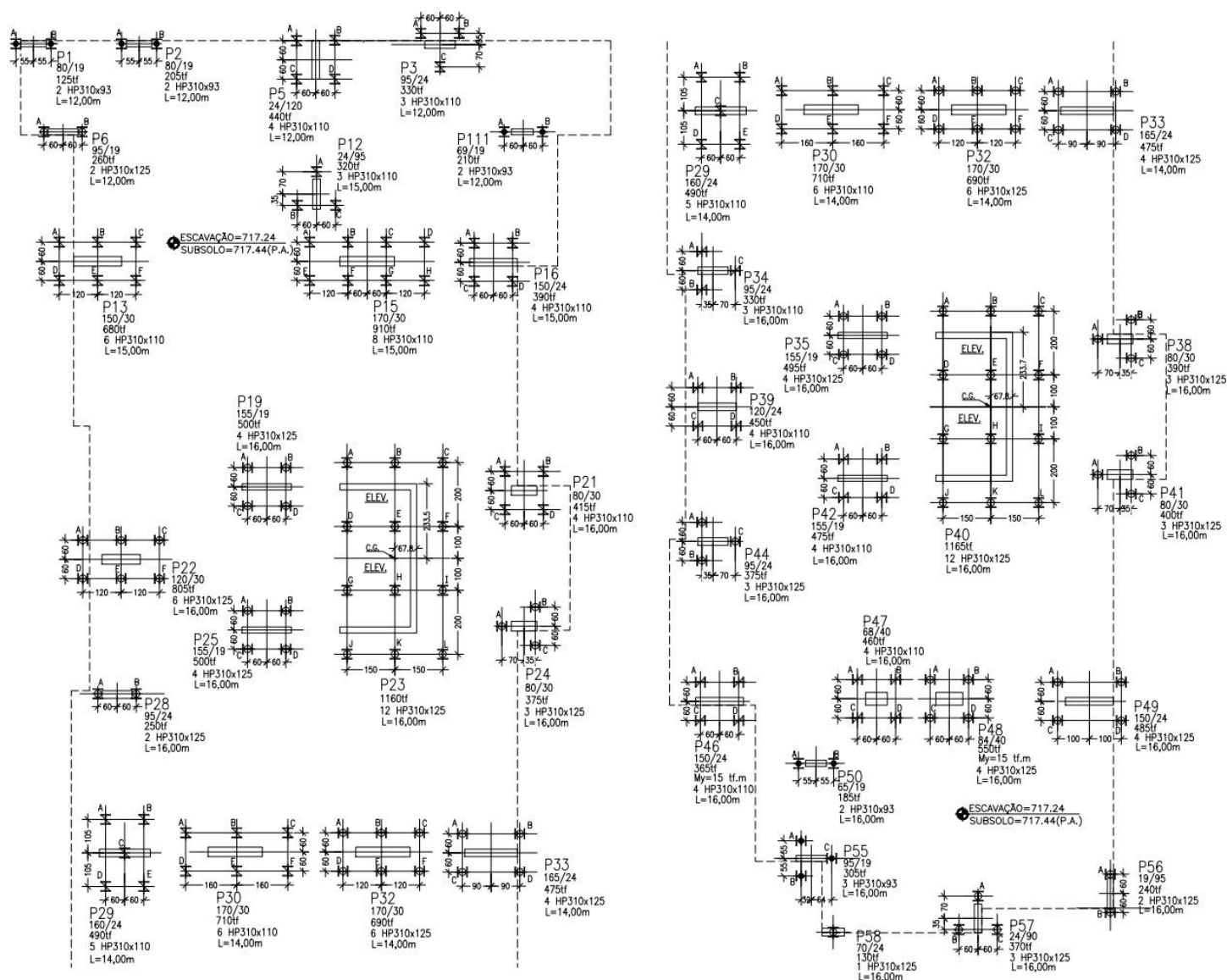
CARGA ADMISSÍVEL ESTRUTURAL										Eixo X - X		Eixo Y - Y		1,0 mm desc. no Perímetro	Retângulo Envolvente	* CARGA ADMISSÍVEL ESTRUTURAL (Q . A's . f _y)/1,65	
BITOLA DESIGNAÇÃO mm x kg/m	Massa Linear kg/m	d mm	b _f mm	Espessura		h mm	d' mm	Área Bruta As cm ²	Perímetro U cm	I _x cm ⁴	W _x cm ³	I _y cm ⁴	W _y cm ³	Área Reduzida A's cm ²	Área Plena A cm ²	f _y (Mpa) 345 kN	f _y (tf/cm ²) 3,5 tf
				t _w mm	t _f mm												
HP 310 x 79,0	79,0	299	306	11,0	11,0	277	245	100,0	177	16.316	1091	5.258	344	82,3	915	1699	173
HP 310 x 93,0	93,0	303	308	13,1	13,1	277	245	119,2	178	19.682	1299	6.387	315	101,3	933	2118	216
W 310 x 97,0	97,0	308	305	9,9	15,4	277	245	123,6	179	22.284	1447	7.286	478	105,7	939	2210	225
W 310 x 107,0	107,0	311	306	10,9	17,0	277	245	136,4	180	24.839	1597	8.123	531	118,5	952	2477	253
HP 310 x 110,0	110,0	308	310	15,4	15,5	277	245	141,0	180	23.703	1539	7.707	497	123,0	955	2571	262
W 310 x 117,0	117,0	314	307	11,9	18,7	277	245	149,9	180	27.563	1756	9.204	588	131,9	964	2758	281
HP 310 x 125,0	125,0	312	312	17,4	17,4	277	245	159,0	181	27.076	1736	8.823	566	140,9	973	2946	300

Fonte: Gerdau (2022).

Observa-se que as cargas admissíveis geotécnicas para as estacas do tipo “estrela” se encontram próximas das cargas admissíveis estruturais. Portanto, o projetista buscou aperfeiçoar o projeto de fundações utilizando a máxima capacidade de cada elemento de fundações. Como a tensão de trabalho utilizada nas estacas superou os 7,0 MPa e o número de estacas totais superou o número de “100”, foi necessária a execução de provas de carga estáticas ou ensaios dinâmicos para comprovação das capacidades de carga dos conjuntos.

Por fim, o projeto geotécnico de fundações pode ser visualizado na Figura 4.13, a seguir. Nele, consta o dimensionamento geométrico dos elementos de fundações, como também, os conjuntos utilizados para cada pilar e suas respectivas profundidades previstas a partir da escavação final.

Figura 4.13 - Projeto de fundações.



Fonte: Solodactha (2021)

Os elementos de fundação da torre foram cravados buscando atingir o impenetrável indicados nos ensaios SPT, sendo que todas as estacas alcançaram a “nega” ao final da cravação. Segundo a norma ABNT NBR 6122 (2019), nega é a “medida da penetração permanente de uma estaca, causada pela aplicação de um golpe de martelo ou pilão, sempre relacionada com a energia de cravação. Dada a sua pequena grandeza, em geral é medida para uma série de dez golpes.

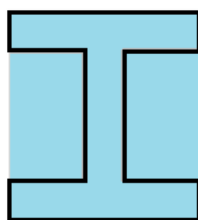
O projeto foi dimensionado de modo determinístico utilizando diretrizes da norma ABNT NBR 6122 (2019) e fatores de segurança globais para o cálculo geotécnico. O presente trabalho realiza apenas a análise probabilística à luz da teoria da confiabilidade.

4.6 Premissas para a Análise de Confiabilidade

Com todos os dados da obra em questão, o estudo probabilístico da torre pode ser realizado. Como grande parte dos projetos geotécnicos, é necessário utilizar a expertise do profissional habilitado para se avaliar os dados a fim de convergir a uma solução plausível para cada tipo de situação. No caso da obra em questão, tais premissas podem ser visualizadas a seguir:

1. Todas as estacas da torre foram cravadas até o seu limite (até a nega), uma vez que todos os ensaios SPT indicaram o impenetrável e tendo as sondagens rotativas confirmando a continuidade da rocha;
2. Para os cálculos de capacidade de carga, foi seguida a orientação do método Décourt-Quaresma (1978), utilizando o valor “50” como N_{spt} limite. Sendo assim, onde o ensaio SPT resultou em N_{spt} superior a “50”, foi considerado tal limite de “50”;
3. Foi utilizado o perímetro lateral colado e área do retângulo envolvente na ponta para o cálculo da capacidade de carga no perfil metálico, independentemente do tipo de solo, de modo a seguir a orientação de Alonso (1998), conforme Figura 4.14.

Figura 4.14 - Perímetro colado (linhas pretas) e retângulo envolvente (área em azul).

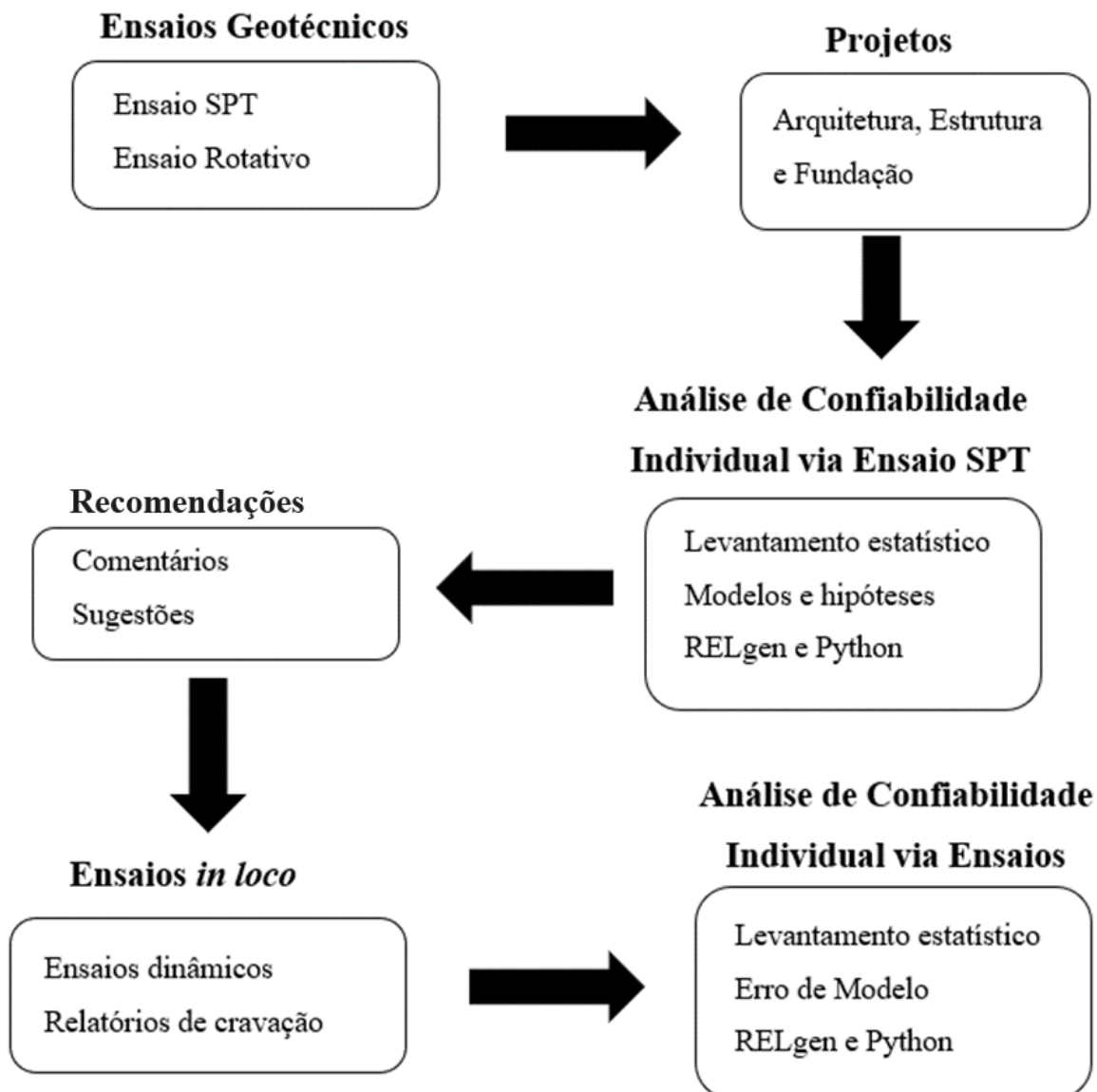


Fonte: Autor (2023).

4. O terreno possui variabilidade na cota do topo rochoso, assim como na espessura do material residual logo acima. Sendo assim, as estatísticas dos ensaios SPT não foram feitas utilizando uma mesma cota de referência. As estatísticas foram realizadas utilizando os horizontes de cada tipo de material, como também seus respectivos N_{spt} médios;
5. Os comprimentos previstos de cravação foram adotados conforme a variação do impenetrável à percussão definidos por meio de ensaios de SPT. Sendo assim, os comprimentos previstos cravados foram variáveis, de acordo com a variação do impenetrável e consequente aumento do número N_{spt} dos ensaios;
6. Para os cálculos de capacidade de carga, foram utilizados dois métodos de capacidade de carga consagrados no Brasil: método Aoki-Velloso e o Décourt-Quaresma;
7. As análises foram realizadas para as hipóteses de carga permanente somada à acidental e, posteriormente, utilizando as solicitações de vento;
8. As análises de confiabilidades foram individuais, isto é, foi calculada uma probabilidade de falha para a estaca mais solicitada de cada bloco em ambos os casos. Deste modo, foi realizada uma análise geotécnica detalhada de toda a torre.
9. O índice de confiabilidade alvo utilizado neste trabalho foi de 3,10 referente à probabilidade de falha 0,001 (0,1%). Tal índice é ligeiramente superior do intervalo preconizado pela AASTHO (2019) e coincide com o limite superior do intervalo sugerido por Whitman (1984 e 2000). Portanto, o índice alvo utilizado neste trabalho é a favor da segurança quando comparado à essas referências.

Na Figura 4.15, a seguir, é possível visualizar as etapas em um fluxograma.

Figura 4.15 - Fluxograma da análise probabilística.



Fonte: Autor (2023).

5 RESULTADOS E ANÁLISES

5.1 Método Aoki-Velloso

Nesta seção, serão apresentadas as estatísticas das variáveis aleatórias de resistência, bem como formulação do problema de confiabilidade e resultados das análises via capacidade de carga.

5.1.1 Estatísticas das Resistências

Na Tabela 5.1 podem ser visualizadas as estatísticas dos ensaios SPT em uma mesma cota. Há uma grande variabilidade nos metros finais, pois o topo rochoso na região da torre possui diferentes profundidades, fazendo com que o N_{spt} nessa região varie e, consequentemente, o coeficiente de variação das estatísticas se eleve. Devido a esta alta variabilidade, por metro, foi preferível adotar as estatísticas por horizonte, cujos resultados podem ser visualizados nessa mesma tabela.

Tabela 5.1 - Estatísticas das sondagens para o método Aoki-Velloso.

Comp. Estaca (m)	Cota (m)	Nspt						Média	σ	Co.V. (%)
		Número da Sondagem								
		SP-1	SP-2	SP-5	SP-6	SP-7	SP-8			
-	721.00	-	-	8.0	-	11.0	-	-	-	-
-	720.00	16.0	-	18.0	7.0	9.0	16.0	13.20	4.87	36.88
-	719.00	5.0	13.0	13.0	10.0	14.0	13.0	11.33	3.39	29.88
-	718.00	4.0	11.0	4.0	11.0	16.0	4.0	8.33	5.09	61.03
-	717.00	3.0	4.0	4.0	9.0	5.0	3.0	4.67	2.25	48.23
0	716.00	4.0	5.0	4.0	8.0	4.0	2.0	4.50	1.97	43.89
1	715.00	8.0	7.0	5.0	5.0	5.0	3.0	5.50	1.76	32.01
2	714.00	11.0	8.0	7.0	7.0	8.0	5.0	7.67	1.97	25.65
3	713.00	15.0	11.0	8.0	8.0	7.0	7.0	9.33	3.14	33.65
4	712.00	12.0	6.0	10.0	6.0	4.0	8.0	7.67	2.94	38.40
5	711.00	16.0	10.0	6.0	5.0	5.0	11.0	8.83	4.36	49.30
6	710.00	15.0	13.0	5.0	10.0	6.0	9.0	9.67	3.88	40.15
7	709.00	14.0	15.0	26.0	30.0	13.0	8.0	17.67	8.45	47.85
8	708.00	11.0	14.0	38.0	32.0	20.0	11.0	21.00	11.49	54.71
9	707.00	26.0	18.0	50.0	34.0	26.0	13.0	27.83	13.06	46.92
10	706.00	36.0	50.0	-	50	36.0	18.0	38.00	13.19	34.71
11	705.00	-	-	-	-	50.0	32.0	41.00	12.73	31.04
12	704.00	-	-	-	-	50.0	39.0	-	-	-
13	703.00	-	-	-	-	-	50.0	-	-	-
14	702.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Análise Probabilística		HORIZONTE 1			Argila Silto-Arenosa		N _{spt}	9.28	3.89	41.92
		HORIZONTE 2			Silte Areno-Argiloso		N _{spt}	31.25	5.80	18.57
		HORIZONTE 3			Silte Areno-Argiloso		N _{spt}	50.00	0.00	0.00

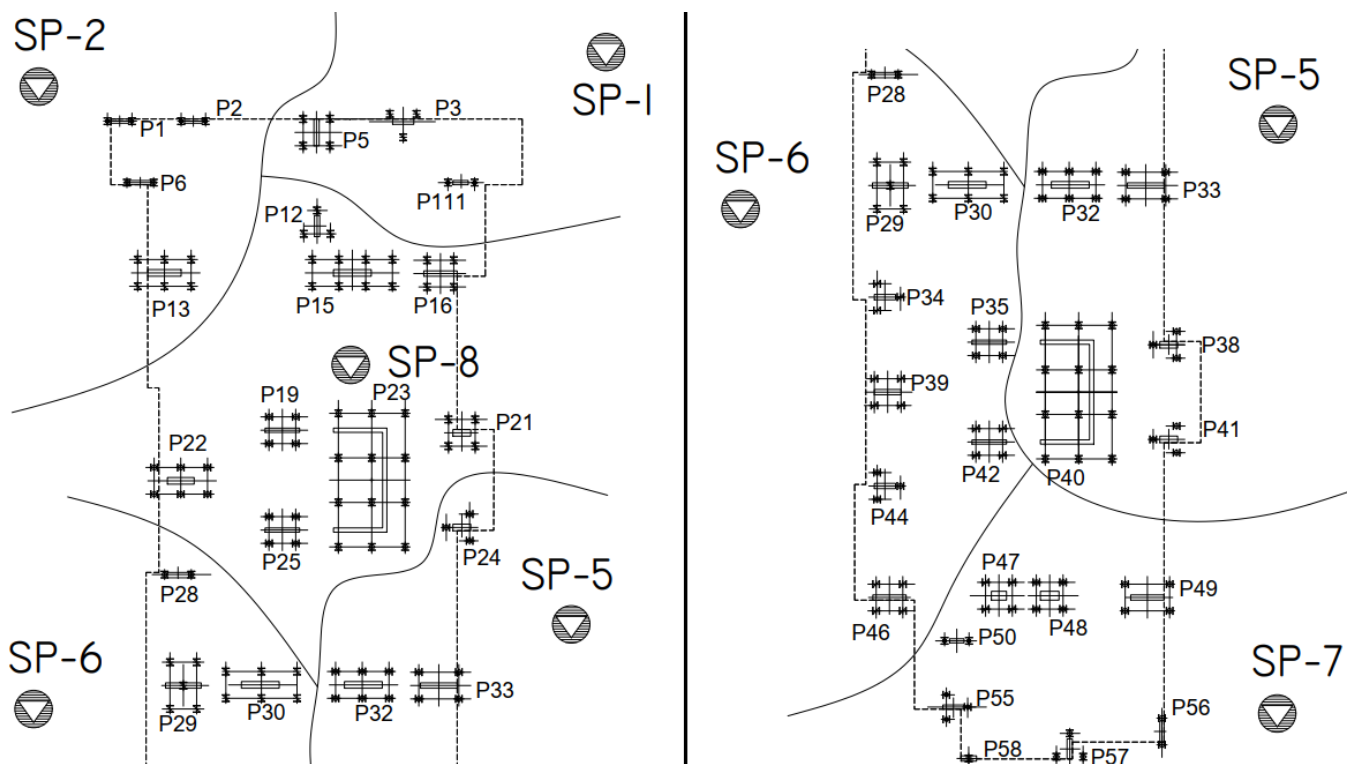
Fonte: Autor (2023).

Conforme já definido, as estatísticas da resistência foram feitas por horizontes de cada tipo de solo presente no perfil, definindo desta forma um valor de N_{spt} médio e sua

variabilidade por horizonte. A escavação da obra está na cota 717,0m ao passo que as cotas de ponta das estacas foram variáveis entre os níveis 702,5m a 706,5m. Para efeitos de cálculo, foi considerado 1,0m de bloco e, portanto, o comprimento útil (em contato com solo) considerado para a estaca mista foi entre 9,5m a 13,5m, a depender da localização da estaca.

As estatísticas dos horizontes estão separadas por cor. Em azul claro, há o primeiro tipo de solo: argila silto-arenosa, sendo sua espessura variável entre 7,0m a 11,0m e tendo as estatísticas $N_{spt}(\mu; \sigma) = (9,28; 3,89)$. Em verde claro, há o segundo horizonte: silte areno-argiloso com uma espessura variável entre 0,0m a 3,0m, sendo suas estatísticas $N_{spt}(\mu; \sigma) = (31,25; 5,80)$. Por fim, na cor salmão há o terceiro horizonte: silte areno-argiloso com espessura variável entre 0,0m a 2,0m e com as estatísticas $N_{spt}(\mu; \sigma) = (50,0; 0,0)$. Os comprimentos e horizontes para cada estaca da torre foram determinados de acordo com a sua localização, sendo utilizadas as sondagens mais próximas como referência para cada bloco, conforme pode ser visualizado na Figura 5.1, a seguir:

Figura 5.1 – Sondagens de referência para cada pilar/bloco.



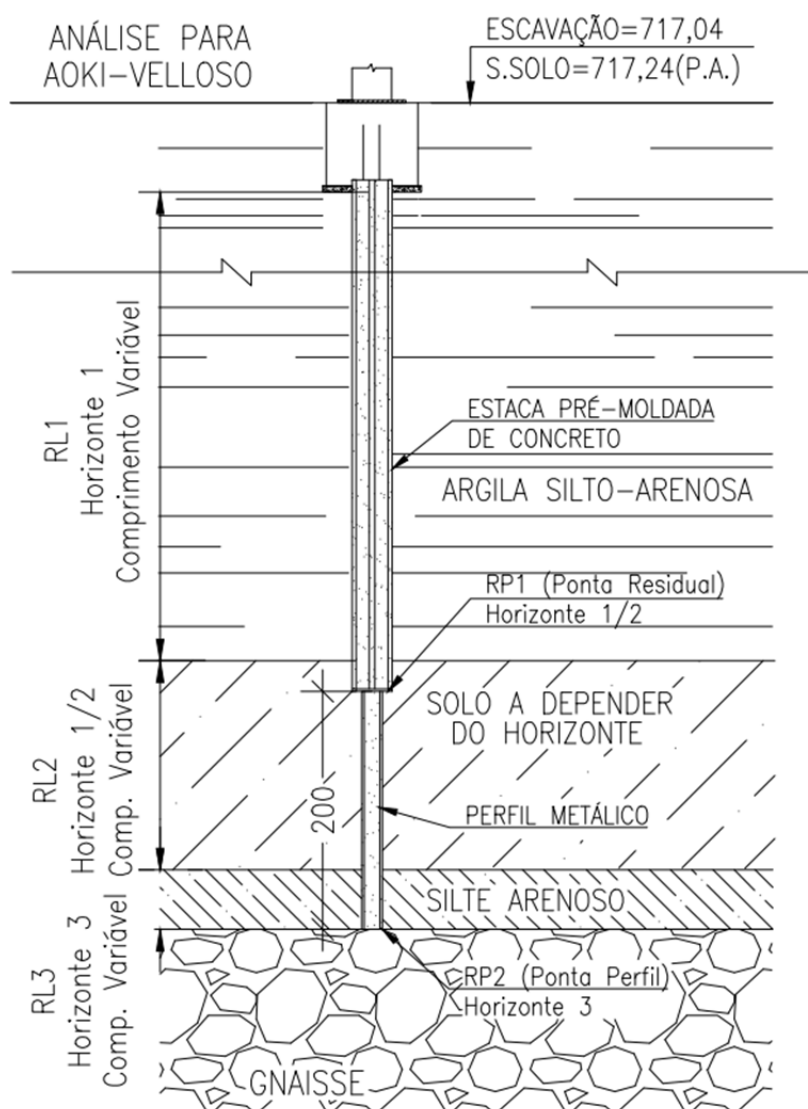
Fonte: Autor (2023).

O comprimento de penetração do perfil metálico no horizonte 3 foi variável, a depender do solo em que a estaca mista teve que ultrapassar durante a sua cravação. De

modo geral, caso a estaca mista tenha passado apenas por solos menos resistentes (Horizonte 1), haverá uma maior energia alcançando a ponta do perfil metálico, conseguindo uma maior penetração no material de elevada resistência (Horizonte 3). Caso a estaca tenha que passar por solos mais resistentes (Horizonte 2), uma maior parcela da energia de cravação será dissipada pelo atrito lateral, fazendo com que o conjunto penetre menos no horizonte 3.

Sendo assim, para a hipótese onde a estaca não tenha que ultrapassar o material do horizonte 2, foi admitido que o perfil consiga penetrar 1,0 m no horizonte 3. Para a hipótese onde a estaca mista passe pelo horizonte 2, foi admitido que o perfil consiga penetrar 0,5 m no horizonte 3. Os horizontes e características das estacas mistas utilizados nos cálculos, para determinação das resistências geotécnicas, podem ser visualizados na Figura 5.2.

Figura 5.2 – Representação Esquemática para definição dos parâmetros de cálculo.



Fonte: Autor (2023).

Os comprimentos das estacas mistas, assim como os horizontes utilizados em cada seção lateral ou de ponta conforme a sondagem de influência, podem ser visualizados na Tabela 5.2, a seguir:

Tabela 5.2– Características das estacas mistas.

Característica		Região					
		SP-1	SP-2	SP-5	SP-6	SP-7	SP-8
RL1	Comprimento (m)	8.5	9.0	7.5	9.0	9.5	11.5
	Horizonte	1	1	1	1	1	1
RL2	Comprimento (m)	1.5	1.0	1.5	1.5	1.5	1.5
	Horizonte	2	1	2	2	2	2
RL3	Comprimento (m)	0.5	1.0	0.5	0.5	0.5	0.5
	Horizonte	3	3	3	3	3	3
RP1	Horizonte	2	1	2	2	2	2
RP2	Horizonte	3	3	3	3	3	3
Comprimento útil (m)		10.5	11.0	9.5	11.0	11.5	13.5

Fonte: Autor (2023).

Com as estatísticas das sondagens e informações gerais das estacas, foi possível obter os dados de resistências de ponta e atrito lateral para cada trecho da estaca mista. Foram utilizadas funções arbitrárias de uma variável aleatória para composição das variáveis aleatórias de resistências (aproximação em segunda ordem para média e aproximação em primeira ordem para variância). É importante observar que as variáveis aleatórias de resistência “ R_{L1} , R_{L2} , R_{L3} , R_{P1} e R_{P2} ” estão relacionadas às variáveis aleatórias de N_{spt} “ N_{L1} , N_{L2} , N_{L3} , N_{P1} e N_{P2} ”, respectivamente. Ver Tabela 5.3.

Os cálculos foram realizados utilizando as hipóteses sem e com vento. Analisando dois possíveis cenários para o mesmo método, é possível obter uma envoltória de índices de confiabilidade e, conseqüentemente, probabilidades diferentes de falhas individuais dos elementos de fundações. Desta forma, a análise do projetista pode ser feita de modo mais precisa.

Tabela 5.3 - Variáveis aleatórias de resistências.

Tipo Estaca		Coeficientes do Método				RL1 (Horizonte 1)				
Conc.	Perfil	F1	F2	K (kPa)	α	$\mu (N_{spt})$	$\sigma (N_{spt})$	$\mu (kN)$	Var. (kN ²)	$\sigma (kN)$
ETR445	HP310x93	1.56	3.11	330.00	0.03	9.28	3.89	47.83	402.00	20.05
ETR525	HP310x110	1.66	3.31	330.00	0.03	9.28	3.89	49.63	432.83	20.80
ETR605	HP310x125	1.76	3.51	330.00	0.03	9.28	3.89	57.30	576.86	24.02

Tipo Estaca		Coeficientes do Método				RL2 (Horizonte 1)				
Conc.	Perfil	F1	F2	K (kPa)	α	$\mu (N_{spt})$	$\sigma (N_{spt})$	$\mu (kN)$	Var. (kN ²)	$\sigma (kN)$
ETR445	HP310x93	1.75	3.50	330.00	0.03	9.28	3.89	46.74	383.81	19.59
ETR525	HP310x110	1.75	3.50	330.00	0.03	9.28	3.89	47.26	392.48	19.81
ETR605	HP310x125	1.75	3.50	330.00	0.03	9.28	3.89	47.52	396.86	19.92

Tipo Estaca		Coeficientes do Método				RL2 (Horizonte 2)				
Conc.	Perfil	F1	F2	K (kPa)	α	$\mu (N_{spt})$	$\sigma (N_{spt})$	$\mu (kN)$	Var. (kN ²)	$\sigma (kN)$
ETR445	HP310x93	1.75	3.50	450.00	0.03	31.25	5.80	200.25	1382.13	37.18
ETR525	HP310x110	1.75	3.50	450.00	0.03	31.25	5.80	202.50	1413.36	37.59
ETR605	HP310x125	1.75	3.50	450.00	0.03	31.25	5.80	203.63	1429.11	37.80

Tipo Estaca		Coeficientes do Método				RL3 (Horizonte 3)				
Conc.	Perfil	F1	F2	K (kPa)	α	$\mu (N_{spt})$	$\sigma (N_{spt})$	$\mu (kN)$	Var. (kN ²)	$\sigma (kN)$
ETR445	HP310x93	1.75	3.50	450.00	0.03	50.00	0.00	320.40	0.00	0.00
ETR525	HP310x110	1.75	3.50	450.00	0.03	50.00	0.00	324.00	0.00	0.00
ETR605	HP310x125	1.75	3.50	450.00	0.03	50.00	0.00	325.80	0.00	0.00

Tipo Estaca		Coeficientes do Método				RP1 (Horizonte 1)				
Conc.	Perfil	F1	F2	K (kPa)	α	$\mu (N_{spt})$	$\sigma (N_{spt})$	$\mu (kN)$	Var. (kN ²)	$\sigma (kN)$
ETR445	HP310x93	1.56	3.11	330.00	0.03	9.28	3.89	145.13	3700.84	60.83
ETR525	HP310x110	1.66	3.31	330.00	0.03	9.28	3.89	169.18	5028.93	70.91
ETR605	HP310x125	1.76	3.51	330.00	0.03	9.28	3.89	206.51	7493.78	86.57

Tipo Estaca		Coeficientes do Método				RP1 (Horizonte 2)				
Conc.	Perfil	F1	F2	K (kPa)	α	$\mu (N_{spt})$	$\sigma (N_{spt})$	$\mu (kN)$	Var. (kN ²)	$\sigma (kN)$
ETR445	HP310x93	1.56	3.11	450.00	0.03	31.25	5.80	666.23	15298.79	123.69
ETR525	HP310x110	1.66	3.31	450.00	0.03	31.25	5.80	776.63	20788.97	144.18
ETR605	HP310x125	1.76	3.51	450.00	0.03	31.25	5.80	948.04	30978.34	176.01

Tipo Estaca		Coeficientes do Método				RP2 (Horizonte 3)				
Conc.	Perfil	F1	F2	K (kPa)	α	$\mu (N_{spt})$	$\sigma (N_{spt})$	$\mu (kN)$	Var. (kN ²)	$\sigma (kN)$
ETR445	HP310x93	1.75	3.50	450.00	0.03	50.00	0.00	1199.57	0.00	0.00
ETR525	HP310x110	1.75	3.50	450.00	0.03	50.00	0.00	1227.86	0.00	0.00
ETR605	HP310x125	1.75	3.50	450.00	0.03	50.00	0.00	1251.00	0.00	0.00

Fonte: Autor (2023).

5.1.2 Equações de Estado Limite e Resultados

Nesta seção, serão mostrados as premissas e os resultados das análises via teoria da confiabilidade utilizando o método de Aoki-Velloso com as cargas permanentes, variáveis e hipótese com vento.

Uma vez obtidos as estatísticas das variáveis aleatórias de resistências, foi prosseguido para a seguinte etapa de análise. As cargas parciais foram divididas pelo número total de estacas contido em cada bloco para obter as solicitações por estaca. Por sua vez, foram somadas as parciais de resistência na própria equação a fim de se obter a resistência total (lateral e ponta) de uma estaca. A equação de estado limite da margem de segurança para esta etapa é descrita na equação (5.1), a seguir:

$$g(X) = R_{L1} + R_{L2} + R_{L3} + R_{P1} + R_{P2} - CP_e - CV_e \quad (5.1)$$

Onde: $g(X)$: Função Margem de Segurança; R_{L1} : Resistência Lateral Trecho 1 por Estaca; R_{L2} : Resistência Lateral Trecho 2 por Estaca; R_{L3} : Resistência Lateral Trecho 3 por Estaca; R_{P1} : Resistência de Ponta (Residual) por Estaca; R_{P2} : Resistência de Ponta (Perfil Metálico) por Estaca; CP_e : Carga Permanente por Estaca; CV_e : Carga Variável por Estaca; X : Função de Variável Aleatória não Determinística.

A equação de estado limite (5.1) foi utilizada para a hipótese “sem vento”, isto é, considerando apenas as cargas permanentes e cargas variáveis da estrutura. Para o cálculo das cargas permanentes, o peso de cada bloco foi determinado utilizando a planta de “Formas de Fundações” fornecida pelo projetista estrutural e o seu resultado foi somado à carga permanente da superestrutura.

Na hipótese com vento, a norma ABNT NBR 6122 (2019) autoriza a majoração da carga admissível em 15,0%. Como está sendo utilizado a carga de ruptura, as resistências não serão majoradas em 1,15. A equação de estado limite da margem de segurança para esta etapa é descrita na equação (5.2), a seguir:

$$g(X) = R_{L1} + R_{L2} + R_{L3} + R_{P1} + R_{P2} - CP_e - CV_e - VC_e \quad (5.2)$$

Onde: $g(X)$: Função Margem de Segurança; R_{L1} : Resistência Lateral Trecho 1 por Estaca; R_{L2} : Resistência Lateral Trecho 2 por Estaca; R_{L3} : Resistência Lateral Trecho 3 por Estaca; R_{P1} : Resistência de Ponta (Residual) por Estaca; R_{P2} : Resistência de Ponta (Perfil Metálico) por Estaca; CP_e : Carga Permanente por Estaca; CV_e : Carga Variável por Estaca; VC_e : Carga Vento Crítico por Estaca; X : Função de Variável Aleatória não Determinística.

Os valores das variáveis aleatórias de resistência e solicitação, para o caso sem vento, correspondem a uma estaca do bloco, uma vez que foi considerado que a carga solicitante distribui-se igualmente entre às estacas do bloco. Por sua vez, na hipótese com vento, foi realizado o cálculo apenas para a estaca mais solicitada. Sendo assim, foram utilizados os valores de resistência e solicitação para a estaca normalmente mais comprimida.

A equação de estado limite (5.2) foi utilizada para a hipótese “com vento”, isto é, considerando as cargas permanentes, cargas variáveis e vento crítico da estrutura. Nesta seção, o cálculo dos índices de confiabilidade críticos foi feito para a estaca mais comprimida, uma vez que os momentos fletores advindos pelo vento provocam compressões e alívios nos elementos de fundação, a depender da posição da estaca no bloco (válido para blocos com mais de uma estaca). Foi utilizada a equação (5.3) para determinação das máximas compressões nas estacas:

$$N_{Mom.} = \frac{M_x \times y_i}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \times x_i}{\sum x_i^2} \quad (5.3)$$

Onde: $N_{Mom.}$: Normal provocada pelo Momento Fletor; M_x : Momento fletor na direção “x” na cota de arrasamento da estaca; M_y : Momento fletor na direção “y” na cota de arrasamento da estaca; x_i : Coordenada “x” da estaca em relação ao centro de gravidade do bloco; y_i : Coordenada “y” da estaca em relação ao centro de gravidade do bloco; $\sum x_i^2$: Somatória dos quadrados das coordenadas “x” de todas estacas do bloco; $\sum y_i^2$: Somatória dos quadrados das coordenadas “y” de todas as estacas do bloco

Foram utilizadas as orientações de Ellingwood et al. (1980) para as estatísticas de média, coeficiente de variação e função de densidade de probabilidades para as cargas permanente e acidental. Para a hipótese com vento, foi utilizada a orientação contida na dissertação de Souza Junior (2008) para as pressões de vento no centro-sul do Brasil para um período de 50 anos. Observa-se que, para se determinar a média, multiplica-se o valor sugerido pelos autores pelas cargas nominais. Tais orientações podem ser visualizadas na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 - Estatísticas para as variáveis aleatórias de solicitação.

Carga Permanente			Carga Variável			Carga Vento Crítico		
μ	Co.V.	FDP	μ	Co.V.	FDP	μ	Co.V.	FDP
1,05 x CP	10,0%	Normal	1,00 x CV	25,0%	Gumbel extremos Tipo 1	0,90 x VC	34,0%	Gumbel extremos Tipo 1

Fonte: Autor (2023).

A Tabela 5.5 apresenta os dados de entrada, para as hipóteses sem e com vento utilizados para inserção no programa RELgen de Nogueira (2010) com o acoplamento em Python de Mondini (2022). Na hipótese sem vento, não foram utilizadas as 2 últimas colunas

(estatísticas de vento). Por sua vez, nas Tabela 5.6 e Tabela 5.7, podem ser visualizados os dados de saída obtidos contemplando os índices de confiabilidade e probabilidades de falha para cada estaca em ambos os casos. Por fim, pode ser observada a sensibilidade de cada respectiva variável aleatória de resistência e solicitação.

Tabela 5.5 - Dados de entrada para cálculo dos índices de confiabilidade.

Pilar	n° est.	Sond.	Perfil Ponta	RL1 (kN)		RL2 (kN)		RL3 (kN)		RP1 (kN)		RP2 (kN)		CPe (kN)		CVe (kN)		VGe (kN)	
				μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ
P1	2	SP2	HP310x93	430.48	180.45	46.74	19.59	320.40	0.00	145.13	60.83	1199.57	0.00	691.69	69.17	60.80	15.20	170.83	58.08
P2	2	SP2	HP310x93	430.48	180.45	46.74	19.59	320.40	0.00	145.13	60.83	1199.57	0.00	1052.73	105.27	117.20	29.30	93.55	31.81
P3	3	SP1	HP310x110	421.87	176.84	303.75	56.39	162.00	0.00	776.63	144.18	1227.86	0.00	1074.54	107.45	111.20	27.80	105.55	35.89
P5	4	SP1	HP310x110	421.87	176.84	303.75	56.39	162.00	0.00	776.63	144.18	1227.86	0.00	1008.00	100.80	130.38	32.59	67.02	22.79
P6	2	SP2	HP310x125	515.67	216.16	47.52	19.92	325.80	0.00	206.51	86.57	1251.00	0.00	1174.56	117.46	198.50	49.63	112.43	38.22
P12	3	SP8	HP310x110	570.77	239.25	303.75	56.39	162.00	0.00	776.63	144.18	1227.86	0.00	944.41	94.44	167.30	41.83	65.94	22.42
P13	6	SP2	HP310x110	446.69	187.24	47.26	19.81	324.00	0.00	169.18	70.91	1227.86	0.00	1070.72	107.07	163.35	40.84	301.32	102.45
P15	8	SP8	HP310x110	570.77	239.25	303.75	56.39	162.00	0.00	776.63	144.18	1227.86	0.00	1068.67	106.87	178.53	44.63	53.79	18.29
P16	4	SP8	HP310x110	570.77	239.25	303.75	56.39	162.00	0.00	776.63	144.18	1227.86	0.00	905.20	90.52	140.85	35.21	494.84	168.25
P19	4	SP8	HP310x125	658.92	276.21	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	1089.53	108.95	222.65	55.66	137.36	46.70
P21	4	SP8	HP310x110	570.77	239.25	303.75	56.39	162.00	0.00	776.63	144.18	1227.86	0.00	983.16	98.32	125.13	31.28	139.97	47.59
P22	6	SP8	HP310x125	658.92	276.21	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	1273.72	127.37	167.93	41.98	107.33	36.49
P23	12	SP8	HP310x125	658.92	276.21	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	995.94	99.59	143.08	35.77	321.63	109.35
P24	3	SP5	HP310x125	429.73	180.13	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	1177.19	117.72	150.63	37.66	224.49	76.33
P25	4	SP8	HP310x125	658.92	276.21	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	1148.80	114.88	215.05	53.76	145.27	49.39
P28	2	SP6	HP310x125	515.67	216.16	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	1146.05	114.60	197.75	49.44	124.22	42.23
P29	5	SP6	HP310x110	446.69	187.24	303.75	56.39	162.00	0.00	776.63	144.18	1227.86	0.00	916.95	91.70	155.76	38.94	472.20	160.55
P30	6	SP6	HP310x110	446.69	187.24	303.75	56.39	162.00	0.00	776.63	144.18	1227.86	0.00	1114.63	111.46	195.40	48.85	304.61	103.57
P32	6	SP5	HP310x125	429.73	180.13	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	1184.68	118.47	160.53	40.13	388.78	132.19
P33	4	SP5	HP310x125	429.73	180.13	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	1159.40	115.94	162.20	40.55	535.23	181.98
P34	3	SP6	HP310x110	446.69	187.24	303.75	56.39	162.00	0.00	776.63	144.18	1227.86	0.00	1017.14	101.71	175.20	43.80	139.62	47.47
P35	4	SP6	HP310x125	515.67	216.16	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	1135.44	113.54	213.48	53.37	168.88	57.42
P38	3	SP5	HP310x125	429.73	180.13	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	1242.71	124.27	143.60	35.90	281.99	95.88
P39	4	SP6	HP310x110	446.69	187.24	303.75	56.39	162.00	0.00	776.63	144.18	1227.86	0.00	1070.08	107.01	138.23	34.56	173.98	59.15
P40	12	SP5	HP310x125	429.73	180.13	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	992.63	99.26	130.69	32.67	424.75	144.41
P41	3	SP5	HP310x125	429.73	180.13	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	1270.96	127.10	157.57	39.39	297.20	101.05
P42	4	SP6	HP310x110	446.69	187.24	303.75	56.39	162.00	0.00	776.63	144.18	1227.86	0.00	1035.48	103.55	215.35	53.84	257.41	87.52
P44	3	SP6	HP310x125	515.67	216.16	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	1183.67	118.37	183.77	45.94	137.25	46.67
P46	4	SP6	HP310x110	446.69	187.24	303.75	56.39	162.00	0.00	776.63	144.18	1227.86	0.00	870.18	87.02	116.33	29.08	485.72	165.15
P47	4	SP7	HP310x110	471.50	197.64	303.75	56.39	162.00	0.00	776.63	144.18	1227.86	0.00	1116.72	111.67	168.20	42.05	236.51	80.41
P48	4	SP7	HP310x125	544.32	228.17	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	1266.56	126.66	201.30	50.33	152.41	51.82
P49	4	SP7	HP310x125	544.32	228.17	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	1140.05	114.01	170.83	42.71	487.01	165.58
P50	2	SP7	HP310x93	454.40	190.47	300.38	55.77	160.20	0.00	666.23	123.69	1199.57	0.00	866.78	86.68	123.05	30.76	80.89	27.50
P55	3	SP7	HP310x93	454.40	190.47	300.38	55.77	160.20	0.00	666.23	123.69	1199.57	0.00	995.54	99.55	113.93	28.48	178.88	60.82
P56	2	SP7	HP310x125	544.32	228.17	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	1085.04	108.50	148.30	37.08	211.55	71.93
P57	3	SP7	HP310x125	544.32	228.17	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	1157.63	115.76	160.33	40.08	114.96	39.09
P58	1	SP7	HP310x125	544.32	228.17	305.44	56.71	162.90	0.00	948.04	176.01	1251.00	0.00	1230.81	123.08	117.80	29.45	242.64	82.50
P111	2	SP1	HP310x93	406.56	170.42	300.38	55.77	160.20	0.00	666.23	123.69	1199.57	0.00	957.52	95.75	162.00	40.50	62.51	21.25

Fonte: Autor (2023).

Tabela 5.6 - Dados de saída para carga sem vento.

Pilar	Índice Beta	Pfail	Sens. RL1	Sens. RL2	Sens. RL3	Sens. RP1	Sens. RP2	Sens. CPe	Sens. CVe
P1	6.82	4.52E-12	0.781	0.009	0.000	0.089	0.000	0.115	0.007
P2	4.43	4.66E-06	0.666	0.008	0.000	0.076	0.000	0.227	0.023
P3	6.58	2.37E-11	0.460	0.047	0.000	0.306	0.000	0.170	0.017
P5	6.81	4.82E-12	0.464	0.047	0.000	0.308	0.000	0.151	0.031
P6	3.68	1.15E-04	0.648	0.006	0.000	0.104	0.000	0.191	0.051
P12	6.37	9.21E-11	0.611	0.034	0.000	0.222	0.000	0.095	0.037
P13	4.26	1.03E-05	0.642	0.007	0.000	0.092	0.000	0.210	0.049
P15	5.84	2.56E-09	0.594	0.033	0.000	0.216	0.000	0.118	0.039
P16	6.64	1.58E-11	0.626	0.035	0.000	0.227	0.000	0.090	0.023
P19	5.70	6.13E-09	0.593	0.025	0.000	0.241	0.000	0.092	0.049
P21	6.39	8.22E-11	0.620	0.034	0.000	0.225	0.000	0.105	0.015
P22	5.28	6.61E-08	0.591	0.025	0.000	0.240	0.000	0.126	0.019
P23	6.29	1.64E-10	0.624	0.026	0.000	0.254	0.000	0.081	0.015
P24	6.19	2.93E-10	0.391	0.039	0.000	0.373	0.000	0.167	0.030
P25	5.53	1.61E-08	0.591	0.025	0.000	0.240	0.000	0.102	0.041
P28	5.93	1.55E-09	0.469	0.032	0.000	0.311	0.000	0.132	0.055
P29	7.02	1.14E-12	0.488	0.044	0.000	0.289	0.000	0.117	0.061
P30	5.90	1.78E-09	0.446	0.040	0.000	0.265	0.000	0.158	0.090
P32	6.12	4.74E-10	0.387	0.038	0.000	0.370	0.000	0.168	0.037
P33	6.22	2.49E-10	0.389	0.039	0.000	0.372	0.000	0.161	0.040
P34	6.45	5.62E-11	0.467	0.042	0.000	0.277	0.000	0.138	0.076
P35	5.90	1.85E-09	0.461	0.032	0.000	0.306	0.000	0.127	0.074
P38	5.94	1.43E-09	0.386	0.038	0.000	0.368	0.000	0.184	0.024
P39	6.39	8.09E-11	0.483	0.044	0.000	0.286	0.000	0.158	0.030
P40	7.10	6.37E-13	0.414	0.041	0.000	0.395	0.000	0.126	0.025
P41	5.76	4.21E-09	0.380	0.038	0.000	0.363	0.000	0.189	0.031
P42	6.13	4.51E-10	0.417	0.038	0.000	0.247	0.000	0.128	0.170
P44	5.84	2.62E-09	0.472	0.032	0.000	0.313	0.000	0.142	0.041
P46	7.44	4.95E-14	0.514	0.047	0.000	0.305	0.000	0.111	0.023
P47	5.97	1.20E-09	0.493	0.040	0.000	0.263	0.000	0.157	0.046
P48	5.40	3.34E-08	0.487	0.030	0.000	0.290	0.000	0.150	0.044
P49	5.99	1.04E-09	0.508	0.031	0.000	0.302	0.000	0.127	0.031
P50	7.14	4.84E-13	0.566	0.049	0.000	0.239	0.000	0.117	0.029
P55	6.55	2.91E-11	0.551	0.047	0.000	0.232	0.000	0.150	0.019
P56	6.29	1.60E-10	0.519	0.032	0.000	0.309	0.000	0.117	0.022
P57	5.97	1.22E-09	0.509	0.031	0.000	0.303	0.000	0.131	0.025
P58	5.84	2.60E-09	0.508	0.031	0.000	0.302	0.000	0.148	0.011
P111	6.66	1.34E-11	0.465	0.050	0.000	0.245	0.000	0.147	0.094

Fonte: Autor (2023).

Tabela 5.7 - Dados de saída para carga com vento.

Pilar	Índice Beta	Pfail	Sens. RL1	Sens. RL2	Sens. RL3	Sens. RP1	Sens. RP2	Sens. CPe	Sens. CVe	Sens. VCe
P1	5.51	1.79E-08	0.458	0.005	0.000	0.052	0.000	0.067	0.003	0.415
P2	3.99	3.29E-05	0.650	0.008	0.000	0.074	0.000	0.221	0.021	0.026
P3	6.13	4.44E-10	0.445	0.045	0.000	0.296	0.000	0.164	0.016	0.034
P5	6.54	3.02E-11	0.460	0.047	0.000	0.306	0.000	0.149	0.028	0.010
P6	3.26	5.67E-04	0.637	0.005	0.000	0.102	0.000	0.188	0.045	0.023
P12	6.16	3.76E-10	0.609	0.034	0.000	0.221	0.000	0.095	0.035	0.006
P13	2.70	3.48E-03	0.436	0.005	0.000	0.062	0.000	0.142	0.022	0.332
P15	5.67	7.10E-09	0.593	0.033	0.000	0.215	0.000	0.118	0.037	0.004
P16	3.82	6.74E-05	0.194	0.011	0.000	0.070	0.000	0.028	0.004	0.693
P19	5.29	6.24E-08	0.582	0.025	0.000	0.236	0.000	0.091	0.042	0.025
P21	5.87	2.21E-09	0.591	0.033	0.000	0.214	0.000	0.100	0.013	0.049
P22	4.97	3.37E-07	0.584	0.025	0.000	0.237	0.000	0.124	0.018	0.012
P23	4.91	4.50E-07	0.369	0.016	0.000	0.150	0.000	0.048	0.007	0.411
P24	5.13	1.46E-07	0.282	0.028	0.000	0.270	0.000	0.121	0.016	0.283
P25	5.10	1.74E-07	0.578	0.024	0.000	0.235	0.000	0.100	0.036	0.028
P28	5.50	1.90E-08	0.460	0.032	0.000	0.305	0.000	0.129	0.047	0.028
P29	3.80	7.20E-05	0.133	0.012	0.000	0.079	0.000	0.032	0.006	0.739
P30	4.26	1.00E-05	0.246	0.022	0.000	0.146	0.000	0.087	0.021	0.478
P32	3.98	3.50E-05	0.162	0.016	0.000	0.155	0.000	0.070	0.008	0.588
P33	3.27	5.43E-04	0.122	0.012	0.000	0.116	0.000	0.051	0.006	0.693
P34	5.85	2.49E-09	0.441	0.040	0.000	0.262	0.000	0.130	0.052	0.074
P35	5.28	6.31E-08	0.437	0.030	0.000	0.290	0.000	0.121	0.053	0.070
P38	4.54	2.82E-06	0.232	0.023	0.000	0.222	0.000	0.111	0.010	0.401
P39	5.57	1.29E-08	0.402	0.036	0.000	0.238	0.000	0.131	0.020	0.172
P40	4.26	1.02E-05	0.123	0.012	0.000	0.118	0.000	0.037	0.004	0.705
P41	4.32	7.99E-06	0.228	0.023	0.000	0.218	0.000	0.114	0.012	0.405
P42	4.78	8.68E-07	0.277	0.025	0.000	0.165	0.000	0.085	0.036	0.412
P44	5.36	4.15E-08	0.457	0.031	0.000	0.303	0.000	0.137	0.035	0.036
P46	3.90	4.87E-05	0.121	0.011	0.000	0.071	0.000	0.026	0.003	0.768
P47	4.81	7.38E-07	0.345	0.028	0.000	0.184	0.000	0.110	0.021	0.311
P48	4.89	5.03E-07	0.470	0.029	0.000	0.280	0.000	0.145	0.037	0.040
P49	3.61	1.52E-04	0.196	0.012	0.000	0.117	0.000	0.049	0.007	0.619
P50	6.79	5.64E-12	0.557	0.048	0.000	0.235	0.000	0.115	0.026	0.018
P55	5.60	1.05E-08	0.419	0.036	0.000	0.177	0.000	0.114	0.012	0.243
P56	5.43	2.81E-08	0.426	0.026	0.000	0.253	0.000	0.096	0.015	0.184
P57	5.58	1.19E-08	0.499	0.031	0.000	0.297	0.000	0.128	0.023	0.022
P58	4.87	5.69E-07	0.398	0.025	0.000	0.237	0.000	0.116	0.007	0.218
P111	6.40	7.61E-11	0.467	0.050	0.000	0.246	0.000	0.147	0.081	0.009

Fonte: Autor (2023).

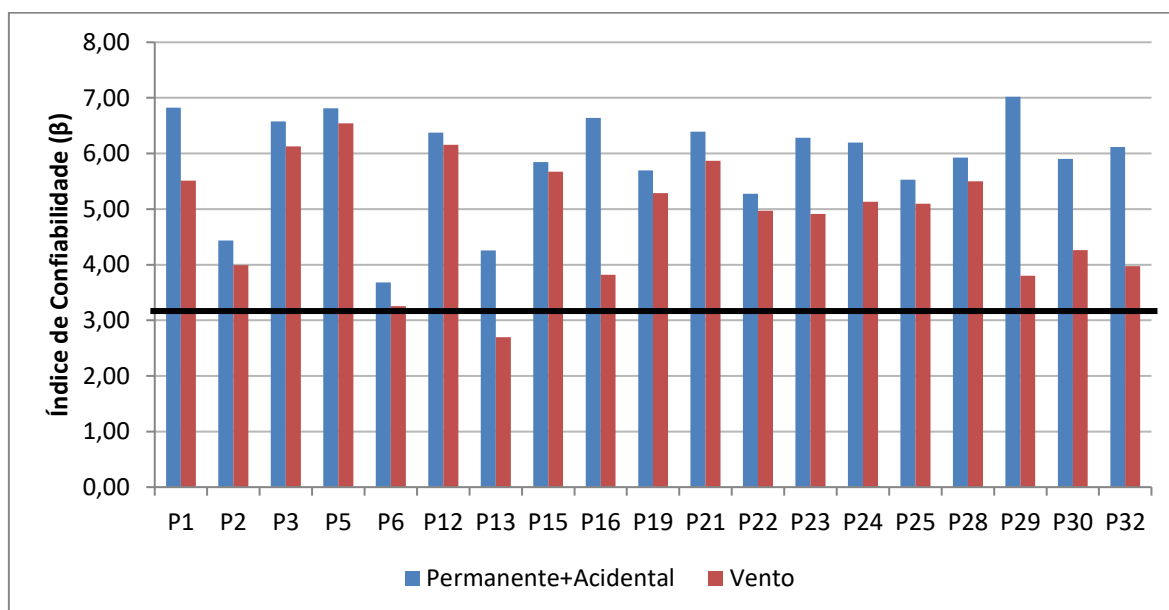
5.1.3 Índices de Confiabilidade

Nas Figura 5.3 e Figura 5.4 é possível visualizar as envoltórias de índices de confiabilidade para os dois casos estudados (carga permanente + acidental e hipótese com vento) para o método Aoki-Velloso. É possível observar uma variação entre os índices de confiabilidade para cada hipótese. Os elementos de fundações devem ser dimensionados

para a hipótese sem e com vento, portanto, a sua verificação geotécnica deve ser satisfatória em ambos os casos e suas respectivas análises devem ser complementares.

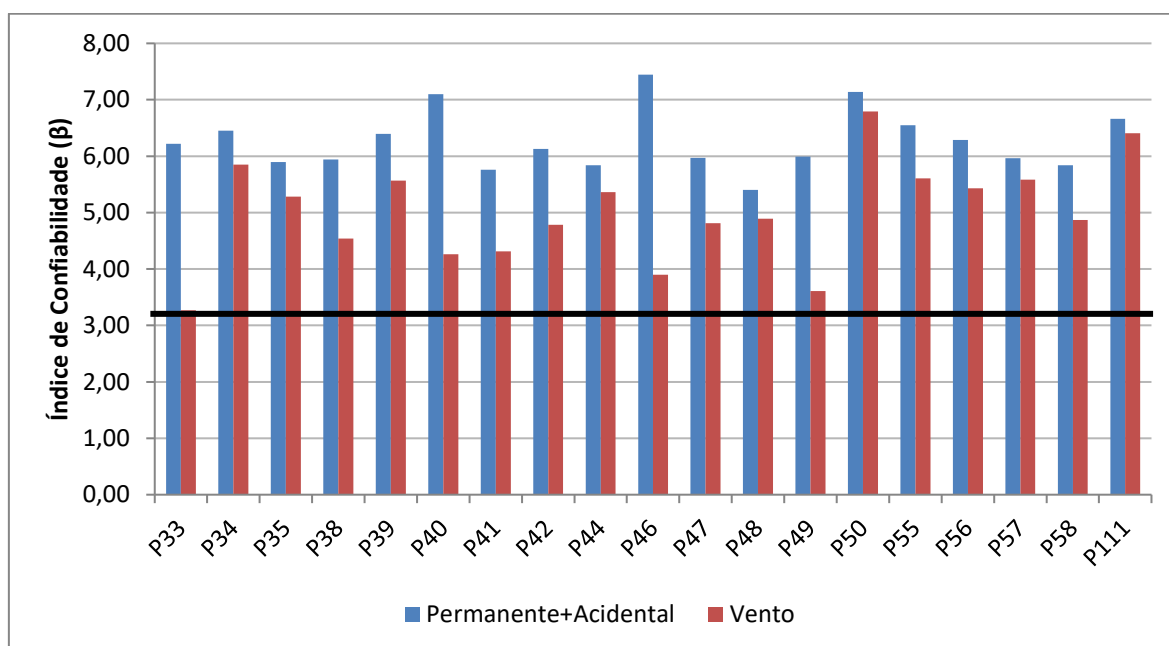
Em alguns casos, onde a parcela de vento é elevada, há uma queda brusca no índice de confiabilidade. Nos casos em que a parcela de vento é pequena, há um leve decréscimo no índice de confiabilidade. Em apenas um pilar (P13) o índice de confiabilidade resultou em valor abaixo do alvo (3,10).

Figura 5.3 – Envoltórias por pilar (P1 a P32).



Fonte: Autor (2023).

Figura 5.4 – Envoltórias por pilar (P33 a P111).



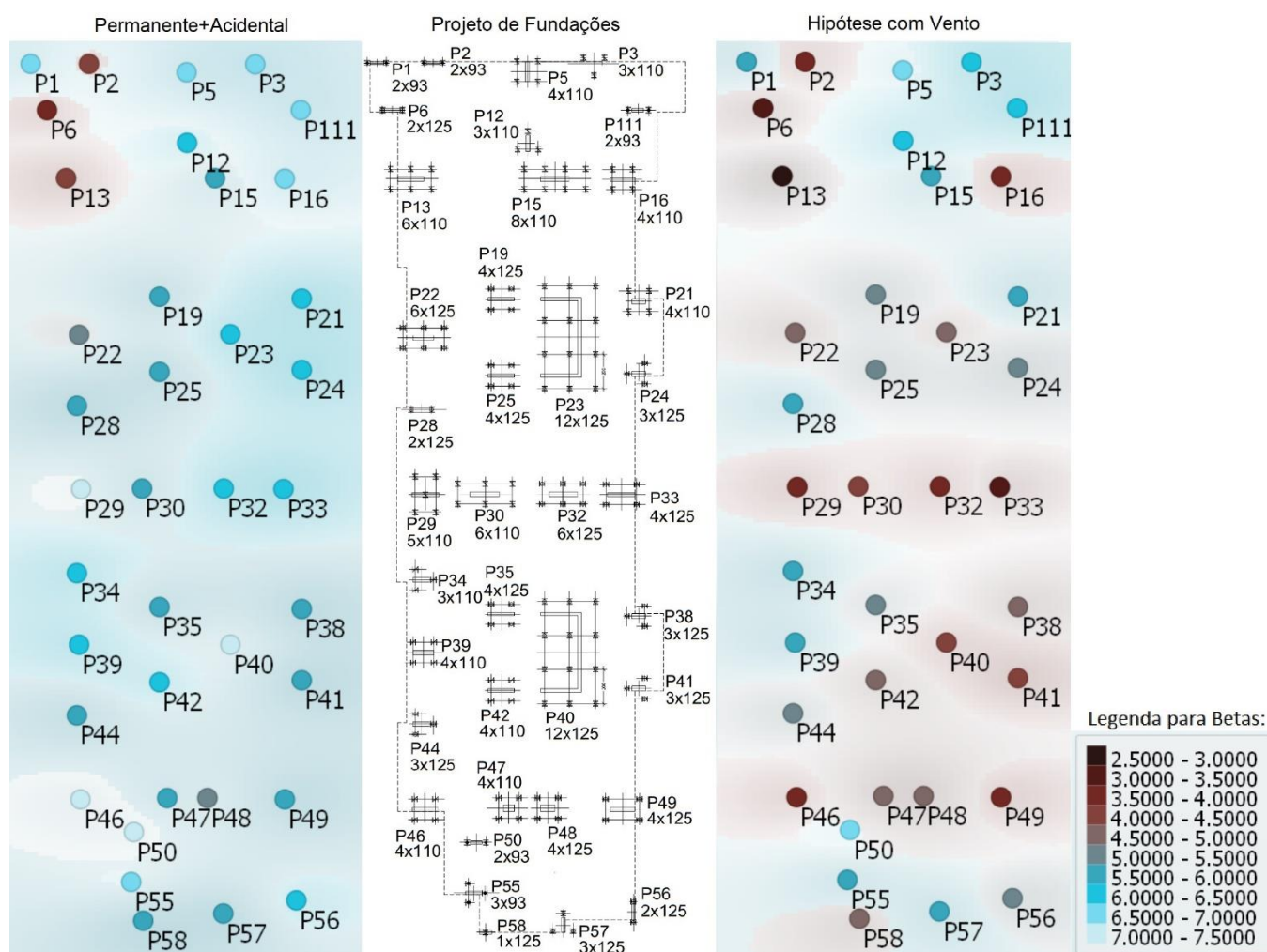
Fonte: Autor (2023).

As possíveis soluções para elevar os índices de confiabilidade que resultaram em valores abaixo de 3,10 são: aumentar o número de estacas de cada bloco para diminuir a solicitação por estaca ou utilizar um conjunto de estaca mista com maior perímetro lateral. Tais soluções poderiam ser propostas como reforço para as fundações do pilar P13.

Caso fosse necessário diminuir os índices de confiabilidade que ficaram muito além do valor proposto, uma possível solução seria: diminuir a seção das estacas mistas (concreto e aço). Porém, como as solicitações para as peças em concreto já se encontram próximas ao seu limite estrutural, a diminuição dos conjuntos de estaca mista acabaria se tornando improvável devido a esses limites das peças.

Na Figura 5.5 pode ser observada uma representação para visualização dos índices de confiabilidade de acordo com a localização de cada bloco de fundação.

Figura 5.5 – Representação do estaqueamento com os índices de confiabilidade.

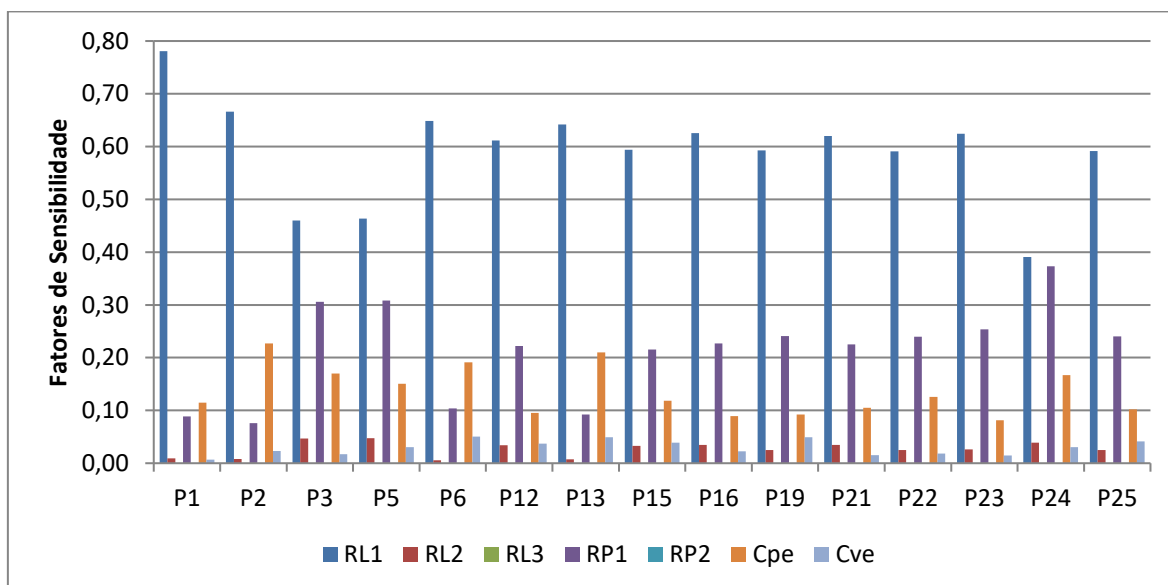


Fonte: Autor (2023).

5.1.4 Fatores de Sensibilidade

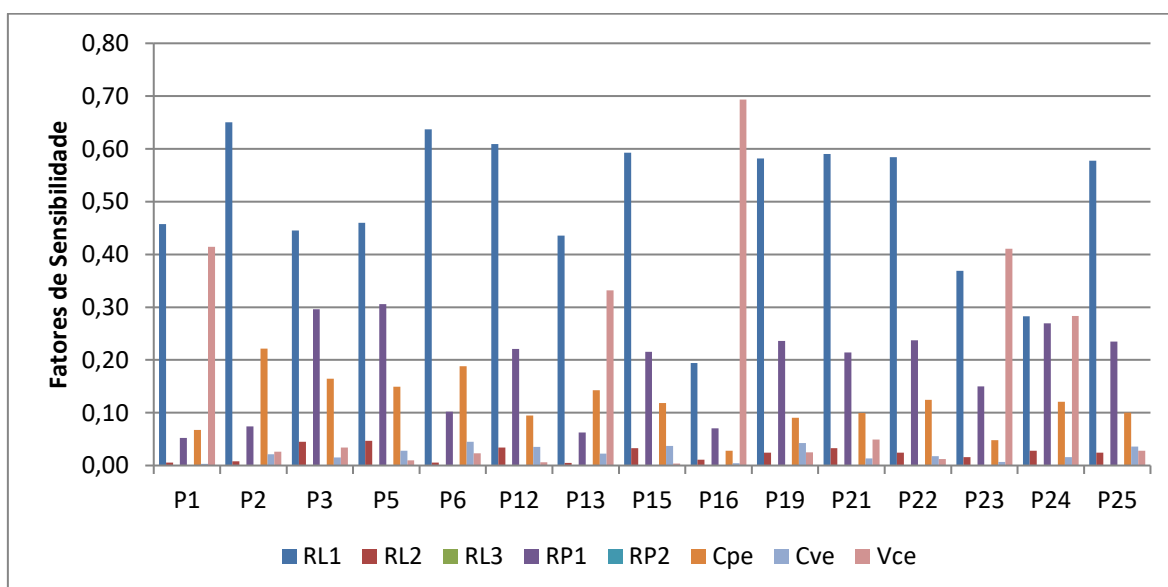
As Figura 5.6 e Figura 5.7 apresentam parte dos fatores de sensibilidade para as fundações dos Pilares P1 a P25 para ambas as hipóteses. Os demais fatores de sensibilidade seguem a mesma tendência observada e podem ser visualizados nas Tabela 5.6 e Tabela 5.7, apresentadas anteriormente.

Figura 5.6 - Fatores de sensibilidade (carga permanente + accidental).



Fonte: Autor (2023).

Figura 5.7 - Fatores de sensibilidade (vento).



Fonte: Autor (2023).

Na maioria dos casos, a influência da parcela inicial de resistência “RL1” foi dominante em relação às demais. Isso ocorreu possivelmente devido ao elevado coeficiente de variação encontrado. Deste modo, a média de resistência encontrada para tais parcelas foram elevadas, elevando também o valor absoluto de seu desvio padrão causando, assim, um grande impacto no resultado.

Por sua vez, a carga permanente foi a parcela de solicitação onde foram encontrados os maiores fatores de sensibilidade para a hipótese sem vento. Isso ocorreu, pois, a parcela de carga permanente representou, em média, 85,0% da carga total de solicitação por estaca para a hipótese sem vento. Sendo assim, a parcela permanente, apesar de possuir um coeficiente de variação menor (10% contra 25%), seus valores médios são mais elevados quando comparados às cargas acidentais, apresentando bastante influência sobre a probabilidade de falha do conjunto.

Os fatores de sensibilidade relacionados ao vento crítico apresentaram elevados índices apenas em alguns casos. Nos pilares cujas estacas receberam grandes acréscimos de solicitação normal devido ao vento, o fator de sensibilidade dos mesmos acompanhou tal aumento. Tal elevação da sensibilidade também se deu pelo alto coeficiente de variação (34,0%). Os pilares analisados que possuíram elevado acréscimo de força normal devido ao vento e, conseqüentemente, um alto fator de sensibilidade para “VCe” foram: P16, P29, P32, P33, P40, P46 e P49.

Portanto, maiores valores de médias ocasionaram maiores valores de desvio padrão e um maior fator de sensibilidade. Observa-se que as estacas mais carregadas de cada pilar tiveram uma diminuição significativa dos índices de confiabilidade para a hipótese com vento.

5.2 Método Décourt-Quaresma

5.2.1 Estatísticas das Resistências

As estatísticas do solo utilizadas no cálculo, para o método de Décourt-Quaresma, também foram realizadas considerando os horizontes de cada tipo de solo com sua respectiva resistência N_{spt} . A escavação da obra está na cota 717,0m ao passo que as cotas de ponta das estacas foram variáveis entre os níveis 702,5m a 706,5m. Para efeitos de cálculo, foi considerado 1,0m de bloco e, portanto, o comprimento útil (em contato com solo) considerado para a estaca mista foi entre 9,5m a 11,5m, a depender da localização da estaca.

O próprio método de Décourt-Quaresma adota um procedimento estatístico onde os valores N_{spts} da ponta são desprezados para o cálculo da resistência lateral. Da mesma forma, o cálculo do N_{spt} médio para ponta é realizado utilizando uma média entre 3 N_{spts} (N_{spt} de onde a estaca está apoiada, logo acima e logo abaixo). Sendo assim, para se determinar as estatísticas das variáveis de resistência pelo método do Décourt-Quaresma, já há uma medida de segurança na ponta como premissa básica do próprio método, sobretudo no caso da obra em questão com ponta cravada em rocha. Para o cálculo do N_{spt} médio lateral, é desprezado o embutimento final de maior valor N_{spt} e, para o cálculo do N_{spt} médio de ponta, é feita uma média entre o material de maior N_{spt} com o material logo acima ($N_{spt} \sim 30$), diminuindo a média para o cálculo da resistência de ponta da estaca.

A utilização dessas médias é útil no caso em que as estacas são cravadas antes de atingirem a sua nega pois, assim, o método embute em sua previsão a variabilidade de N_{spt} do próprio terreno. No caso da obra em questão, a estaca será cravada até o seu limite físico, portanto, a sua ponta estará embutida em um terreno competente.

Dito isso, foram construídos dois cenários para o cálculo das estatísticas utilizados no método de Décourt-Quaresma. O primeiro conjunto de estatísticas foi criado a partir do N_{spt} médio lateral e o segundo conjunto foi criado a partir da média da ponta proposta no próprio método. Tais estatísticas podem ser visualizadas nas Tabela 5.8 e Tabela 5.9.

Tabela 5.8 - Estatísticas de N_{spt} utilizado na Resistência Lateral.

Comp. Estaca (m)	Cota (m)	"Nspt" médio para Resistência Lateral								Co.V. (%)
		ENGESONDA						Média	σ	
		SP-1	SP-2	SP-5	SP-6	SP-7	SP-8			
-	721.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	720.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	719.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	718.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	717.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0	716.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	715.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	714.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	713.00	6.00	6.00	4.50	6.50	4.50	2.50	5.00	1.48	29.66
4	712.00	7.67	6.67	5.33	6.67	5.67	3.33	5.89	1.50	25.48
5	711.00	9.50	7.75	6.00	7.00	6.00	4.25	6.75	1.79	26.50
6	710.00	10.00	7.40	6.80	6.80	5.60	5.00	6.93	1.74	25.13
7	709.00	11.00	7.83	6.67	6.50	5.50	6.00	7.25	2.00	27.54
8	708.00	11.57	8.57	6.43	7.00	5.57	6.43	7.60	2.19	28.81
9	707.00	11.88	9.38	8.88	9.88	6.50	6.63	8.85	2.05	23.12
10	706.00	11.78	9.89	-	12.33	8.00	7.11	9.82	2.28	23.22
11	705.00	-	-	-	-	9.80	7.70	8.75	1.48	16.97
12	704.00	-	-	-	-	12.18	8.64	10.41	2.51	24.08
13	703.00	-	-	-	-	-	10.58	-	-	-
14	702.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-

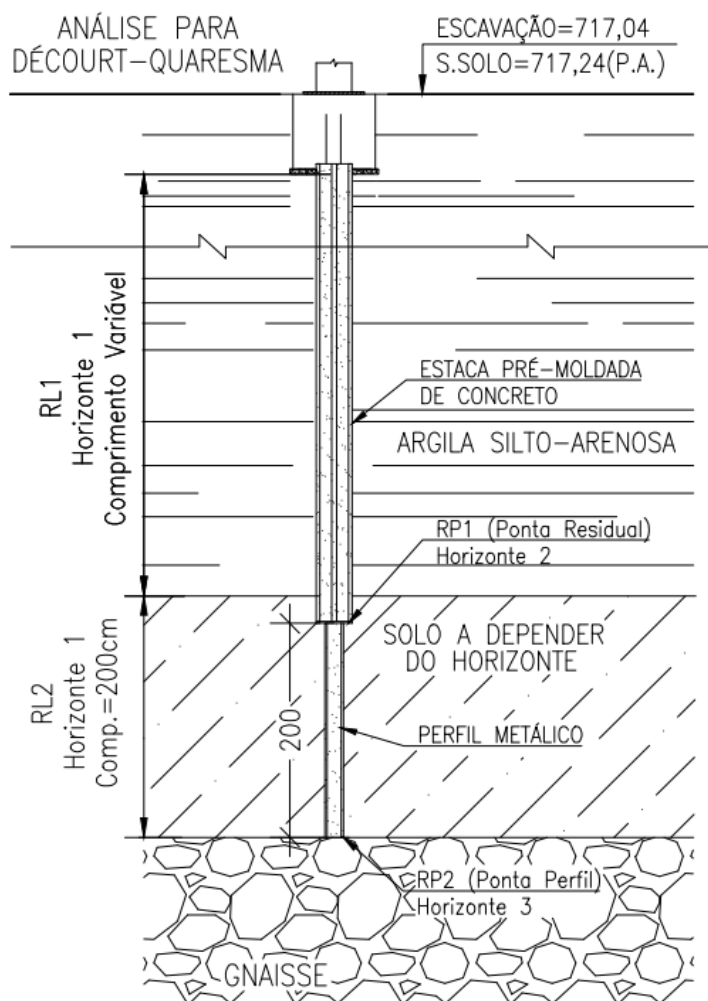
Fonte: Autor (2023).

Tabela 5.9 - Estatísticas de N_{spt} utilizado na Resistência de Ponta.

Comp. Estaca (m)	Cota (m)	"Nspt" médio para Resistência de ponta							Média	σ	Co.V. (%)
		ENGESONDA									
		SP-1	SP-2	SP-5	SP-6	SP-7	SP-8				
-	721.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
-	720.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
-	719.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
-	718.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
-	717.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
0	716.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
1	715.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
2	714.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
3	713.00	12.67	8.33	8.33	7.00	6.33	6.67	8.22	2.33	28.40	
4	712.00	14.33	9.00	8.00	6.33	5.33	8.67	8.61	3.14	36.43	
5	711.00	14.33	9.67	7.00	7.00	5.00	9.33	8.72	3.24	37.16	
6	710.00	15.00	12.67	12.33	15.00	8.00	9.33	12.06	2.89	23.94	
7	709.00	13.33	14.00	23.00	24.00	13.00	9.33	16.11	5.96	36.98	
8	708.00	17.00	15.67	38.00	32.00	19.67	10.67	22.17	10.53	47.52	
9	707.00	24.33	27.33	46.00	38.67	27.33	14.00	29.61	11.25	37.98	
10	706.00	32.67	39.33	-	44.67	37.33	21.00	35.00	8.93	25.52	
11	705.00	-	-	-	-	45.33	29.67	37.50	11.08	29.54	
12	704.00	-	-	-	-	50.00	40.33	45.17	6.84	15.13	
13	703.00	-	-	-	-	-	46.33	-	-	-	
14	702.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Análise Probabilística		HORIZONTE 1			-			N _{spt}	10.94	1.39	12.72
		HORIZONTE 2			Silte Arenó-Argiloso			N _{spt}	27.27	3.71	13.60
		HORIZONTE 3			Silte Arenó-Argiloso			N _{spt}	44.33	2.87	6.47

Fonte: Autor (2023).

As estatísticas dos horizontes estão discretizadas por cor. Em azul claro, há as estatísticas utilizadas para o cálculo da resistência lateral por toda a estaca: N_{spt} médio lateral ($\mu; \sigma$) = (10,94; 1,39). Em verde claro, há as estatísticas utilizadas para a ponta residual, localizada 2,0 metros acima da ponta final: N_{spt} Ponta Residual ($\mu; \sigma$) = (27,27; 3,71). Em cor salmão, há as estatísticas utilizadas para a ponta do perfil metálico: N_{spt} Ponta Perfil ($\mu; \sigma$) = (44,33; 2,87). O material adotado para as resistências de ponta foi “Silte areno-argiloso”. Ver Figura 5.8.

Figura 5.8 - Representação Esquemática para definição dos parâmetros de cálculo.

Fonte: Autor (2023).

Os comprimentos úteis para cada estaca da torre foram determinados de acordo com a sua localização, sendo utilizadas as sondagens mais próximas como referência para cada bloco. Os horizontes e comprimentos úteis utilizados nos cálculos podem ser visualizados na Tabela 5.10.

Tabela 5.10 - Características das estacas mistas.

Característica		Região					
		SP-1	SP-2	SP-5	SP-6	SP-7	SP-8
RL1	Comprimento (m)	8.5	9.0	7.5	9.0	9.5	11.5
	Horizonte	1	1	1	1	1	1
RL2	Comprimento (m)	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
	Horizonte	1	1	1	1	1	1
RP1	Horizonte	2	2	2	2	2	2
RP2	Horizonte	3	3	3	3	3	3
Comprimento útil (m)		10.5	11.0	9.5	11.0	11.5	13.5

Fonte: Autor (2023).

Com as estatísticas das sondagens e informações das estacas foi possível obter os dados das resistências de ponta e atritos laterais para cada trecho da estaca mista. Foram utilizadas funções arbitrárias de uma variável aleatória para composição das variáveis aleatórias de resistências (aproximação em segunda ordem para média e aproximação em primeira ordem para variância). Importante observar que as variáveis aleatórias de resistência “ R_{L1} , R_{L2} , R_{P1} e R_{P2} ” estão relacionadas às variáveis aleatórias de N_{spt} “ N_{L1} , N_{L2} , N_{P1} e N_{P2} ”, que são as médias encontradas utilizando o método “Décourt-Quaresma”. Os resultados podem ser visualizados nas Tabela 5.11, a seguir.

Tabela 5.11 - Variáveis aleatórias de resistências.

Tipo Estaca		Coeficientes do Método		RL1 (Horizonte 1)			
Conc.	Perfil	C (kN/m ²)	$\mu (N_{spt})$	$\sigma (N_{spt})$	μ (kN)	Var. (kN ²)	σ (kN)
ETR445	HP310x93	-	10.94	1.39	75.28	90.34	9.50
ETR525	HP310x110	-	10.94	1.39	83.13	110.17	10.50
ETR605	HP310x125	-	10.94	1.39	101.76	165.10	12.85

Tipo Estaca		Coeficientes do Método		RL2 (Horizonte 1)			
Conc.	Perfil	C (kN/m ²)	$\mu (N_{spt})$	$\sigma (N_{spt})$	μ (kN)	Var. (kN ²)	σ (kN)
ETR445	HP310x93	-	10.94	1.39	82.71	109.07	10.44
ETR525	HP310x110	-	10.94	1.39	83.64	111.53	10.56
ETR605	HP310x125	-	10.94	1.39	84.10	112.78	10.62

Tipo Estaca		Coeficientes do Método		RP1 (Horizonte 2)			
Conc.	Perfil	C (kN/m ²)	$\mu (N_{spt})$	$\sigma (N_{spt})$	μ (kN)	Var. (kN ²)	σ (kN)
ETR445	HP310x93	250	27.27	3.71	502.59	4669.77	68.34
ETR525	HP310x110	250	27.27	3.71	623.52	7187.28	84.78
ETR605	HP310x125	250	27.27	3.71	807.09	12042.33	109.74

Tipo Estaca		Coeficientes do Método		RP2 (Horizonte 3)			
Conc.	Perfil	C (kN/m ²)	$\mu (N_{spt})$	$\sigma (N_{spt})$	μ (kN)	Var. (kN ²)	σ (kN)
ETR445	HP310x93	250	44.33	2.87	1034.08	4473.35	66.88
ETR525	HP310x110	250	44.33	2.87	1058.46	4686.80	68.46
ETR605	HP310x125	250	44.33	2.87	1078.41	4865.14	69.75

Fonte: Autor (2023).

Os cálculos foram realizados utilizando as hipóteses sem e com vento. Analisando dois possíveis cenários para o mesmo método, é possível obter uma envoltória de índices de confiabilidade e, conseqüentemente, diferentes probabilidades de falhas individuais dos elementos de fundações. Desta forma, a análise do projetista pode ser feita de modo mais preciso.

5.2.2 Equações de Estado Limite e Resultados

Nesta seção, são mostrados as diretrizes e os resultados das análises via teoria da confiabilidade utilizando o método de Décourt-Quaresma com as cargas permanentes, variáveis e com a hipótese com vento.

As cargas parciais foram divididas pelo número total de estacas contido em cada bloco para obter as solicitações por estaca. Por sua vez, foram somadas as parciais de resistência na própria equação a fim de se obter a resistência total (lateral e ponta) de uma estaca. A equação de estado limite da margem de segurança para esta etapa é a mesma descrita anteriormente na Equação (5.1), na seção 5.1, com a diferença que não há a variável aleatória R_{L3} , uma vez que o solo considerado por toda a estaca é igual.

A equação de estado limite (5.1) foi utilizada para a hipótese “sem vento”, isto é, considerando apenas as cargas permanentes e cargas variáveis da estrutura. Para o cálculo das cargas permanentes, o peso de cada bloco foi determinado utilizando a planta de “Formas de Fundações”, fornecida pelo projetista estrutural, e o seu resultado foi somado à carga permanente da superestrutura.

Na hipótese com vento, a equação de estado limite da margem de segurança para esta etapa é descrita na equação (5.2), demonstrada anteriormente, com a diferença que não há a variável aleatória R_{L3} , uma vez que o solo considerado por toda a estaca é igual.

Foram utilizadas as mesmas premissas do método “Aoki-Velloso” para as estatísticas da média, coeficiente de variação e função de densidade de probabilidades para as cargas permanente, acidental e vento.

Observa-se que os valores das variáveis aleatórias de resistência e solicitação, para o caso sem vento, correspondem a uma estaca do bloco, uma vez que a carga solicitante é distribuída igualmente entre às estacas do bloco. Por sua vez, na hipótese com vento, foi realizado o cálculo apenas para a estaca mais solicitada. Sendo assim, foram utilizados os valores de resistência e solicitação para a estaca normalmente mais comprimida.

A Tabela 5.12 apresenta os dados de entrada, para as hipóteses sem e com vento, utilizados para inserção no programa RELgen de Nogueira (2010) com o acoplamento em Python de Mondini (2022). Por sua vez, nas Tabela 5.13 e Tabela 5.14, podem ser visualizados os dados de saída obtidos, contemplando os índices de confiabilidade e probabilidades de falha para cada estaca em ambas hipóteses. Por fim, pode ser visualizada a sensibilidade de cada respectiva variável aleatória.

Tabela 5.12 - Dados de entrada para cálculo dos índices de confiabilidade.

Pilar	n° est.	Sond.	Perfil Ponta	RL1 (kN)		RL2 (kN)		RP1 (kN)		RP2 (kN)		CPe (kN)		CVe (kN)		VCe (kN)		Pilar
				μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	
P1	2	SP2	HP310x93	677.49	85.54	165.42	20.89	502.59	68.34	1034.08	66.88	691.69	69.17	60.80	15.20	170.83	58.08	P1
P2	2	SP2	HP310x93	677.49	85.54	165.42	20.89	502.59	68.34	1034.08	66.88	1052.73	105.27	117.20	29.30	93.55	31.81	P2
P3	3	SP1	HP310x110	706.60	89.22	167.28	21.12	623.52	84.78	1058.46	68.46	1074.54	107.45	111.20	27.80	105.55	35.89	P3
P5	4	SP1	HP310x110	706.60	89.22	167.28	21.12	623.52	84.78	1058.46	68.46	1008.00	100.80	130.38	32.59	67.02	22.79	P5
P6	2	SP2	HP310x125	915.86	115.64	168.21	21.24	807.09	109.74	1078.41	69.75	1174.56	117.46	198.50	49.63	112.43	38.22	P6
P12	3	SP8	HP310x110	955.98	120.71	167.28	21.12	623.52	84.78	1058.46	68.46	944.41	94.44	167.30	41.83	65.94	22.42	P12
P13	6	SP2	HP310x110	748.16	94.47	167.28	21.12	623.52	84.78	1058.46	68.46	1070.72	107.07	163.35	40.84	301.32	102.45	P13
P15	8	SP8	HP310x110	955.98	120.71	167.28	21.12	623.52	84.78	1058.46	68.46	1068.67	106.87	178.53	44.63	53.79	18.29	P15
P16	4	SP8	HP310x110	955.98	120.71	167.28	21.12	623.52	84.78	1058.46	68.46	905.20	90.52	140.85	35.21	494.84	168.25	P16
P19	4	SP8	HP310x125	1170.27	147.76	168.21	21.24	807.09	109.74	1078.41	69.75	1089.53	108.95	222.65	55.66	137.36	46.70	P19
P21	4	SP8	HP310x110	955.98	120.71	167.28	21.12	623.52	84.78	1058.46	68.46	983.16	98.32	125.13	31.28	139.97	47.59	P21
P22	6	SP8	HP310x125	1170.27	147.76	168.21	21.24	807.09	109.74	1078.41	69.75	1273.72	127.37	167.93	41.98	107.33	36.49	P22
P23	12	SP8	HP310x125	1170.27	147.76	168.21	21.24	807.09	109.74	1078.41	69.75	995.94	99.59	143.08	35.77	321.63	109.35	P23
P24	3	SP5	HP310x125	763.22	96.37	168.21	21.24	807.09	109.74	1078.41	69.75	1177.19	117.72	150.63	37.66	224.49	76.33	P24
P25	4	SP8	HP310x125	1170.27	147.76	168.21	21.24	807.09	109.74	1078.41	69.75	1148.80	114.88	215.05	53.76	145.27	49.39	P25
P28	2	SP6	HP310x125	915.86	115.64	168.21	21.24	807.09	109.74	1078.41	69.75	1146.05	114.60	197.75	49.44	124.22	42.23	P28
P29	5	SP6	HP310x110	748.16	94.47	167.28	21.12	623.52	84.78	1058.46	68.46	916.95	91.70	155.76	38.94	472.20	160.55	P29
P30	6	SP6	HP310x110	748.16	94.47	167.28	21.12	623.52	84.78	1058.46	68.46	1114.63	111.46	195.40	48.85	304.61	103.57	P30
P32	6	SP5	HP310x125	763.22	96.37	168.21	21.24	807.09	109.74	1078.41	69.75	1184.68	118.47	160.53	40.13	388.78	132.19	P32
P33	4	SP5	HP310x125	763.22	96.37	168.21	21.24	807.09	109.74	1078.41	69.75	1159.40	115.94	162.20	40.55	535.23	181.98	P33
P34	3	SP6	HP310x110	748.16	94.47	167.28	21.12	623.52	84.78	1058.46	68.46	1017.14	101.71	175.20	43.80	139.62	47.47	P34
P35	4	SP6	HP310x125	915.86	115.64	168.21	21.24	807.09	109.74	1078.41	69.75	1135.44	113.54	213.48	53.37	168.88	57.42	P35
P38	3	SP5	HP310x125	763.22	96.37	168.21	21.24	807.09	109.74	1078.41	69.75	1242.71	124.27	143.60	35.90	281.99	95.88	P38
P39	4	SP6	HP310x110	748.16	94.47	167.28	21.12	623.52	84.78	1058.46	68.46	1070.08	107.01	138.23	34.56	173.98	59.15	P39
P40	12	SP5	HP310x125	763.22	96.37	168.21	21.24	807.09	109.74	1078.41	69.75	992.63	99.26	130.69	32.67	424.75	144.41	P40
P41	3	SP5	HP310x125	763.22	96.37	168.21	21.24	807.09	109.74	1078.41	69.75	1270.96	127.10	157.57	39.39	297.20	101.05	P41
P42	4	SP6	HP310x110	748.16	94.47	167.28	21.12	623.52	84.78	1058.46	68.46	1035.48	103.55	215.35	53.84	257.41	87.52	P42
P44	3	SP6	HP310x125	915.86	115.64	168.21	21.24	807.09	109.74	1078.41	69.75	1183.67	118.37	183.77	45.94	137.25	46.67	P44
P46	4	SP6	HP310x110	748.16	94.47	167.28	21.12	623.52	84.78	1058.46	68.46	870.18	87.02	116.33	29.08	485.72	165.15	P46
P47	4	SP7	HP310x110	789.73	99.72	167.28	21.12	623.52	84.78	1058.46	68.46	1116.72	111.67	168.20	42.05	236.51	80.41	P47
P48	4	SP7	HP310x125	966.74	122.07	168.21	21.24	807.09	109.74	1078.41	69.75	1266.56	126.66	201.30	50.33	152.41	51.82	P48
P49	4	SP7	HP310x125	966.74	122.07	168.21	21.24	807.09	109.74	1078.41	69.75	1140.05	114.01	170.83	42.71	487.01	165.58	P49
P50	2	SP7	HP310x93	715.12	90.30	165.42	20.89	502.59	68.34	1034.08	66.88	866.78	86.68	123.05	30.76	80.89	27.50	P50
P55	3	SP7	HP310x93	715.12	90.30	165.42	20.89	502.59	68.34	1034.08	66.88	995.54	99.55	113.93	28.48	178.88	60.82	P55
P56	2	SP7	HP310x125	966.74	122.07	168.21	21.24	807.09	109.74	1078.41	69.75	1085.04	108.50	148.30	37.08	211.55	71.93	P56
P57	3	SP7	HP310x125	966.74	122.07	168.21	21.24	807.09	109.74	1078.41	69.75	1157.63	115.76	160.33	40.08	114.96	39.09	P57
P58	1	SP7	HP310x125	966.74	122.07	168.21	21.24	807.09	109.74	1078.41	69.75	1230.81	123.08	117.80	29.45	242.64	82.50	P58
P111	2	SP1	HP310x93	639.85	80.79	165.42	20.89	502.59	68.34	1034.08	66.88	957.52	95.75	162.00	40.50	62.51	21.25	P111

Fonte: Autor (2023).

Tabela 5.13 - Dados de saída para carga sem vento.

Pilar	Índice Beta	P _{fail}	Sens. RL1	Sens. RL2	Sens. RP1	Sens. RP2	Sens. CPe	Sens. CVe
P1	10.98	0.00E+00	0.323	0.019	0.206	0.198	0.211	0.042
P2	7.07	7.64E-13	0.225	0.013	0.144	0.138	0.341	0.140
P3	7.56	2.06E-14	0.226	0.013	0.204	0.133	0.328	0.096
P5	7.80	3.11E-15	0.184	0.010	0.166	0.108	0.235	0.297
P6	7.00	1.30E-12	0.168	0.006	0.151	0.061	0.173	0.442
P12	8.12	2.34E-16	0.196	0.006	0.097	0.063	0.120	0.518
P13	7.05	9.21E-13	0.162	0.008	0.131	0.085	0.208	0.405
P15	7.35	1.02E-13	0.207	0.006	0.102	0.067	0.162	0.456
P16	8.80	7.12E-19	0.236	0.007	0.116	0.076	0.132	0.433
P19	7.54	2.40E-14	0.192	0.004	0.106	0.043	0.104	0.552
P21	8.61	3.68E-18	0.300	0.009	0.148	0.097	0.199	0.246
P22	7.37	8.60E-14	0.320	0.007	0.177	0.071	0.238	0.187
P23	9.08	0.00E+00	0.315	0.007	0.174	0.070	0.143	0.291
P24	7.17	3.68E-13	0.180	0.009	0.234	0.094	0.269	0.213
P25	7.41	6.34E-14	0.211	0.004	0.116	0.047	0.128	0.494
P28	7.14	4.77E-13	0.163	0.006	0.147	0.059	0.161	0.464
P29	8.00	6.17E-16	0.143	0.007	0.115	0.075	0.134	0.526
P30	6.38	8.95E-11	0.138	0.007	0.111	0.072	0.192	0.479
P32	7.02	1.10E-12	0.169	0.008	0.219	0.089	0.255	0.260
P33	7.15	4.45E-13	0.163	0.008	0.211	0.085	0.235	0.298
P34	7.16	4.16E-13	0.139	0.007	0.112	0.073	0.161	0.508
P35	6.98	1.47E-12	0.147	0.005	0.133	0.054	0.142	0.520
P38	6.83	4.19E-12	0.194	0.009	0.252	0.102	0.323	0.120
P39	7.40	6.95E-14	0.200	0.010	0.161	0.105	0.257	0.267
P40	8.54	6.60E-18	0.180	0.009	0.234	0.094	0.191	0.292
P41	6.54	3.10E-11	0.183	0.009	0.237	0.096	0.318	0.157
P42	6.49	4.46E-11	0.112	0.006	0.090	0.059	0.134	0.599
P44	7.14	4.83E-13	0.187	0.006	0.168	0.068	0.195	0.376
P46	9.05	0.00E+00	0.199	0.010	0.160	0.104	0.168	0.359
P47	6.84	4.12E-12	0.179	0.008	0.129	0.084	0.225	0.374
P48	6.65	1.43E-11	0.196	0.006	0.159	0.064	0.211	0.364
P49	7.62	1.23E-14	0.212	0.006	0.171	0.069	0.185	0.356
P50	8.43	1.78E-17	0.187	0.010	0.107	0.103	0.172	0.421
P55	7.67	8.73E-15	0.242	0.013	0.138	0.133	0.294	0.181
P56	8.21	1.17E-16	0.242	0.007	0.195	0.079	0.191	0.285
P57	7.66	9.15E-15	0.234	0.007	0.189	0.076	0.211	0.283
P58	7.61	1.43E-14	0.299	0.009	0.242	0.098	0.304	0.048
P111	6.94	1.99E-12	0.126	0.008	0.090	0.086	0.177	0.512

Fonte: Autor (2023).

Tabela 5.14 - Dados de saída para carga com vento.

Pilar	Índice Beta	Pfail	Sens. RL1	Sens. RL2	Sens. RP1	Sens. RP2	Sens. CPe	Sens. CVe	Sens. VCe
P1	7.03	1.08E-12	0.069	0.004	0.044	0.042	0.045	0.002	0.795
P2	6.42	7.02E-11	0.212	0.013	0.136	0.130	0.322	0.071	0.116
P3	6.78	6.23E-12	0.188	0.011	0.169	0.110	0.272	0.040	0.210
P5	7.44	5.22E-14	0.195	0.011	0.177	0.115	0.250	0.228	0.024
P6	6.53	3.30E-11	0.186	0.006	0.167	0.068	0.192	0.334	0.047
P12	7.86	1.95E-15	0.208	0.006	0.103	0.067	0.127	0.479	0.010
P13	4.24	1.10E-05	0.068	0.003	0.055	0.036	0.088	0.015	0.735
P15	7.14	4.81E-13	0.217	0.007	0.107	0.070	0.170	0.423	0.006
P16	3.74	9.37E-05	0.053	0.002	0.026	0.017	0.030	0.004	0.869
P19	7.04	9.81E-13	0.215	0.004	0.119	0.048	0.117	0.431	0.066
P21	7.27	1.87E-13	0.187	0.006	0.092	0.060	0.124	0.023	0.508
P22	6.88	2.93E-12	0.328	0.007	0.181	0.073	0.244	0.117	0.051
P23	5.54	1.56E-08	0.091	0.002	0.050	0.020	0.041	0.006	0.790
P24	5.22	8.77E-08	0.086	0.004	0.112	0.045	0.129	0.018	0.605
P25	6.83	4.31E-12	0.237	0.005	0.131	0.053	0.143	0.316	0.115
P28	6.60	2.02E-11	0.183	0.006	0.165	0.067	0.180	0.325	0.075
P29	3.43	2.97E-04	0.041	0.002	0.033	0.022	0.039	0.007	0.857
P30	3.98	3.52E-05	0.074	0.004	0.060	0.039	0.104	0.025	0.694
P32	3.74	9.16E-05	0.053	0.003	0.069	0.028	0.081	0.010	0.756
P33	2.96	1.56E-03	0.042	0.002	0.055	0.022	0.061	0.007	0.810
P34	6.32	1.32E-10	0.145	0.007	0.116	0.076	0.168	0.136	0.352
P35	6.14	4.10E-10	0.155	0.005	0.140	0.057	0.150	0.148	0.345
P38	4.45	4.33E-06	0.074	0.004	0.095	0.039	0.122	0.012	0.655
P39	5.77	4.00E-09	0.115	0.006	0.092	0.060	0.147	0.024	0.556
P40	4.03	2.75E-05	0.040	0.002	0.051	0.021	0.042	0.004	0.839
P41	4.18	1.43E-05	0.074	0.004	0.096	0.039	0.128	0.014	0.646
P42	4.60	2.10E-06	0.080	0.004	0.065	0.042	0.096	0.042	0.671
P44	6.44	5.90E-11	0.198	0.007	0.178	0.072	0.207	0.157	0.181
P46	3.54	1.99E-04	0.037	0.002	0.030	0.019	0.031	0.003	0.878
P47	4.81	7.70E-07	0.097	0.004	0.070	0.046	0.122	0.024	0.636
P48	5.91	1.70E-09	0.206	0.006	0.167	0.067	0.222	0.146	0.185
P49	3.61	1.52E-04	0.059	0.002	0.047	0.019	0.051	0.007	0.815
P50	7.94	1.02E-15	0.204	0.011	0.117	0.112	0.188	0.292	0.075
P55	5.60	1.05E-08	0.105	0.006	0.060	0.058	0.128	0.014	0.629
P56	6.17	3.54E-10	0.115	0.003	0.093	0.038	0.091	0.015	0.644
P57	7.08	7.51E-13	0.244	0.007	0.197	0.080	0.220	0.139	0.112
P58	5.41	3.19E-08	0.112	0.003	0.090	0.037	0.114	0.007	0.637
P111	6.64	1.55E-11	0.136	0.009	0.097	0.093	0.191	0.461	0.013

Fonte: Autor (2023).

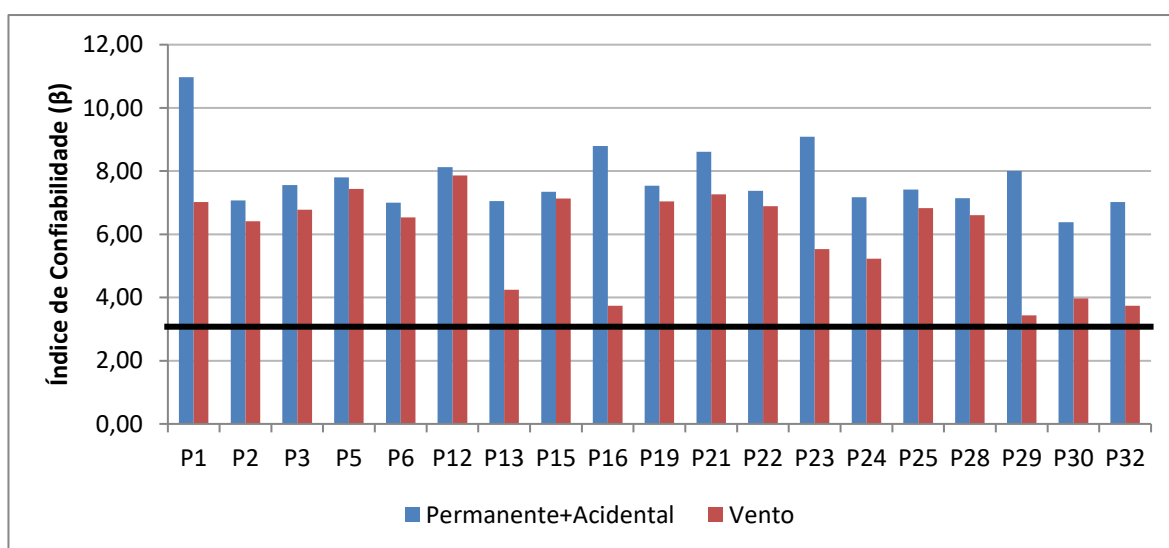
5.2.3 Índices de Confiabilidade

Os elementos de fundações devem ser dimensionados para a hipótese sem e com vento, portanto, a sua verificação geotécnica deve ser satisfatória em ambos os casos e suas respectivas análises devem ser complementares.

Assim como ocorreu para o método Aoki-Velloso, em alguns casos em que a parcela de vento é elevada, houve uma queda brusca no índice de confiabilidade. Nos casos em que a parcela de vento é irrisória, há uma leve diminuição no índice de confiabilidade. Em apenas um pilar (P33) o índice de confiabilidade resultou em valor abaixo do índice alvo (3,10), mostrando uma boa compatibilidade entre o trinômio: escolha do tipo de fundações, análise do modelo físico e utilização dos métodos semiempíricos.

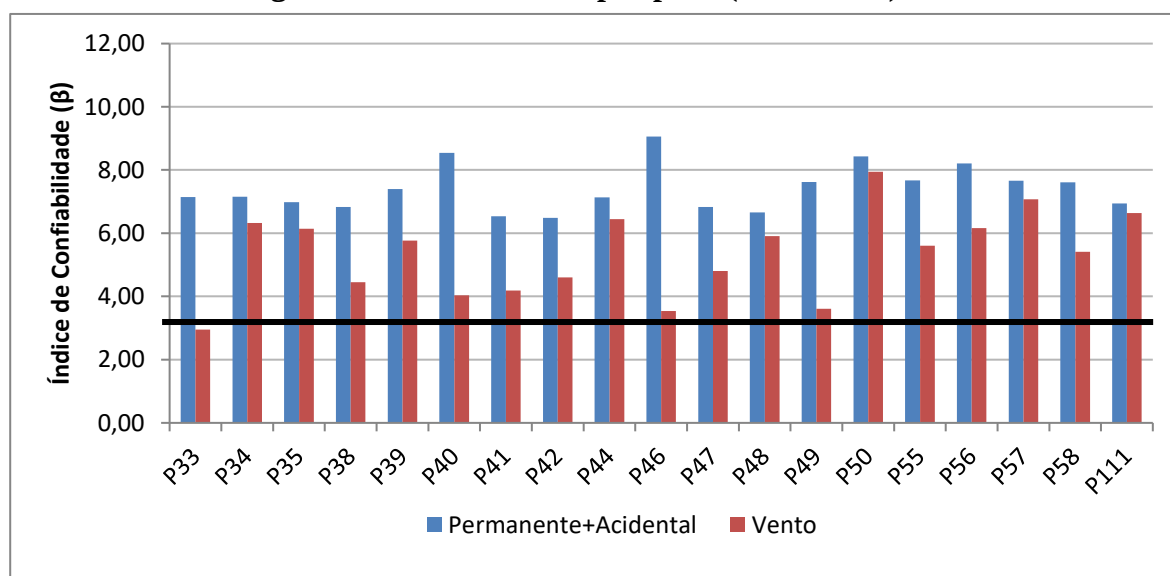
Nas Figura 5.9 e Figura 5.10, a seguir, é possível visualizar as envoltórias de índices de confiabilidade para os dois casos estudados (carga permanente + acidental e combinação com vento) para o método Décourt-Quaresma.

Figura 5.9 - Envoltórias por pilar (P1 a P32).



Fonte: Autor (2023).

Figura 5.10 – Envoltórias por pilar (P33 a P111).

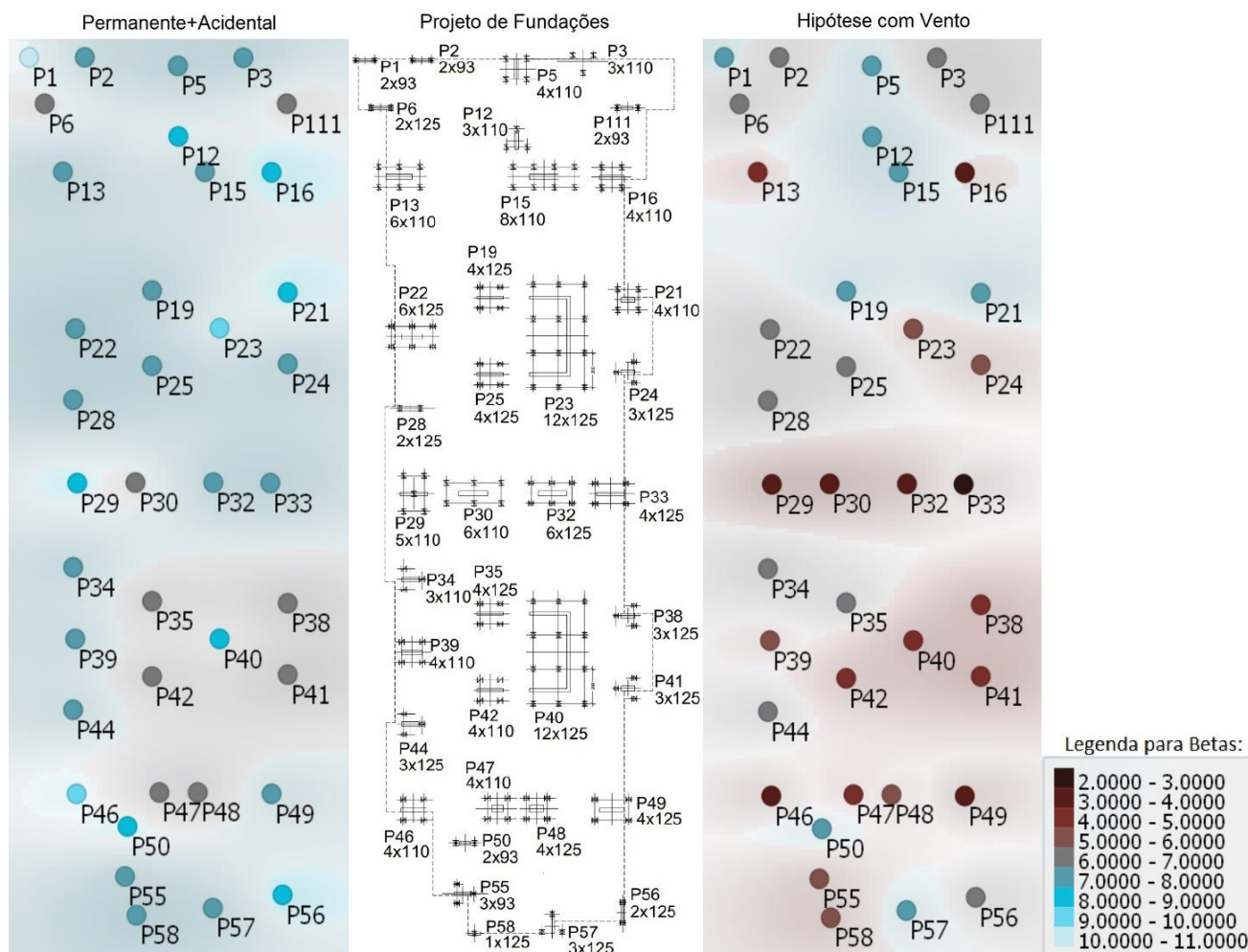


Fonte: Autor (2023).

As soluções propostas anteriormente a fim de aumentar os índices de confiabilidade dos blocos com valores abaixo de 3,10 se mantêm, porém, é importante salientar que os índices de confiabilidade atingiram valores satisfatórios em quase sua totalidade utilizando o método de Décourt-Quaresma.

Na Figura 5.11 pode ser observada uma representação para visualização dos índices de confiabilidade de acordo com a localização de cada bloco de fundação.

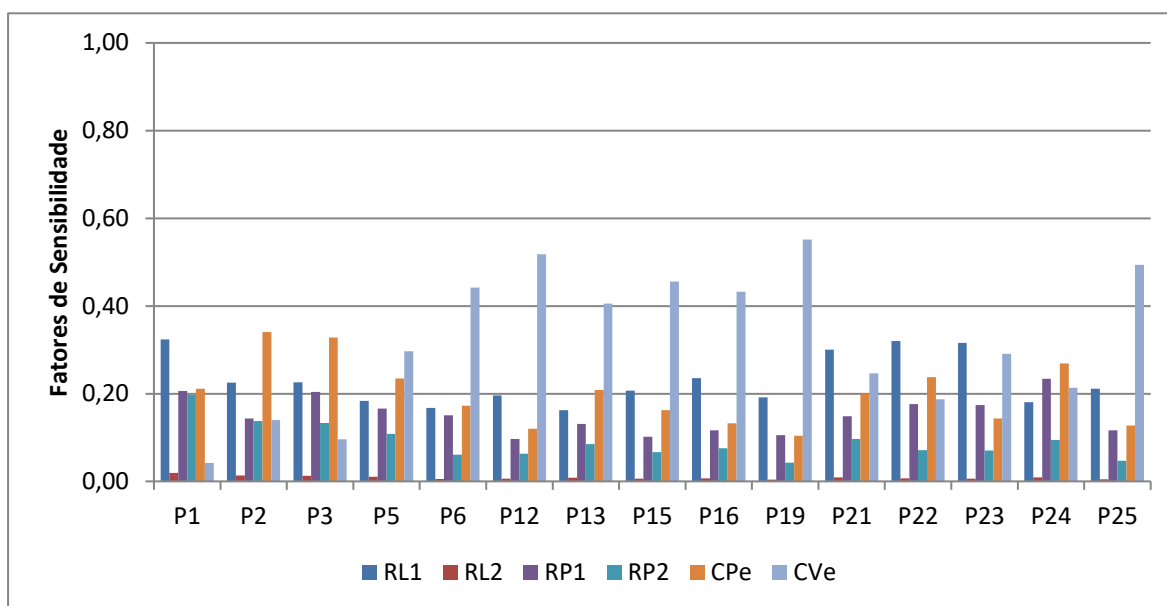
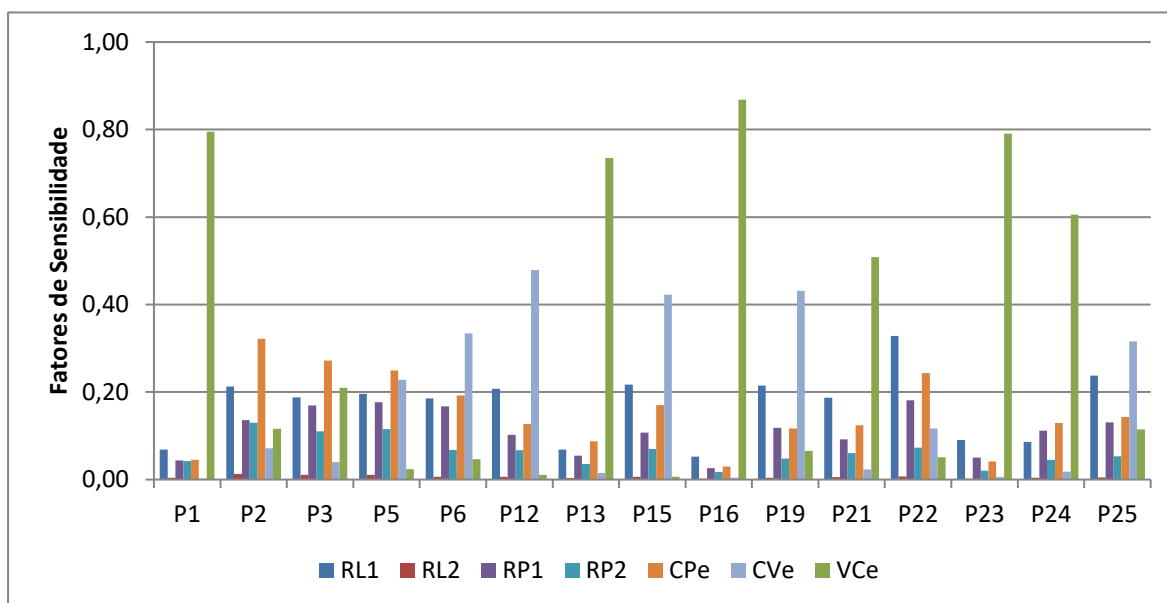
Figura 5.11 - Representação do estaqueamento com os índices de confiabilidade.



Fonte: Autor (2023).

5.2.4 Fatores de Sensibilidade

As Figura 5.12 e Figura 5.13 apresentam os fatores de sensibilidade para as fundações dos Pilares P1 a P25 para ambos os cenários. Os demais fatores de sensibilidade podem ser visualizados nas Tabela 5.13 e Tabela 5.14.

Figura 5.12 - Fatores de sensibilidade (cargas permanente e acidental).**Fonte: Autor (2023).****Figura 5.13- Fatores de sensibilidade (vento).****Fonte: Autor (2023).**

De modo geral, os fatores de sensibilidade das parcelas de solicitação foram predominantes em relação às variáveis aleatórias de resistência. Para a hipótese sem vento, as variáveis aleatórias da carga permanente e da carga variável foram as predominantes. Isso ocorreu possivelmente devido ao elevado coeficiente de variação encontrado quando comparado aos valores encontrados nas parcelas de resistência. Deste modo, há uma alta dispersão, assim, um grande impacto no resultado.

Tal tendência se manteve para a hipótese com vento, sendo que os pilares cujas estacas receberam grandes acréscimos de solicitação normal devido ao vento, o fator de sensibilidade dos mesmos acompanhou tal aumento.

Mais que 55,0% dos pilares analisados possuíram um elevado fator de sensibilidade para “VCe”, com valor superior a 0,50. Tal elevação da sensibilidade se deu, provavelmente, pelo alto coeficiente de variação (34,0%), principalmente quando comparado aos coeficientes de variação das outras variáveis aleatórias. Portanto, maiores valores de médias ocasionaram, também, maiores valores de desvio padrão e um maior fator de sensibilidade. Observa-se que nem todos os casos tiveram uma diminuição brusca dos índices de confiabilidade para a hipótese com vento.

Por sua vez, os fatores de sensibilidade das parcelas de resistência “RL2” foram praticamente nulos em todos os casos. As suas médias encontradas foram baixas ao mesmo tempo que o coeficiente de variação também, resultando em desvios padrões baixos. Sendo assim, o impacto final no resultado dos índices de confiabilidade foi baixo, provocando, também, baixos fatores de sensibilidades.

5.3 Recomendações de Projeto Via Métodos Semiempíricos

Nesta seção serão discutidas possíveis melhorias ao projeto original de fundações da torre. A norma ABNT NBR 6122 (2019) expõe em suas primeiras páginas que “a engenharia geotécnica não é uma ciência exata”, sendo assim, “riscos são inerentes a toda e qualquer atividade que envolva fenômenos ou materiais da Natureza” e prossegue dizendo que “o profissional habilitado com notória competência é o profissional capacitado a dar tratamento numérico ao equilíbrio” técnico, econômico e de segurança. Este é um trecho que se encaixa perfeitamente nesta seção do presente trabalho. Não há apenas uma solução correta, mas sim várias outras soluções factíveis, inclusive algumas não citadas neste trabalho. Tendo posto isso, a seguir serão discutidas algumas sugestões de melhorias sendo que será adotada uma delas para prosseguir com os cálculos e análises.

Observando os cálculos realizados para o índice de confiabilidade utilizando ambos os métodos, são recomendados reforços nas fundações dos pilares P13 e P33. Por outro lado, seria possível vislumbrar uma economia financeira sobre o estaqueamento e blocos, uma vez que houve casos cujos índices de confiabilidade resultaram em valores bem acima de 3,10. Para checar a viabilidade da redução dos números de estacas ou na diminuição do conjunto de estaca mista (pré-moldada e ponta metálica) seria necessário, de forma geral, refazer os

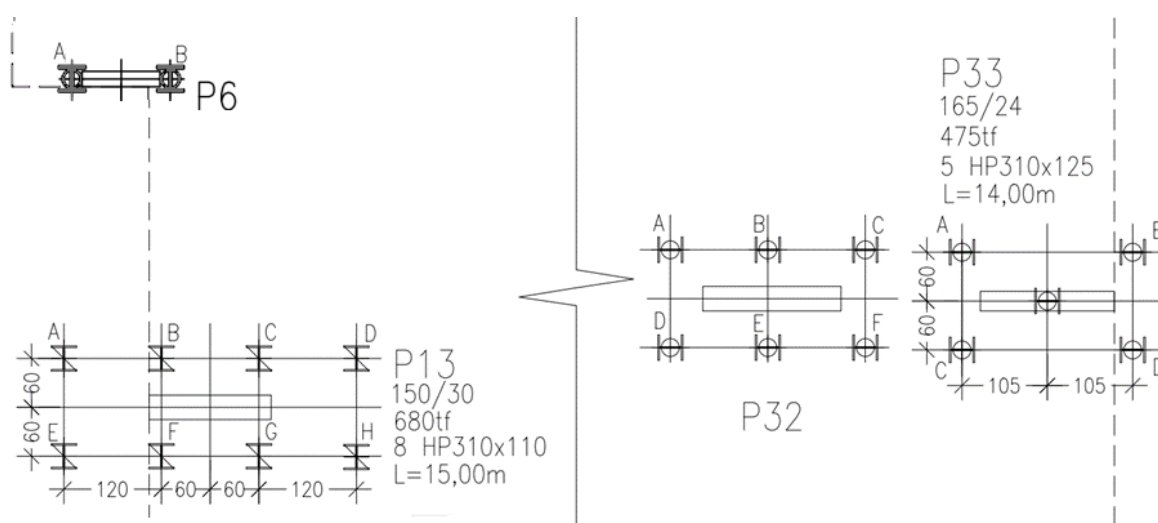
cálculos determinísticos dos fatores de segurança clássicos para a capacidade de carga geotécnica do conjunto, como também, verificar se a carga atuante nos elementos de fundações não ultrapassaria a capacidade estrutural da peça. Na análise inicial, as cargas admissíveis dos conjuntos já estavam próximas da carga estrutural.

De modo geral, o projeto de fundações proposto está de acordo com a segurança proposta, com o índice de confiabilidade limite superior a 3,10, à luz da teoria da confiabilidade via ensaios SPT, sendo necessário apenas alguns ajustes. Pelo porte do projeto, a norma atual de fundações preconiza a utilização de ensaios dinâmicos para confirmação do desempenho, corroborando com a utilização das cargas geotécnicas propostas pelo projetista. Um terceiro método para confirmação das capacidades de carga seria a utilização de métodos dinâmicos, aliado a um rígido controle da execução do estaqueamento, a fim de se aumentar a confiabilidade geral sobre todo o sistema de fundações obtido.

Por fim, uma solução razoável, utilizando todo o conjunto analisado, via ensaios SPT, seria reforçar o estaqueamento apenas nos pontos críticos indicados em ambos os métodos de previsão de capacidade de carga. Sendo assim, seria necessário reforçar o estaqueamento dos blocos dos pilares P13 e P33. Tal proposta será levada adiante na análise.

Assim, será acrescentada uma estaca do mesmo tipo e comprimento para o bloco do pilar P33 e duas estacas do mesmo tipo e comprimento para o bloco do pilar P13. A disposição final das estacas dos blocos de tais pilares ficará conforme a Figura 5.14.

Figura 5.14 – Sugestão de reforço para as fundações dos pilares P13 e P33.



Fonte: Autor (2023).

Com a nova configuração do estaqueamento, as novas resistências e solicitações foram recalculadas a fim de serem inseridas no programa RELgen (Nogueira, 2010) com o acoplamento em Python (Mondini, 2022). A análise será realizada de acordo com o método onde foram encontrados índices de confiabilidade deficitários, isto é, o método Aoki-Velloso para o bloco P13 e o método Décourt-Quaresma para o bloco P33. Os novos dados de entrada podem ser visualizados na Tabela 5.15.

Tabela 5.15 - Dados de entrada para cálculo dos índices de confiabilidade.

Pilar	RL1 (kN)		RL2 (kN)		RL3 (kN)		RP1 (kN)		RP2 (kN)		CPe (kN)		CVe (kN)		VCe (kN)	
	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ
P13	446.69	187.24	47.26	19.81	324.00	0.01	169.18	70.91	1227.86	0.01	803.04	80.30	122.51	30.63	217.25	73.86
P33	763.22	96.37	168.21	21.24	-	-	807.09	109.74	1078.41	69.75	927.52	92.75	129.76	32.44	434.73	147.81

Fonte: Autor (2023).

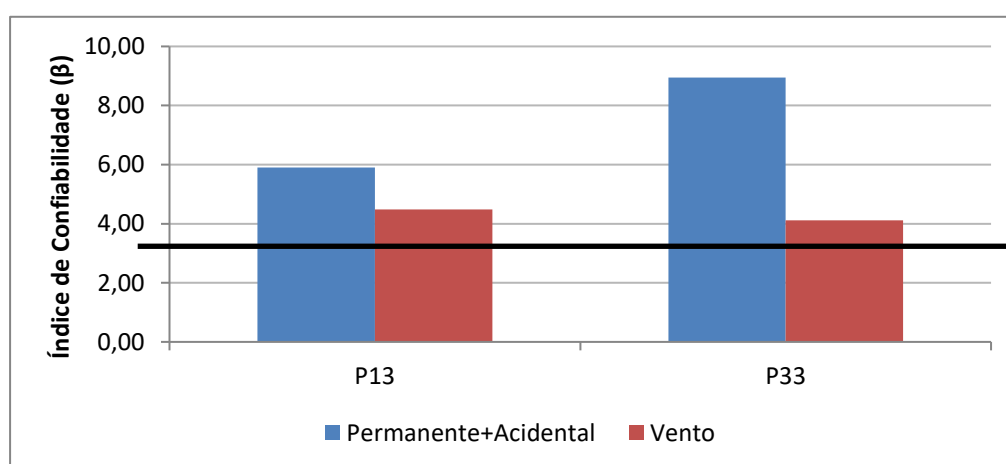
Os novos índices de confiabilidade, já recalculados, podem ser visualizados na Tabela 5.16 e na Figura 5.15.

Tabela 5.16 - Índice de confiabilidade das sugestões de reforços.

Elemento	Original		Reforço	
	Perm.+Acid.	Vento	Perm.+Acid.	Vento
P13	4.26	2.70	5.91	4.49
P33	7.15	2.96	8.94	4.11

Fonte: Autor (2023).

Figura 5.15 – Índice de confiabilidade das sugestões de reforços.



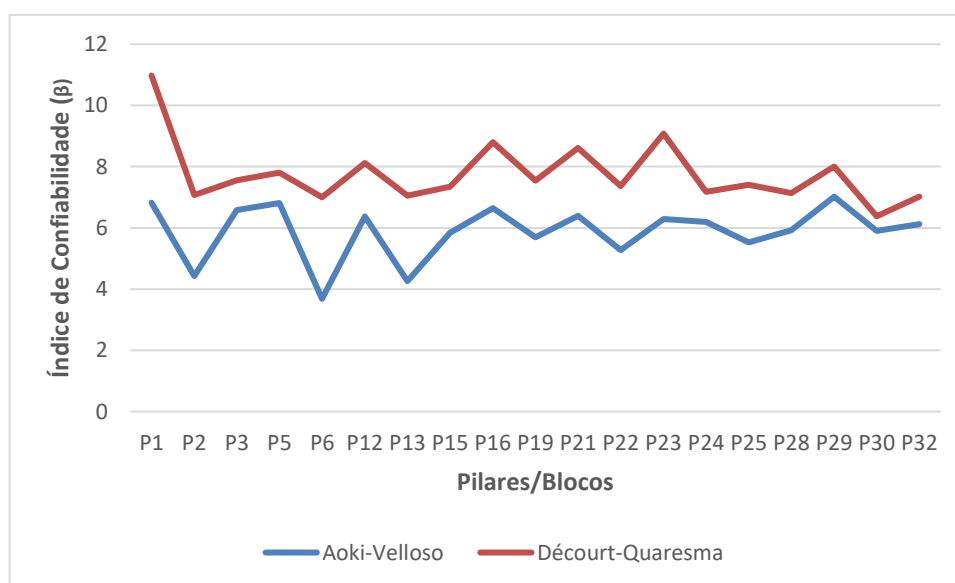
Fonte: Autor (2023).

Como pode ser visualizado na Figura 5.15, todos os novos índices de confiabilidade ficaram acima do índice de confiabilidade alvo. Todas as envoltórias críticas ficaram com índices de confiabilidade entre os valores 4,1 e 4,5. De forma geral, os dois blocos tiveram

uma elevação nos índices de confiabilidade anteriormente críticos apenas acrescentando um ou duas estacas por bloco. Deste modo, o estaqueamento inteiro possui valores aceitáveis de probabilidades de falha, conduzindo a um nível satisfatório de segurança global das estruturas de fundações.

A utilização da teoria da confiabilidade combinando dois métodos semiempíricos distintos fez com que o projeto de fundações fosse avaliado de duas diferentes maneiras encontrando, assim, novos pontos críticos do projeto. Por um lado, há o método Aoki-Velloso, onde utiliza vários coeficientes em seus cálculos para a resistência lateral e de ponta. Por outro, há o método Décourt-Quaresma, onde utiliza uma média para ponta e dispensa índices inerentes ao solo, exceto o N_{spt} , para o cálculo da resistência lateral. Ambos possuem suas particularidades e trazem resultados distintos à sua maneira. Os índices de confiabilidade para o método Décourt-Quaresma foram maiores em sua maioria quando comparados ao método Aoki-Velloso. Na Figura 5.16 é possível visualizar a evolução dos índices de confiabilidade de ambos os métodos, para o caso das cargas permanente + acidental em parte da torre:

Figura 5.16 - Evolução dos índices de confiabilidade.



Fonte: Autor (2023).

5.4 Ensaios de Desempenho

A fim de cumprir os requisitos da norma ABNT NBR 6122 (2019), foram realizados ensaios dinâmicos sobre as estacas mistas da obra. A partir dos resultados de resistência

estimadas por meio desses ensaios, foi realizado a análise para se obter as variáveis aleatórias e suas respectivas estatísticas. Nesta seção, serão expostos tais procedimentos.

5.4.1 Estatísticas das Resistências

Diferente das seções anteriores, as estatísticas das resistências foram levantadas em um instante em que a obra já havia, de fato, iniciado. Algumas estacas mistas foram cravadas e, sobre elas, foram realizados ensaios dinâmicos a fim de validar as cargas admissíveis de projeto. Na Tabela 5.17 é possível visualizar os principais dados e resultados das estacas ensaiadas.

Tabela 5.17 - Dados das estacas ensaiadas

ESTACA	Conjunto		Golpe nº	Crav. no Solo (m)	Nega (mm)	DMX (mm)	EMX (kN.m)	RESISTÊNCIA MOBILIZADA (kN)	FS
	ETR	Perfil							
P16D	525	HP310x110	6	12,50	1,0	18,09	38,1	3050,0	2,5
P23H	605	HP310x125	9	13,30	1,0	21,22	64,0	3659,0	2,6
P29C	525	HP310x110	6	12,50	1,0	22,44	63,8	3224,0	2,7
P33A	605	HP310x125	7	14,20	2,0	23,96	72,7	3372,0	2,4
P38B	605	HP310x125	5	13,70	1,0	19,57	56,8	3697,0	2,6
P39B	525	HP310x110	6	13,10	1,0	23,04	60,0	3405,0	2,8
P40H	605	HP310x125	8	13,20	3,0	28,46	91,6	2865,0	2,0
P46D	525	HP310x110	7	10,55	5,0	25,67	64,8	2748,0	2,3
P56B	605	HP310x125	6	11,40	1,0	18,42	58,8	3827,0	2,7

Fonte: PDI Engenharia (2021)

O fator de segurança (FS) visualizado na Tabela 5.17 foi calculado em relação à carga admissível de projeto, demonstrando uma segurança de modo determinística acima dos requisitos da norma vigente de fundações ABNT NBR 6122 (2019). Observa-se, também, que os comprimentos cravados previstos na análise via sondagens (10,5m a 14,5m) foram confirmados durante a cravação destas primeiras estacas para os ensaios de desempenho.

A capacidade de carga última da estaca pode ser igual ou maior à resistência mobilizada. Usualmente, quando as negas são de pequenas magnitudes, a capacidade de carga mobilizada pode ser menor do que a última. Portanto, quanto maior a nega atingida, a resistência mobilizada mais se aproxima da última.

Observando os ensaios, não há dados sobre o conjunto de estaca “ETR445+HP310×93,0”, sendo assim, foi necessário utilizar uma aproximação para o cálculo das estatísticas de resistência do conjunto. Há uma diminuição de 8,0cm no diâmetro

circunscrito da estaca entre os conjuntos ETR605 e ETR525. Da mesma forma, também há uma diminuição de 8,0cm entre os conjuntos ETR525 e ETR445. Sendo assim, também foi considerada uma diminuição proporcional na capacidade de carga mobilizada entre os três conjuntos. O equacionamento para tal foi definido conforme:

$$\mu_{445} = \mu_{525} \times \frac{\mu_{525}}{\mu_{605}} \quad (5.4)$$

Onde: μ_{445} : Média da capacidade de carga mobilizada para a estaca mista ETR445 (kN); μ_{525} : Média da capacidade de carga mobilizada para a estaca mista ETR525 (kN); μ_{605} : Média da capacidade de carga mobilizada para a estaca mista ETR605 (kN).

Não há uma relação direta entre o coeficiente de variação e o diâmetro da estaca. Desta forma, não foi considerada a diminuição do coeficiente de variação conforme diminuía o diâmetro da estaca pré-moldada do conjunto. Para o cálculo do coeficiente de variação do conjunto ETR445, foi utilizada uma média aritmética entre os conjuntos ETR525 e ETR605. O equacionamento é definido como:

$$CoV_{445} = \frac{CoV_{525} + CoV_{605}}{2} \quad (5.5)$$

Onde: CoV_{445} : Coeficiente de variação para a estaca mista ETR445 (%); CoV_{525} : Coeficiente de variação para a estaca mista ETR525 (%); CoV_{605} : Coeficiente de variação para a estaca mista ETR605 (%).

Por fim, as estatísticas de resistência geotécnica dos três conjuntos de estacas mistas utilizados na torre podem ser visualizadas na Tabela 5.18, a seguir:

Tabela 5.18 - Dados e resultados das estacas ensaiadas

Conjunto		Capacidade de Carga		
Pré-Moldada	Perfil Metálico	μ (kN)	σ (kN)	Co.V. (%)
445	HP310x93	2770.35	277.30	10.01
525	HP310x110	3106.75	279.66	9.00
605	HP310x125	3484.00	383.85	11.02

Fonte: Autor (2023).

Como dito anteriormente, as resistências geotécnicas não foram majoradas em 1,15 para a combinação com vento.

5.4.2 Equações de Estado Limite e Resultados

Nesta seção, serão mostrados as diretrizes e os resultados das análises via ensaios dinâmicos utilizando as resistências geotécnicas encontradas nos ensaios e as solicitações das cargas permanentes, variáveis e vento.

A equação de estado limite da margem de segurança para a hipótese de carga permanente e acidental e para a hipótese com vento é descrita na equação (5.6). Em ambas as hipóteses, a análise é feita por estaca. A única diferença entre elas é que, na hipótese sem vento, não há a parcial de solicitação de vento crítico (VC_e).

$$g(X) = R_{Etot} - CP_e - CV_e - VC_e \quad (5.6)$$

Onde: $g(X)$: Função Margem de Segurança; R_{Etot} : Resistência Geotécnica Total da estaca; CP_e : Carga Permanente por estaca; CV_e : Carga Variável por estaca; VC_e : Carga Vento Crítico por estaca; X : Função de Variável Aleatória não Determinística.

A Tabela 5.19 apresenta os dados de entrada para ambas as hipóteses utilizados para inserção no programa RELgen de Nogueira (2010) com o acoplamento em Python de Mondini (2022). Por sua vez, na Tabela 5.20 podem ser visualizados os dados de saída obtidos, contemplando os índices de confiabilidade e probabilidades de falha para cada estaca, como também podem ser observados os fatores de sensibilidade de cada respectiva variável aleatória.

Tabela 5.19 - Dados de entrada para cálculo dos índices de confiabilidade.

Pilar	nº est.	Perfil Ponta	REtot. (kN)		CPe (kN)		CVe (kN)		VCe (kN)		Elemento
			μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	
P1	2	HP310x93	2770.35	277.30	691.69	69.17	60.80	15.20	170.83	58.08	P1
P2	2	HP310x93	2770.35	277.30	1052.73	105.27	117.20	29.30	93.55	31.81	P2
P3	3	HP310x110	3106.75	279.66	1074.54	107.45	111.20	27.80	105.55	35.89	P3
P5	4	HP310x110	3106.75	279.66	1008.00	100.80	130.38	32.59	67.02	22.79	P5
P6	2	HP310x125	3484.00	383.85	1174.56	117.46	198.50	49.63	112.43	38.22	P6
P12	3	HP310x110	3106.75	279.66	944.41	94.44	167.30	41.83	65.94	22.42	P12
P13	6	HP310x110	3106.75	279.66	1070.72	107.07	163.35	40.84	301.32	102.45	P13
P15	8	HP310x110	3106.75	279.66	1068.67	106.87	178.53	44.63	53.79	18.29	P15
P16	4	HP310x110	3106.75	279.66	905.20	90.52	140.85	35.21	494.84	168.25	P16
P19	4	HP310x125	3484.00	383.85	1089.53	108.95	222.65	55.66	137.36	46.70	P19
P21	4	HP310x110	3106.75	279.66	983.16	98.32	125.13	31.28	139.97	47.59	P21
P22	6	HP310x125	3484.00	383.85	1273.72	127.37	167.93	41.98	107.33	36.49	P22
P23	12	HP310x125	3484.00	383.85	995.94	99.59	143.08	35.77	321.63	109.35	P23
P24	3	HP310x125	3484.00	383.85	1177.19	117.72	150.63	37.66	224.49	76.33	P24
P25	4	HP310x125	3484.00	383.85	1148.80	114.88	215.05	53.76	145.27	49.39	P25
P28	2	HP310x125	3484.00	383.85	1146.05	114.60	197.75	49.44	124.22	42.23	P28
P29	5	HP310x110	3106.75	279.66	916.95	91.70	155.76	38.94	472.20	160.55	P29
P30	6	HP310x110	3106.75	279.66	1114.63	111.46	195.40	48.85	304.61	103.57	P30
P32	6	HP310x125	3484.00	383.85	1184.68	118.47	160.53	40.13	388.78	132.19	P32
P33	4	HP310x125	3484.00	383.85	1159.40	115.94	162.20	40.55	535.23	181.98	P33
P34	3	HP310x110	3106.75	279.66	1017.14	101.71	175.20	43.80	139.62	47.47	P34
P35	4	HP310x125	3484.00	383.85	1135.44	113.54	213.48	53.37	168.88	57.42	P35
P38	3	HP310x125	3484.00	383.85	1242.71	124.27	143.60	35.90	281.99	95.88	P38
P39	4	HP310x110	3106.75	279.66	1070.08	107.01	138.23	34.56	173.98	59.15	P39
P40	12	HP310x125	3484.00	383.85	992.63	99.26	130.69	32.67	424.75	144.41	P40
P41	3	HP310x125	3484.00	383.85	1270.96	127.10	157.57	39.39	297.20	101.05	P41
P42	4	HP310x110	3106.75	279.66	1035.48	103.55	215.35	53.84	257.41	87.52	P42
P44	3	HP310x125	3484.00	383.85	1183.67	118.37	183.77	45.94	137.25	46.67	P44
P46	4	HP310x110	3106.75	279.66	870.18	87.02	116.33	29.08	485.72	165.15	P46
P47	4	HP310x110	3106.75	279.66	1116.72	111.67	168.20	42.05	236.51	80.41	P47
P48	4	HP310x125	3484.00	383.85	1266.56	126.66	201.30	50.33	152.41	51.82	P48
P49	4	HP310x125	3484.00	383.85	1140.05	114.01	170.83	42.71	487.01	165.58	P49
P50	2	HP310x93	2770.35	277.30	866.78	86.68	123.05	30.76	80.89	27.50	P50
P55	3	HP310x93	2770.35	277.30	995.54	99.55	113.93	28.48	178.88	60.82	P55
P56	2	HP310x125	3484.00	383.85	1085.04	108.50	148.30	37.08	211.55	71.93	P56
P57	3	HP310x125	3484.00	383.85	1157.63	115.76	160.33	40.08	114.96	39.09	P57
P58	1	HP310x125	3484.00	383.85	1230.81	123.08	117.80	29.45	242.64	82.50	P58
P111	2	HP310x93	2770.35	277.30	957.52	95.75	162.00	40.50	62.51	21.25	P111

Fonte: Autor (2023).

Tabela 5.20 - Dados de saída para análise via ensaios dinâmicos.

Carga Permanente + Acidental						Carga com Vento						
Pilar	Beta	Pfail	Sens. Retot	Sens. CP	Sens. CV	Pilar	Beta	Pfail	Sens. Retot	Sens. CPe	Sens. CVe	Sens. VCe
P1	7.06	8.38E-13	0.939	0.058	0.003	P1	6.27	1.81E-10	0.768	0.048	0.002	0.182
P2	5.39	3.61E-08	0.864	0.124	0.012	P2	5.06	2.08E-07	0.852	0.123	0.011	0.014
P3	6.40	7.84E-11	0.862	0.127	0.011	P3	6.02	8.63E-10	0.844	0.125	0.011	0.021
P5	6.60	2.12E-11	0.869	0.113	0.018	P5	6.37	9.64E-11	0.864	0.112	0.017	0.007
P6	5.24	8.16E-08	0.895	0.084	0.021	P6	4.95	3.63E-07	0.887	0.083	0.020	0.010
P12	6.70	1.07E-11	0.859	0.098	0.043	P12	6.47	4.81E-11	0.856	0.098	0.040	0.006
P13	6.21	2.69E-10	0.843	0.124	0.033	P13	4.71	1.26E-06	0.470	0.069	0.012	0.449
P15	6.15	3.84E-10	0.834	0.122	0.045	P15	5.98	1.15E-09	0.832	0.122	0.042	0.004
P16	6.97	1.57E-12	0.882	0.092	0.026	P16	3.96	3.81E-05	0.250	0.026	0.004	0.720
P19	5.41	3.20E-08	0.897	0.072	0.030	P19	5.05	2.17E-07	0.884	0.071	0.028	0.017
P21	6.72	9.23E-12	0.875	0.108	0.017	P21	6.18	3.32E-10	0.826	0.102	0.014	0.057
P22	5.04	2.33E-07	0.889	0.098	0.013	P22	4.77	9.07E-07	0.882	0.097	0.013	0.009
P23	5.90	1.77E-09	0.928	0.062	0.010	P23	4.83	6.80E-07	0.680	0.046	0.006	0.268
P24	5.36	4.11E-08	0.904	0.085	0.010	P24	4.74	1.09E-06	0.845	0.079	0.009	0.066
P25	5.26	7.11E-08	0.894	0.080	0.026	P25	4.89	5.10E-07	0.878	0.079	0.024	0.019
P28	5.32	5.19E-08	0.899	0.080	0.021	P28	5.00	2.81E-07	0.888	0.079	0.020	0.013
P29	6.86	3.48E-12	0.871	0.094	0.035	P29	4.03	2.84E-05	0.266	0.029	0.005	0.701
P30	5.90	1.86E-09	0.814	0.129	0.056	P30	4.48	3.82E-06	0.493	0.078	0.019	0.409
P32	5.31	5.36E-08	0.902	0.086	0.012	P32	4.06	2.47E-05	0.627	0.060	0.007	0.306
P33	5.38	3.69E-08	0.905	0.083	0.013	P33	3.52	2.20E-04	0.461	0.042	0.005	0.492
P34	6.37	9.42E-11	0.843	0.112	0.045	P34	5.85	2.46E-09	0.808	0.107	0.036	0.049
P35	5.31	5.64E-08	0.896	0.078	0.026	P35	4.86	5.88E-07	0.872	0.076	0.023	0.029
P38	5.19	1.03E-07	0.897	0.094	0.009	P38	4.38	6.02E-06	0.787	0.082	0.007	0.123
P39	6.31	1.37E-10	0.855	0.125	0.020	P39	5.62	9.72E-09	0.766	0.112	0.016	0.106
P40	5.95	1.36E-09	0.930	0.062	0.008	P40	4.37	6.28E-06	0.507	0.034	0.004	0.456
P41	5.08	1.93E-07	0.891	0.098	0.011	P41	4.21	1.25E-05	0.771	0.085	0.009	0.136
P42	6.11	5.00E-10	0.796	0.109	0.094	P42	4.95	3.68E-07	0.563	0.077	0.032	0.328
P44	5.25	7.50E-08	0.898	0.085	0.017	P44	4.90	4.78E-07	0.883	0.084	0.016	0.017
P46	7.22	2.68E-13	0.898	0.087	0.015	P46	4.11	1.94E-05	0.243	0.024	0.002	0.731
P47	6.00	9.61E-10	0.833	0.133	0.035	P47	4.98	3.17E-07	0.628	0.100	0.019	0.253
P48	4.97	3.37E-07	0.883	0.096	0.021	P48	4.58	2.34E-06	0.866	0.094	0.019	0.021
P49	5.41	3.10E-08	0.906	0.080	0.015	P49	3.73	9.72E-05	0.498	0.044	0.006	0.452
P50	6.11	4.99E-10	0.897	0.088	0.016	P50	5.82	2.89E-09	0.888	0.087	0.015	0.011
P55	5.63	9.19E-09	0.876	0.113	0.012	P55	4.92	4.29E-07	0.794	0.102	0.010	0.094
P56	5.63	8.84E-09	0.916	0.073	0.010	P56	5.04	2.36E-07	0.861	0.069	0.009	0.061
P57	5.39	3.48E-08	0.905	0.082	0.012	P57	5.10	1.70E-07	0.896	0.081	0.012	0.011
P58	5.30	5.92E-08	0.902	0.093	0.006	P58	4.61	2.00E-06	0.828	0.085	0.005	0.082
P111	5.59	1.14E-08	0.866	0.103	0.031	P111	5.38	3.74E-08	0.863	0.103	0.029	0.005

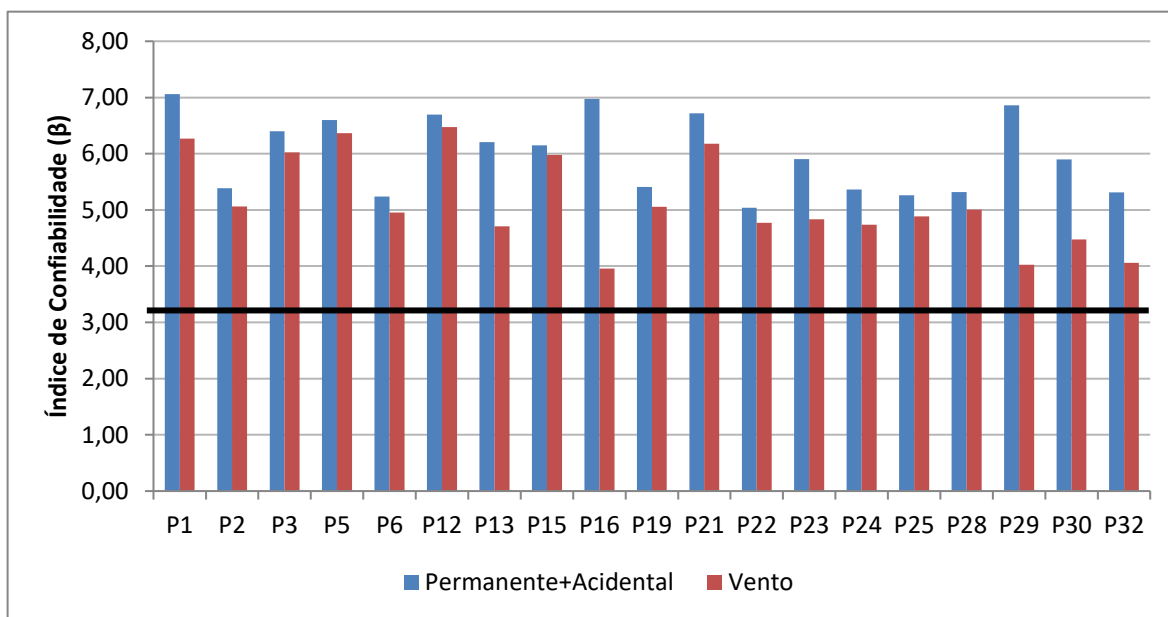
Fonte: Autor (2023).

Os reforços sugeridos na seção 5.3 não foram contemplados no projeto de fundações, uma vez que a presente pesquisa foi realizada posteriormente à execução das fundações da obra. Sendo assim, os resultados contemplados na Tabela 5.20 se referem à configuração original do projeto de fundações.

5.4.3 Índices de Confiabilidade

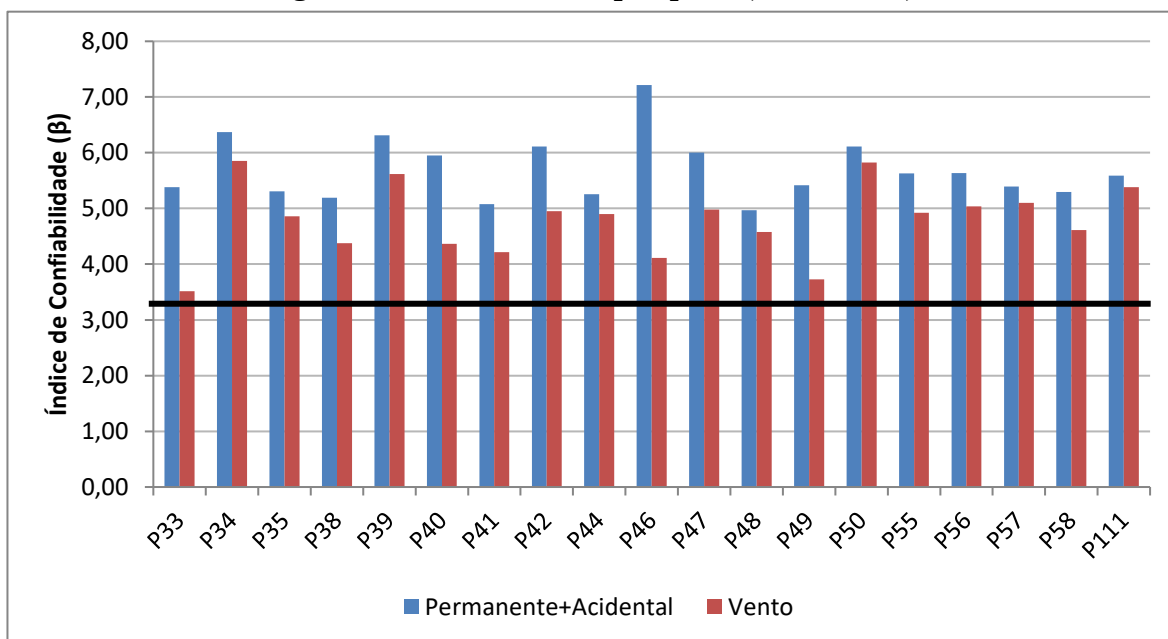
Nas Figura 5.17 e Figura 5.18, é possível observar as envoltórias de índices de confiabilidade para os dois casos estudados (carga permanente + acidental e combinação com vento) para a análise via ensaios dinâmicos.

Figura 5.17- Envoltórias por pilar (P1 a P32).



Fonte: Autor (2023).

Figura 5.18 - Envoltórias por pilar (P33 a P111).



Fonte: Autor (2023).

Todos os índices de confiabilidade estiveram acima de 3,10 na análise por meio dos ensaios dinâmicos. O menor índice de confiabilidade encontrado foi para o pilar P33 (3,52), corroborando com o estudo pelo método Décourt-Quaresma, na fase de projeto, onde foi observado a necessidade de reforço apenas neste bloco.

Há, também, uma grande convergência entre os índices de confiabilidade da análise pelo método Aoki-Velloso via ensaio SPT e a análise via ensaios dinâmicos. Em alguns blocos, os índices obtidos possuíram menos que 3,0% de erro entre eles, como é o caso dos pilares P3, P5, P34 e P39. É possível observar tal convergência na Tabela 5.21. O mesmo não ocorre para os resultados de Décourt-Quaresma uma vez que os índices de confiabilidade encontrados foram, em sua grande parte, maiores quando comparados ao método Aoki-Velloso e ensaios dinâmicos.

Tabela 5.21 - Comparativo entre índices de confiabilidade.

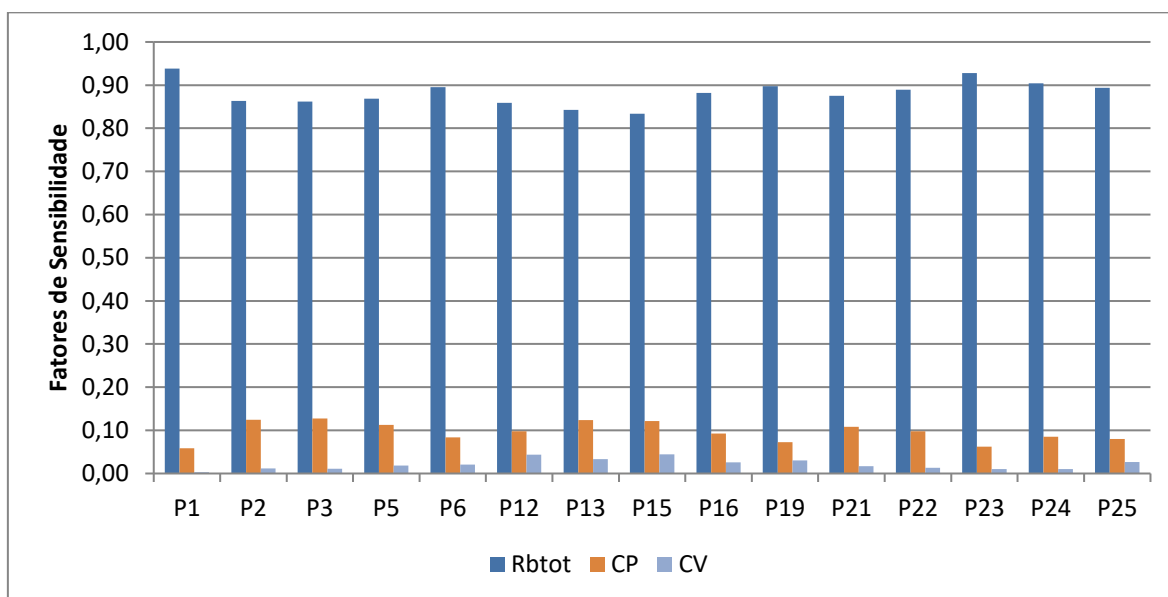
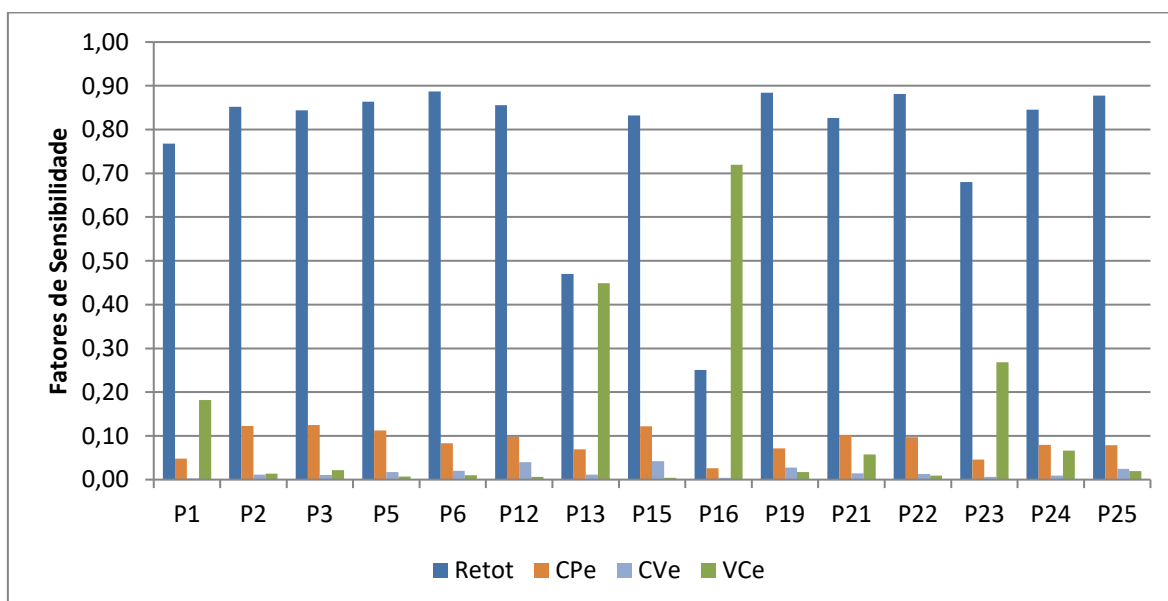
Pilar	Aoki-Velloso		Ensaos Dinâmicos	
	Perm.+Acid.	Vento	Perm.+Acid.	Vento
P3	6.58	6.13	6.40	6.02
P5	6.81	6.54	6.60	6.37
P22	5.28	4.97	5.04	4.77
P29	7.02	3.80	6.86	4.03
P30	5.90	4.26	5.90	4.48
P34	6.45	5.85	6.37	5.85
P39	6.39	5.57	6.31	5.62
P42	6.13	4.78	6.11	4.95
P46	7.44	3.90	7.22	4.11
P47	5.97	4.81	6.00	4.98

Fonte: Autor (2023).

5.4.4 Fatores de Sensibilidade

Diferente das análises anteriores, onde as parcelas de resistência foram separadas por trechos componentes de cada estaca inserida em cada parte do solo, nesta análise há apenas uma parcela de resistência, onde engloba a parcela lateral e de ponta da estaca. Sendo assim, há menos variáveis aleatórias e, consequentemente, menos fatores de sensibilidade.

As Figura 5.19 e Figura 5.20 apresentam parte dos fatores de sensibilidade para as fundações dos pilares P1 a P25 para ambos os cenários. Os demais fatores de sensibilidade seguem a mesma tendência observada e podem ser visualizados na Tabela 5.20.

Figura 5.19 - Fatores de sensibilidade (cargas permanente e acidental)**Fonte: Autor (2023).****Figura 5.20- Fatores de sensibilidade (cargas com vento)****Fonte: Autor (2023).**

Em ambos os casos, houve uma predominância nos fatores de sensibilidade para a parcela de resistência da estaca, ocasionado pelos altos valores de média encontrados quando comparados aos valores de solicitação. Por sua vez, onde houve uma grande solicitação da parcela do vento, o seu fator de sensibilidade elevou-se bastante (exemplo: P16).

5.5 Diagrama de Cravação

A norma ABNT NBR 6122 (2019) preconiza o preenchimento do boletim de execução para cada estaca cravada. Dentre os dados necessários em tal boletim, é necessário relatar o peso do martelo cravador, o comprimento e o diagrama de cravação da estaca. Os diagramas de cravação, assim como outros dados das estacas, estão no anexo B.

Na presente seção, faz-se uma análise do estaqueamento, via teoria da confiabilidade, utilizando os relatórios de cravação.

5.5.1 Estatísticas das Resistências

Vieira (2006) buscou equacionar o diagrama de cravação de uma estaca pré-moldada com o diagrama de N_{spt} . A equação sugerida do modelo de previsão do diagrama de cravação é escrita conforme:

$$N_{diagrama} = 0,2 \times \sum N_{SPT} + 2,9 \times N_{SPT} \quad (5.7)$$

Onde: $N_{diagrama}$: Número de golpes do martelo no diagrama de cravação por 50cm; N_{SPT} : Número de golpes no ensaio SPT;

Tal equação altera o diagrama de cravação para o perfil de sondagem do ensaio SPT utilizando uma estaca padrão cravada com uma energia padrão. A energia padrão utilizada é equivalente a 30,0kNm e a estaca padrão possui área da seção igual a 895,0cm².

No caso da obra em estaca mista, há dois problemas envolvidos: i) a energia durante a cravação da estaca não é constante e nem conhecida, uma vez que a altura de queda e a eficiência do martelo de queda livre pode ser variável durante a cravação; ii) a estaca utilizada é mista, portanto, possui seção variável em seu comprimento total.

Segundo Vieira (2006), quando uma estaca inicia sua penetração em uma camada de solo homogênea, a tendência é que o número de golpes cresça linearmente com a profundidade devido ao acréscimo do atrito lateral, já que a parcela referente à ponta não sofre acréscimos nestas condições. Quando a estaca atinge uma camada de solo mais resistente, a parcela da ponta sofre um aumento repentino.

No caso do perfil geotécnico da obra estudada, o solo pode ser separado em três horizontes com resistências distintas. Segundo as estatísticas utilizadas pelo método Aoki-Velloso, há os seguintes horizontes:

- ✓ Horizonte 1: argila silto-arenosa, sendo sua espessura variável entre 7,0m a 11,0m e caracterizada com $N_{spt}(\mu; \sigma) = (9,28; 3,89)$;
- ✓ Horizonte 2: silte areno-argiloso com uma espessura variável entre 0,0m a 3,0m e caracterizada com $N_{spt}(\mu; \sigma) = (31,25; 5,80)$;
- ✓ Horizonte 3: silte areno-argiloso com espessura variável entre 0,0m a 2,0m e caracterizada com $N_{spt}(\mu; \sigma) = (50,0; 0,0)$.

Os comprimentos úteis para cada estaca da torre foram determinados de acordo com o boletim de execução de cada estaca. Os horizontes utilizados em cada seção da estaca foram determinados utilizando como premissas a tendência de aumento linear do número de golpes devido ao atrito lateral e o aumento repentino causado pela mudança de camada, portanto, tais dados são interpretativos. Os comprimentos úteis utilizados nos cálculos, como também os respectivos horizontes, podem ser visualizados na Tabela 5.22.

Tabela 5.22 - Características das estacas mistas.

Característica		Estaca								
		P16D	P23H	P29C	P33A	P38B	P39B	P40H	P46D	P56B
RL1	Comprimento (m)	9.7	10.5	9.5	11.0	10.9	10.2	10.3	7.7	8.5
	Horizonte	1	1	1	1	1	1	1	1	1
RL2	Comprimento (m)	0.3	1.5	0.5	1.0	0.1	0.8	0.7	1.3	1.5
	Horizonte	2	2	2	2	1	2	2	2	2
RL3	Comprimento (m)	1.7	0.5	1.5	1.0	1.9	1.2	1.3	0.7	0.5
	Horizonte	3	3	3	3	3	3	3	3	3
RP1	Horizonte	2	2	2	2	1	2	2	2	1
RP2	Horizonte	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Comprimento útil (m)		11.7	12.5	11.5	13.0	12.9	12.2	12.3	9.7	10.5

Fonte: Autor (2023).

5.5.2 Equações de Estado Limite e Resultados

Foram utilizadas as estatísticas de horizontes preconizadas na análise pelo método Aoki-Velloso via ensaio SPT. Sendo assim, serão utilizadas as formulações apresentadas em tais métodos, que são: a equação (5.1) para a hipótese de carga permanente + acidental e a equação (5.2) para a combinação com vento.

A Tabela 5.23 apresenta os dados de entrada para as hipóteses sem e com vento utilizados para inserção no programa RELgen de Nogueira (2010) com o acoplamento em Python de Mondini (2022). Por sua vez, nas Tabela 5.24 e Tabela 5.25 podem ser visualizados os dados de saída obtidos, contemplando os índices de confiabilidade e probabilidades de falha para estaca. Por fim, pode ser observada a sensibilidade de cada respectiva variável aleatória.

Tabela 5.23 - Dados de entrada para análise via diagrama de cravação sem vento.

Pilar	nº est.	Perfil Ponta	RL1 (kN)		RL2 (kN)		RL3 (kN)		RP1 (kN)		RP2 (kN)		CPe (kN)		CVe (kN)		VCe (kN)	
			μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ
P16	4	HP310x110	481.43	201.81	60.75	11.28	550.80	0.01	776.63	144.18	1227.86	0.01	905.20	90.52	140.85	35.21	494.84	168.25
P23	12	HP310x125	601.62	252.20	305.44	56.72	162.90	0.01	948.04	176.01	1251.00	0.01	995.94	99.59	143.08	35.77	321.63	109.35
P29	5	HP310x110	471.50	197.65	101.25	18.80	486.00	0.01	776.63	144.18	1227.86	0.01	916.95	91.70	155.76	38.94	472.20	160.55
P33	4	HP310x125	630.27	264.21	203.63	37.81	325.80	0.01	948.04	176.01	1251.00	0.01	1159.40	115.94	162.20	40.55	535.23	181.98
P38	3	HP310x125	624.54	261.81	4.75	1.99	619.02	0.01	206.51	86.57	1251.00	0.01	1242.71	124.27	143.60	35.90	281.99	95.88
P39	4	HP310x110	506.24	212.22	162.00	30.08	388.80	0.01	776.63	144.18	1227.86	0.01	1070.08	107.01	138.23	34.56	173.98	59.15
P40	12	HP310x125	590.16	247.40	142.54	26.47	423.54	0.01	948.04	176.01	1251.00	0.01	992.63	99.26	130.69	32.67	424.75	144.41
P46	4	HP310x110	382.16	160.20	263.25	48.89	226.80	0.01	776.63	144.18	1227.86	0.01	870.18	87.02	116.33	29.08	485.72	165.15
P56	2	HP310x125	487.03	204.16	305.44	56.72	162.90	0.01	206.51	86.57	1251.00	0.01	1085.04	108.50	148.30	37.08	211.55	71.93

Fonte: Autor (2023).

Tabela 5.24 - Dados de saída para análise via diagrama de cravação sem vento.

Pilar	Índice Beta	Pfail	Sens.	Sens.	Sens.	Sens.	Sens.	Sens.	Sens.
			RL1	RL2	RL3	RP1	RP2	CPe	CVe
P16	7.69	7.31E-15	0.556	0.002	0.000	0.284	0.000	0.112	0.046
P23	6.47	5.05E-11	0.580	0.029	0.000	0.283	0.000	0.090	0.018
P29	7.50	3.21E-14	0.528	0.005	0.000	0.281	0.000	0.114	0.072
P33	5.96	1.24E-09	0.591	0.012	0.000	0.262	0.000	0.114	0.021
P38	4.35	6.75E-06	0.737	0.000	0.000	0.081	0.000	0.166	0.017
P39	6.59	2.20E-11	0.561	0.011	0.000	0.259	0.000	0.143	0.026
P40	6.94	1.96E-12	0.587	0.007	0.000	0.297	0.000	0.094	0.016
P46	7.90	1.39E-15	0.439	0.041	0.000	0.356	0.000	0.130	0.034
P56	4.63	1.85E-06	0.630	0.049	0.000	0.113	0.000	0.178	0.030

Fonte: Autor (2023).

Tabela 5.25 - Dados de saída para análise via diagrama de cravação com vento.

Pilar	Índice Beta	Pfail	Sens.	Sens.	Sens.	Sens.	Sens.	Sens.	Sens.	Sens.
			RL1	RL2	RL3	RP1	RP2	CPe	CVe	VCe
P16	4.04	2.63E-05	0.127	0.000	0.000	0.065	0.000	0.025	0.004	0.779
P23	4.94	3.95E-07	0.310	0.016	0.000	0.151	0.000	0.048	0.007	0.467
P29	4.07	2.36E-05	0.132	0.001	0.000	0.070	0.000	0.028	0.005	0.764
P33	3.54	1.97E-04	0.225	0.005	0.000	0.100	0.000	0.043	0.005	0.622
P38	3.28	5.26E-04	0.602	0.000	0.000	0.066	0.000	0.136	0.012	0.184
P39	5.81	3.20E-09	0.475	0.010	0.000	0.219	0.000	0.121	0.018	0.158
P40	4.54	2.77E-06	0.206	0.002	0.000	0.104	0.000	0.033	0.004	0.651
P46	3.89	5.00E-05	0.089	0.008	0.000	0.072	0.000	0.026	0.003	0.802
P56	3.67	1.22E-04	0.535	0.041	0.000	0.096	0.000	0.151	0.021	0.156

Fonte: Autor (2023).

Todos os índices de confiabilidade se mantiveram acima de 3,10 na análise por meio dos diagramas de cravação para as estacas dos nove pilares estudados. O menor índice de confiabilidade encontrado foi para o pilar P38 (3,28), diferindo dos estudos feitos pelos métodos semiempíricos, onde os menores índices de confiabilidades encontrados foram para os pilares P13 (Aoki-Velloso) e P33 (Décourt-Quaresma).

Com relação à sensibilidade das variáveis aleatórias, em ambos os casos, os fatores de sensibilidade resultaram em valores nulos nas variáveis aleatórias (R_{L3} e R_{P2}) cujos desvios padrões também foram iguais a zero. Por se tratar de valores praticamente determinísticos, os fatores de sensibilidades também são praticamente nulos.

5.6 Erro de Modelo

Nesta seção, os cálculos para as nove estacas ensaiadas (P16D, P23H, P29C, P33A, P38B, P39B, P40H, P46D e P56B) são refeitos utilizando uma nova variável aleatória: o erro de modelo multiplicativo.

5.6.1 Estatísticas para a Variável Aleatória Erro de Modelo

Foram utilizados os nove ensaios para a determinação dos erros de modelo dos métodos. Os valores dos ensaios foram considerados como as respostas reais da capacidade de carga das estacas, ao passo que os valores das médias das capacidades de carga obtidas pelos respectivos métodos semiempíricos foram utilizados como os valores “teóricos” de previsão.

Foi determinado o erro de modelo onde, por meio de uma multiplicação, a resposta de previsão do modelo é corrigida. Nas Tabela 5.26 e Tabela 5.27, a seguir, podem ser visualizados os erros de modelo para os métodos Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma, respectivamente.

Tabela 5.26 - Cálculo do erro de modelo multiplicativo para Aoki-Velloso.

Estaca	Conjunto		Capacidade Mobilizada (kN)	Cap. Carga (kN)	Erro de Modelo ($\emptyset$ m)
	Pré-Moldada	Perfil Metálico			
P16D	525	HP310x110	3050.0	3041.0	1.00
P23H	605	HP310x125	3659.0	3326.3	1.10
P29C	525	HP310x110	3224.0	2916.9	1.11
P33A	605	HP310x125	3372.0	3097.1	1.09
P38B	605	HP310x125	3697.0	3097.1	1.19
P39B	525	HP310x110	3405.0	2916.9	1.17
P40H	605	HP310x125	2865.0	3097.1	0.93
P46D	525	HP310x110	2748.0	2916.9	0.94
P56B	605	HP310x125	3827.0	3211.7	1.19

Fonte: Autor (2023).**Tabela 5.27 - Cálculo do erro de modelo multiplicativo para Décourt-Quaresma.**

Estaca	Conjunto		Capacidade Mobilizada (kN)	Cap. Carga (kN)	Erro de Modelo ($\emptyset$ m)
	Pré-Moldada	Perfil Metálico			
P16D	525	HP310x110	3050.0	2805.2	1.09
P23H	605	HP310x125	3659.0	3224.0	1.13
P29C	525	HP310x110	3224.0	2597.4	1.24
P33A	605	HP310x125	3372.0	2816.9	1.20
P38B	605	HP310x125	3697.0	2816.9	1.31
P39B	525	HP310x110	3405.0	2597.4	1.31
P40H	605	HP310x125	2865.0	2816.9	1.02
P46D	525	HP310x110	2748.0	2597.4	1.06
P56B	605	HP310x125	3827.0	3020.5	1.27

Fonte: Autor (2023).

Os resultados obtidos demonstram que os modelos semiempíricos se aproximaram das respostas reais, demonstrando uma boa convergência entre ambos. Na Tabela 5.28, a seguir, podem ser visualizadas as estatísticas da variável aleatória “erro de modelo” para ambos os métodos:

Tabela 5.28 - Estatísticas para o erro de modelo multiplicativo.

Erro Mod. ($\emptyset$ m)	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma
Média	1.08	1.18
Desvio padrão	0.10	0.11
Co.V. (%)	9.44	9.39

Fonte: Autor (2023).

Como pode ser visualizado na Tabela 5.28, ambos os métodos foram ligeiramente conservadores quando comparados às cargas mobilizadas do ensaio. Além disso, os coeficientes de variação obtidos foram relativamente baixos, principalmente sob o contexto da alta variabilidade geotécnica, onde os solos e seus respectivos métodos semiempíricos estão inseridos.

5.6.2 Equações de Estado Limite e Resultados

Uma vez obtidos os dados estatísticos da variável aleatória “erro de modelo”, foram refeitas as análises iniciais de projeto pelos métodos Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma via ensaio SPT (capítulos 5.1 e 5.2, respectivamente, do presente trabalho) para os blocos cujas estacas foram ensaiadas. Sendo assim, a equação de estado limite da margem de segurança para esta etapa, para o método Aoki-Velloso, é descrita na equação (5.8).

$$g(X) = \theta_m \times (R_{L1} + R_{L2} + R_{L3} + R_{P1} + R_{P2}) - C_P - C_V \quad (5.8)$$

Onde: $g(X)$: Função Margem de Segurança; θ_m : Erro de Modelo Multiplicativo; X : Função de Variável Aleatória não Determinística.

A equação de estado limite (5.8) foi utilizada para a hipótese “sem vento”. Para o método Décourt-Quaresma, a equação empregada é a mesma apresentada em (5.8), porém, com a supressão da parcela " R_{L3} ". A equação de estado limite da margem de segurança utilizada na combinação com vento, para o método Aoki-Velloso, é descrita na equação (5.9).

$$g(X) = \theta_m \times (R_{L1} + R_{L2} + R_{L3} + R_{P1} + R_{P2}) - CP_e - CV_e - VC_e \quad (5.9)$$

Onde: $g(X)$: Função Margem de Segurança; θ_m : Erro de Modelo Multiplicativo; X : Função de Variável Aleatória não Determinística.

A equação utilizada para o método Décourt-Quaresma é a mesma apresentada em (5.9), porém, com a supressão da parcela " R_{L3} ".

Nas Tabela 5.5 e Tabela 5.12, mostradas anteriormente, são apresentados os dados de entrada, para as hipóteses sem e com vento, para os métodos Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma. Além das variáveis aleatórias contidas em tais tabelas, foi necessário acrescentar a variável aleatória “erro de modelo”.

Nas Tabela 5.29 e Tabela 5.30, podem ser visualizados os dados de saída obtidos, contemplando os índices de confiabilidade e probabilidades de falha para cada estaca para ambas as hipóteses. Por fim, pode ser visualizada a sensibilidade de cada respectiva variável

aleatória. Em azul claro são apresentados os resultados para o método Aoki-Velloso e, em verde claro, os resultados para o método Décourt-Quaresma.

Tabela 5.29 - Dados de saída para erro de modelo (sem vento).

Pilar	Beta	Pfail	Sens. RL1	Sens. RL2	Sens. RL3	Sens. RP1	Sens. RP2	Sens. CP	Sens. CV	Sens. θ_m
P16	6.15	3.98E-10	0.300	0.017	0.000	0.109	0.000	0.099	0.024	0.451
P23	5.98	1.15E-09	0.381	0.016	0.000	0.155	0.000	0.094	0.017	0.337
P29	6.09	5.76E-10	0.156	0.014	0.000	0.093	0.000	0.104	0.035	0.598
P33	5.38	3.64E-08	0.142	0.014	0.000	0.136	0.000	0.130	0.024	0.554
P38	5.14	1.35E-07	0.145	0.014	0.000	0.139	0.000	0.144	0.015	0.543
P39	5.53	1.61E-08	0.170	0.015	0.000	0.101	0.000	0.129	0.019	0.565
P40	6.15	3.86E-10	0.127	0.013	0.000	0.122	0.000	0.111	0.018	0.610
P46	6.46	5.17E-11	0.144	0.013	0.000	0.085	0.000	0.101	0.017	0.639
P56	5.71	5.57E-09	0.235	0.014	0.000	0.140	0.000	0.115	0.019	0.477
P16	6.80	5.22E-12	0.040	0.001	-	0.020	0.013	0.088	0.023	0.815
P23	7.00	1.33E-12	0.043	0.001	-	0.024	0.010	0.084	0.017	0.822
P29	6.38	9.01E-11	0.033	0.002	-	0.027	0.017	0.100	0.035	0.786
P33	5.76	4.21E-09	0.036	0.002	-	0.047	0.019	0.130	0.025	0.741
P38	5.52	1.74E-08	0.039	0.002	-	0.050	0.020	0.146	0.017	0.726
P39	5.82	2.95E-09	0.040	0.002	-	0.032	0.021	0.131	0.020	0.755
P40	6.52	3.54E-11	0.028	0.001	-	0.037	0.015	0.103	0.017	0.799
P46	6.74	7.72E-12	0.028	0.001	-	0.023	0.015	0.094	0.016	0.822
P56	6.40	7.75E-11	0.042	0.001	-	0.034	0.014	0.107	0.019	0.783

Fonte: Autor (2023).

Tabela 5.30- Dados de saída para erro de modelo (com vento).

Pilar	Beta	Pfail	Sens. RL1	Sens. RL2	Sens. RL3	Sens. RP1	Sens. RP2	Sens. CPe	Sens. CVe	Sens. VCe	Sens. θ_m
P16	3.77	8.16E-05	0.153	0.009	0.000	0.056	0.000	0.027	0.004	0.529	0.222
P23	4.69	1.35E-06	0.254	0.011	0.000	0.103	0.000	0.049	0.007	0.289	0.289
P29	3.73	9.65E-05	0.103	0.009	0.000	0.061	0.000	0.031	0.006	0.540	0.249
P33	3.23	6.18E-04	0.094	0.009	0.000	0.090	0.000	0.047	0.006	0.480	0.273
P38	4.13	1.79E-05	0.137	0.014	0.000	0.131	0.000	0.101	0.009	0.172	0.437
P39	4.88	5.39E-07	0.176	0.016	0.000	0.104	0.000	0.109	0.014	0.070	0.512
P40	4.11	1.99E-05	0.092	0.009	0.000	0.088	0.000	0.038	0.004	0.491	0.278
P46	3.83	6.29E-05	0.095	0.009	0.000	0.056	0.000	0.026	0.003	0.583	0.228
P56	4.95	3.68E-07	0.222	0.014	0.000	0.132	0.000	0.089	0.013	0.102	0.428
P16	4.06	2.47E-05	0.040	0.001	-	0.020	0.013	0.025	0.004	0.646	0.251
P23	5.47	2.25E-08	0.056	0.001	-	0.031	0.012	0.040	0.006	0.447	0.407
P29	3.79	7.55E-05	0.031	0.002	-	0.025	0.016	0.031	0.006	0.621	0.269
P33	3.37	3.73E-04	0.031	0.001	-	0.040	0.016	0.046	0.005	0.568	0.293
P38	4.42	4.96E-06	0.042	0.002	-	0.055	0.022	0.103	0.009	0.236	0.531
P39	5.14	1.40E-07	0.046	0.002	-	0.037	0.024	0.115	0.015	0.087	0.672
P40	4.29	8.94E-06	0.029	0.001	-	0.037	0.015	0.036	0.004	0.574	0.303
P46	3.89	5.00E-05	0.028	0.001	-	0.023	0.015	0.026	0.003	0.659	0.245
P56	5.61	1.04E-08	0.052	0.002	-	0.042	0.017	0.087	0.013	0.147	0.642

Fonte: Autor (2023).

Todos os índices de confiabilidade avaliados se mantiveram acima de 3,10 na análise contemplando o erro de modelo. A estaca mais solicitada do bloco P33, na análise pelo

método de Décourt-Quaresma via ensaio SPT com vento, resultou no índice de confiabilidade 2,96 ao passo que, com a correção do erro de modelo, o índice subiu para 3,37, indicando que talvez não fosse necessário o reforço proposto.

De modo geral, os fatores de sensibilidade da nova variável aleatória “erro de modelo” foram elevados, sobretudo para a hipótese de carga permanente + accidental. Tal resultado é coerente, uma vez que esta variável aleatória, cuja média é maior que 1,0, multiplica todas as variáveis aleatórias de resistência, causando um grande impacto na probabilidade de falha final do conjunto.

5.6.3 Análise Comparativa Entre as Abordagens

Este trabalho analisou, via teoria da confiabilidade, o estaqueamento de uma obra real com solução de fundações incomum. As estacas que foram avaliadas *in loco* via ensaio dinâmico foram submetidas a análises complementares.

Os índices de confiabilidade para as hipóteses utilizando cargas permanente + accidental e com vento foram bem similares para o estaqueamento dos pilares P2, P6 e P111, demonstrando que o aumento de solicitação ocasionado pela parcela de vento foi baixa.

Os índices se mantiveram admissíveis (acima de 3,10) em quase a totalidade das análises apresentadas em etapa de projeto (análises via ensaios SPT). Por sua vez, na etapa de obra (ensaio dinâmico, diagrama de cravação e correção por meio do erro de modelo), todos índices de confiabilidades estudados estiveram além de 3,10. Reforçando a proposição de que não seriam necessários reforços ao estaqueamento.

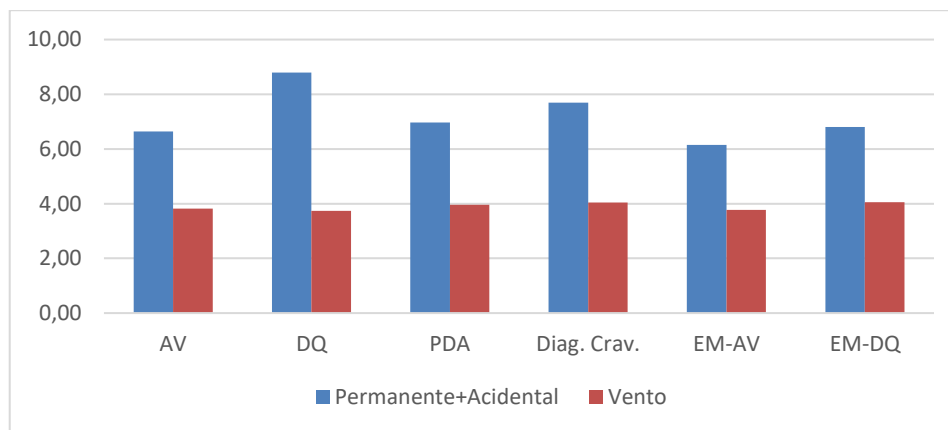
De modo geral, houve uma boa convergência entre os resultados do presente estudo. As análises via ensaios SPT propuseram reforços apenas para o estaqueamento dos blocos P13 e P33. Para um total de 38 pilares da torre, apenas 5,26% deveriam ser reforçados no estudo inicial.

Por sua vez, nas análises em etapa de obra, os bons resultados dos ensaios dinâmicos trouxeram um novo elemento à análise, melhorando os resultados finais e descartando a necessidade de reforços no estaqueamento destes 2 blocos. Com os resultados obtidos *in loco* foi possível ajustar os modelos matemáticos utilizando o erro de modelo e, novamente, não foi mais necessário reforçar as fundações do pilar P33, antes requerido via análise SPT.

A seguir, nas Figura 5.21 a Figura 5.29 é possível visualizar a evolução dos índices de confiabilidade conforme cada análise para as hipóteses carga permanente + accidental e para o caso com vento. É importante frisar que, para o caso sem vento, foi realizado o estudo probabilístico considerando que as cargas solicitantes por estaca são distribuídas igualmente.

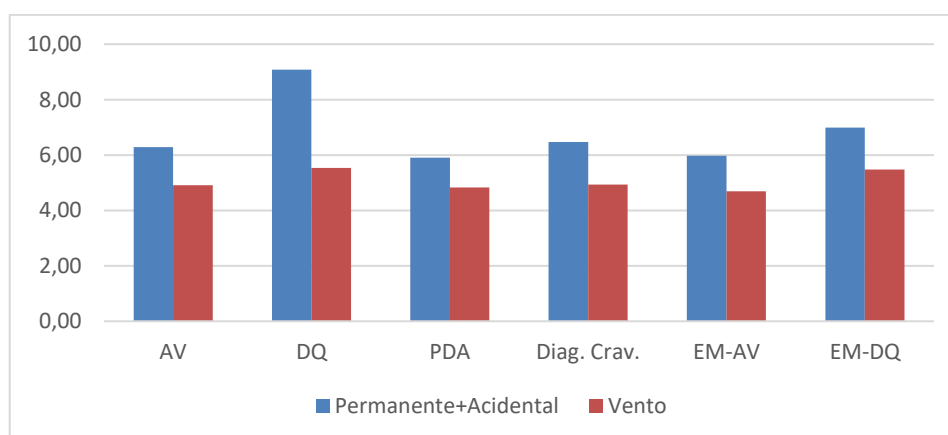
Por outro lado, foi realizada a análise para a estaca mais comprimida para a hipótese com vento. Nas figuras a seguir, AV, DQ e PDA correspondem às análises para os métodos Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e ensaios dinâmicos, respectivamente.

Figura 5.21 – Índices de confiabilidade para o estaqueamento do bloco P16.



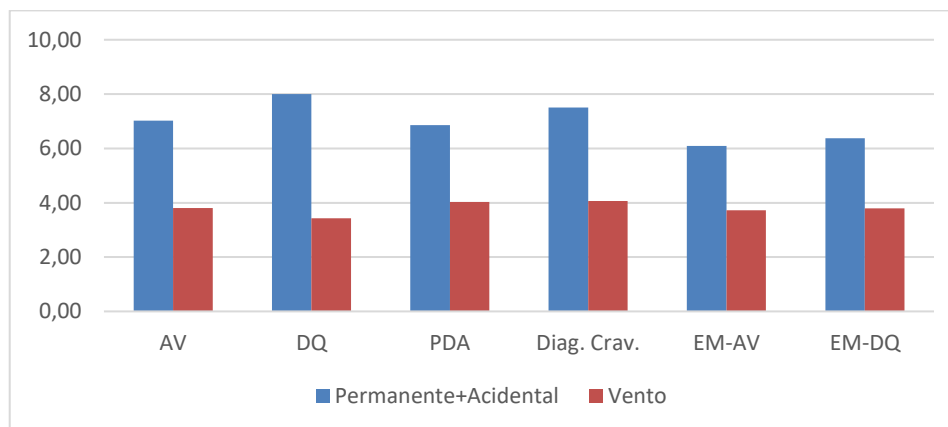
Fonte: Autor (2023).

Figura 5.22 – Índices de confiabilidade para o estaqueamento do bloco P23.



Fonte: Autor (2023).

Figura 5.23 – Índices de confiabilidade para o estaqueamento do bloco P29.



Fonte: Autor (2023).

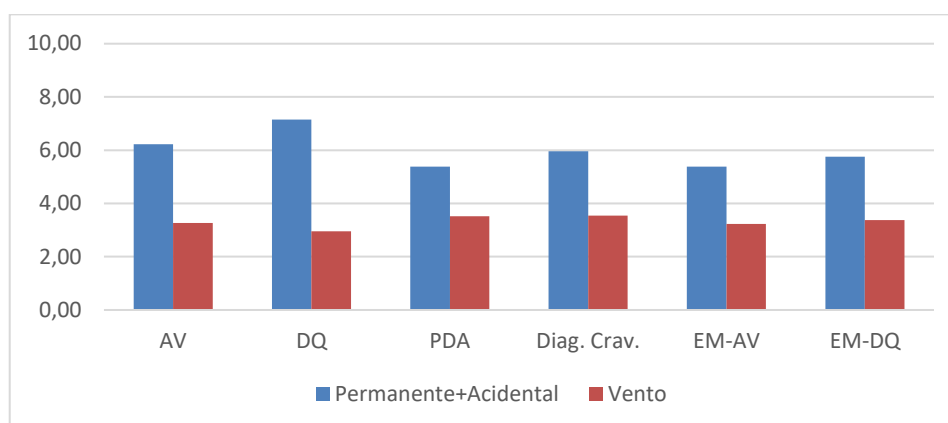
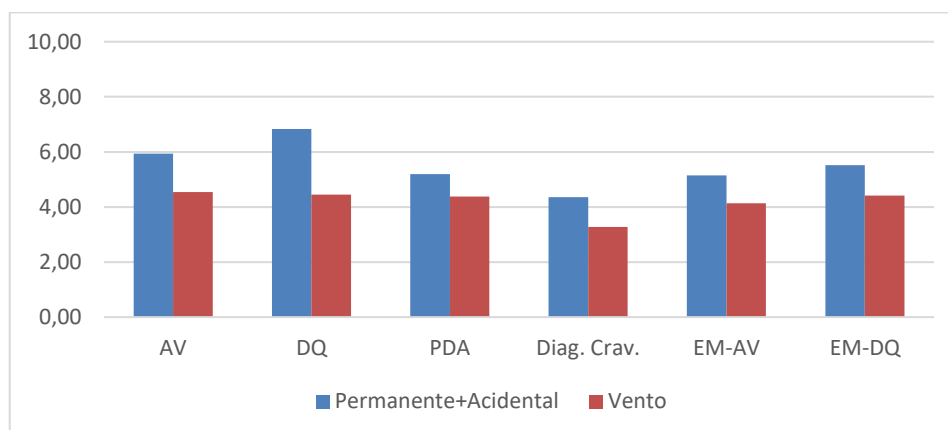
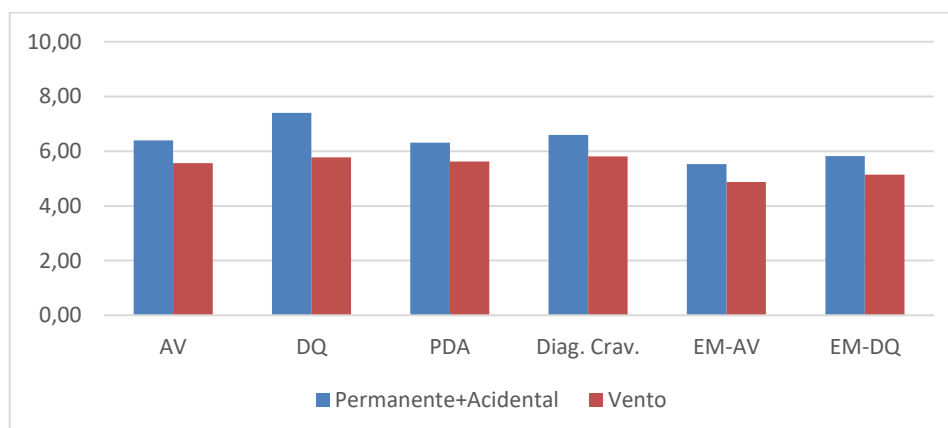
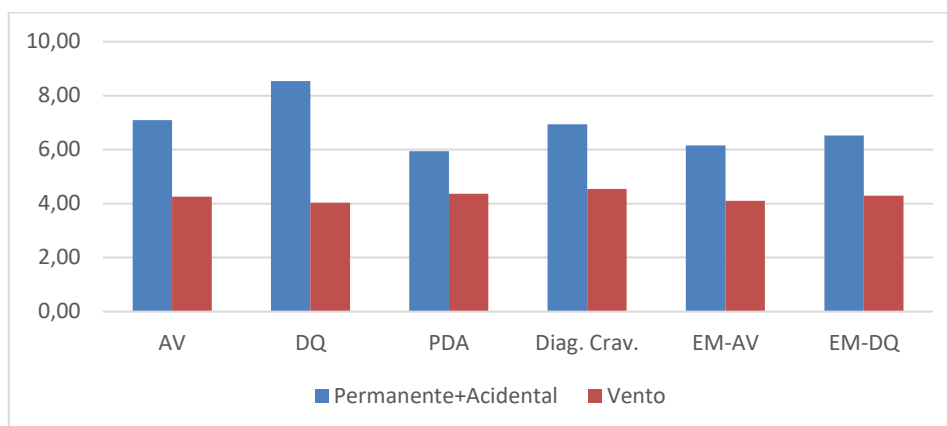
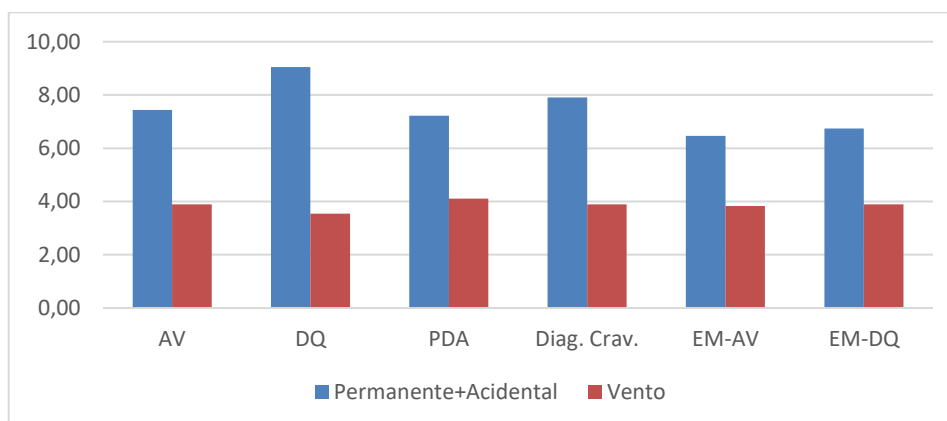
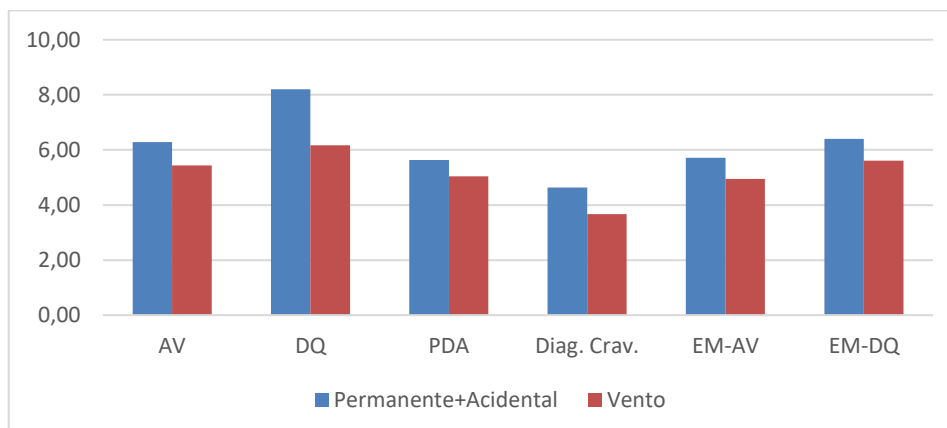
Figura 5.24– Índices de confiabilidade para o estaqueamento do bloco P33.**Fonte: Autor (2023).****Figura 5.25– Índices de confiabilidade para o estaqueamento do bloco P38.****Fonte: Autor (2023).****Figura 5.26– Índices de confiabilidade para o estaqueamento do bloco P39.****Fonte: Autor (2023).**

Figura 5.27– Índices de confiabilidade para o estaqueamento do bloco P40.**Fonte: Autor (2023).****Figura 5.28– Índices de confiabilidade para o estaqueamento do bloco P46.****Fonte: Autor (2023).****Figura 5.29– Índices de confiabilidade para o estaqueamento do bloco P56.****Fonte: Autor (2023).**

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 Conclusões

Analisou-se, nas seções 4 e 5 deste trabalho, uma obra de grande porte via teoria da confiabilidade. A solução de fundação não convencional abriu novas possibilidades de investigação e análise. A limitação para a cravação das estacas mistas se deu por limite físico, isto é, os elementos de fundações foram cravados até a nega.

Neste trabalho, apresentou-se uma análise complementar ao dimensionamento geotécnico convencional considerando as incertezas das variáveis aleatórias de resistências e solicitações resultando nos índices de confiabilidade e suas respectivas probabilidades de falha. Realizaram-se as análises em etapa de projeto, por meio de métodos semiempíricos via ensaios SPT, e em etapa de obra (ensaios dinâmicos, diagramas de cravação e erro de modelo) onde já se iniciara as cravações das estacas mistas.

Todos os estudos foram realizados utilizando o estado limite último como premissa de cálculo, isto é, utilizando a ruptura geotécnica dos elementos de fundação como modo de falha. O auxílio do programa RelGen (Nogueira, 2010) com o acoplamento feito em Python (Mondini, 2022) foi essencial para as análises. Tais programas automatizaram o processo e possibilitaram uma investigação mais abrangente e profunda do problema proposto.

Os resultados apresentados em todas análises se mostraram consistentes, com os índices de confiabilidade em quase sua totalidade acima do valor proposto. O menor índice de confiabilidade encontrado para todos os casos foi de 2,70 para o método Aoki-Velloso via ensaio SPT, sendo que no estudo via ensaios dinâmicos este mesmo índice ficou avaliado em 4,71.

Em etapa de projeto, a análise via teoria da confiabilidade sugeriu reforços em dois blocos (P13 e P33), não obstante, tais reforços deixaram de ser recomendados nas verificações posteriores por meio dos ensaios dinâmicos. Os erros de modelo calculados resultaram em valores superiores a 1,00, demonstrando que as análises iniciais via métodos semiempíricos foram conservadoras corroborando com a proposição de que os reforços não seriam necessários para as fundações da torre.

Uma análise complementar seria buscar uma uniformidade nos índices de confiabilidade. Deste modo, a obra teria um estaqueamento mais uniforme e, possivelmente, com menores recalques diferenciais.

O cerne de um projeto de fundações é a escolha da solução geotécnica. O mesmo serve para a utilização da teoria da confiabilidade em Geotecnia. Assim, o projetista deve

escolher quais sondagens utilizar e saber o momento de requisitar ensaios adicionais. Com os dados em mãos, o responsável pelo projeto deve ter ciência sobre como trabalhar com tais dados e como realizar as análises estatísticas.

Por fim, é necessário destacar que, além da análise probabilística, é imperioso realizar um estudo convencional utilizando os clássicos fatores de segurança, sempre seguindo as recomendações da ABNT NBR 6122 (2019). A utilização da teoria da confiabilidade deve ser feita como análise complementar, sempre buscando pontos críticos que não foram detectados pelas análises tradicionais.

6.2 Sugestões para trabalhos futuros

Os seguintes tópicos poderiam ser abordados em pesquisas futuras:

- ✓ Utilização da teoria da confiabilidade para análise do estaqueamento com diferentes soluções de fundações (estaca ômega, hélice contínua e raiz, por exemplo).
- ✓ Análise probabilística dos dados de monitoramento de recalques, extrapolando os dados obtidos em alguns pilares para todos os blocos da obra e calculando, assim, a probabilidade de se atingir o estado limite de serviço ou último.
- ✓ Utilização da teoria da confiabilidade para análise do estado limite de serviço de um projeto de fundações, analisando os recalques previstos e fixando recalques máximos limites de acordo com o tipo de estrutura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS**. 9ª ed Washington, DC. 2020.

ALBUQUERQUE, P. J. R.; ALLEDI, C. T. D. B.; ALMEIDA, R. C. M. B.; LEMOS, S. G. F. P. Capacidade de Carga Geotécnica de Estacas de Perfil Metálico com Base em Provas de Carga à Compressão. *In: IX SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA – SEFE 9*, 2019, São Paulo.

ALBUQUERQUE, P. J. R. DE; GARCIA, J. R. Engenharia de fundações. **Rio de Janeiro: LTC**, v. 1, 2020.

ALBUQUERQUE, P. J. R. **Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de cargas instrumentadas em profundidade**. 2001. 263 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

ALBUQUERQUE, P. J. R.; MELO, E. O.; MELO, A. C. Análise de previsão de capacidade de carga de estaca mista pré-moldada e metálica em solo sedimentar da cidade do Recife/PE. *In: XVIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA*, 2016, Belo Horizonte.

ALLEDI, C. T. D. B. **Transferência de Carga de Estacas Hélice Contínua instrumentadas em Profundidade**. 2013. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2013.

ALONSO, U. R. Estacas hélice contínua com monitoramento eletrônico - previsão da capacidade de carga através do ensaio SPT-T. *In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE III*, 30, 1996b, São Paulo. **Anais [...]**. São Paulo, A.B.M.S, 1996. v. 2, p. 141-151.

ALONSO, U. R. Estacas pré-moldadas. *In: HACHIC, W. Fundações: teoria e prática*. **São Paulo: Pini**, 1998.

ALONSO, U. R. Previsão e Controle das Fundações. **São Paulo: Blucher**, 146 p, 2011.

ANG, A. H. S; CORNELL, C. A. Reliability bases of structural safety and design. **Journal of the Structural Division**, v. 100, n. 9, p. 1755-1769, 1974.

ANG, A. H.-S.; TANG, W. H. Probability concepts in engineering planning and design, vol. 2: Decision, risk, and reliability. **JOHN WILEY & SONS, NEW YORK**, 1984.

ANJOS, G. J. M.; SOUSA, M. A. P. Formulação da capacidade de suporte para estacas hélice contínua monitorada baseada em resultados de 100 provas de carga. *In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG)*, 16, 2012. **Anais [...]**. Porto de Galinhas, 2012.

ANTUNES, W. R.; CABRAL, D. A. Capacidade de Carga de Estacas Hélice Contínua. III SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 1996, São Paulo.

AOKI, N. Sugestões para a revisão da norma de projeto de fundação NBR 6122. ENCONTRO TÉCNICO SOBRE NORMAS DE FUNDAÇÕES. ABMS. IESP. 2003, São Paulo.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 13208**: Estacas - Ensaio de Carregamento Dinâmico. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 1996.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16903**: Solo – Prova de carga estática em fundação profunda. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

BARROS, N. B. F. **Previsão de Recalque e Análise de Confiabilidade de Fundações em Estacas Hélice Contínua**. 2012. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

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

CABRAL, E.V.; ALBUQUERQUE, P.J.R.; TSUHA, C.H.C. Avaliação do Risco das Fundações de uma Obra Executada em Estaca Hélice Contínua na Região Metropolitana do Rio de Janeiro. In: XVIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2016, Belo Horizonte.

CAMPELLO, I. C. **Abordagem Probabilística Aplicada ao Estudo da Variabilidade Geotécnica dos Solos**. 2020. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2020.

CAO, Z.; WANG, Y.; LI, D. **Probabilistic approaches for geotechnical site characterization and slope stability analysis**. Springer Berlin Heidelberg, 2017.

CHIN, F. K. Estimation of the Ultimate Load of Piles from Tests nor Carried to Failure. II SOUTHEAST CONFERENCE ON SOIL ENGINEERING, 1970, Singapore, p. 91-92.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. Carga admissível em fundações profundas. **São Carlos: EESC-USP**, 61 p, 1999.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. Fundações por Estacas: Projeto Geotécnico. **São Paulo: Oficina de Textos**, 96 p, 2010.

CORNELL, C. A. A probability-based structural code. In: **Journal Proceedings**, 1969.

DÉCOURT, L. Análise e projeto de fundação profunda: estacas. In: HACHICH, W. *et al.* **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: Pini, 1996. cap. 8.1. p. 265-301.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Carga resistente de estacas a partir de valores de SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES (COBRAMSEF), 6., 1978, Rio de Janeiro. **Anais [...]**. Rio de Janeiro: ABMS, 1978. v. 1, p. 45-53.

ELLINGWOOD, B. *et al.* **Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58, NBS Special Publication 577**. 1980.

EN, B. S. *et al.* Eurocode – Basis of structural design. 2002.

EN, B. S. *et al.* Eurocode – Basis of structural design. 2007.

ENGESTAC. **Ensaio SPT e Rotativos do local**. Indaiatuba, 2019.

FOÁ. **Boletim de Controle de Execução das estacas mistas**. Cotia, 2021.

FOÁ. **Estaca Pré-moldada Tipo Estrela**. Cotia, 2022. Disponível em: <https://www.foa.com.br/produtos/estacas-estrela/>. Acesso em: 15 dez. 2022.

FÜRST, A. **Erro de modelo e confiabilidade estrutural de vigas de concreto armado**. 2020. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2020.

GEOCIÊNCIAS – DEPARTAMENTO DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO. **Rochas Metamórficas**. São Paulo, 2023. Disponível em: <https://didatico.igc.usp.br/rochas/metamorficas>. Acesso em: 9 jul. 2023.

GERDAU. **Características Técnicas de Perfis Metálicos**. São Paulo, 2022. Disponível em: <https://mais.gerdau.com.br/catalogos-e-manuais/catalogos/>. Acesso em: 12 dez. 2022.

GONÇALVES, C.; BERNARDES, G. P.; NEVES, L. S. F. Estacas mistas (pré fabricadas de concreto e metálica, caso de obra. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA VII (SEFE), 2012, São Paulo. **Anais [...]**. São Paulo, 2012. v. 1, 290 f.

GUMBEL, E. J. Statistical Theory of Extreme Values and Some Practical Applications, NBS. **Applied Mathematical Series**, 1954.

KARTAL ARQUITETURA. **Projeto arquitetônico**. Barueri, 2021.

MEYERHOFF, G. G. Safety factors in soil mechanics. **Proceedings of the VII INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING**. México, 1969.

MONDINI, R.T. **Sobre a Avaliação de Fundações em Estacas**: Abordagem via Teoria da Confiabilidade a Partir da Quantificação das Incertezas dos Parâmetros da Resistência Estaca-Solo. 2022. Iniciação Científica – Unesp, Bauru, 2022.

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

MOREIRA, M. C. A. US8 - Mapeamento Relativo aos Processos Geodinâmicos Perigosos, com Comentários Integrados nas Áreas de Risco do Município. **SEMA**, Barueri, 2020. Disponível em: https://portal.barueri.sp.gov.br/arquivos/sites/srnma/US8_MAPA2_2020.pdf. Acesso em: 10 jul. 2023.

MURAKAMI, D. K. **Novo Procedimento para a Realização de Análise CAPWAP no Ensaio de Carregamento Dinâmico em Estacas Pré-Moldadas**. 2015. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2015.

NETO, L. C.; CORDA, A.; CHNCHELLI, M. Ampliação do terminal de contêineres do porto de Santos, SP. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA VII (SEFE), 2012, São Paulo. **Anais [...]**. São Paulo, 2012. v. 2, 170 f.

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

PAIKOWSKY, Samuel G. **Load and resistance factor design (LRFD) for deep foundations**. Transportation Research Board, 2004.

PDI ENGENHARIA. **Relatório de ensaios dinâmicos**. Rio de Janeiro, 2021.

PHILIPPONAT, G. Méthode pratique de calcul des pieux à l'aide du pénétromètre statique. **Informations Techniques Bulletin, Paris, Soletanche Enterprise**, 21p, v. 13, 1978.

RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. Projetos de edifícios de alvenaria estrutural. **São Paulo: Pini**, 174 p, 2003.

RIBEIRO, I. *et al.* Reajustes das usinas de aço afligem clientes industriais. **Revista Valor**, São Paulo, 2021. Disponível em: <https://valor.globo.com/empresas/noticia/2021/03/11/reajustes-das-usinas-de-aco-afligem-clientes-industriais.ghml>. Acesso em: 7 nov. 2021.

RM MAIS ENGENHARIA. **Fornecimento de Solicitações Estruturais da Torre**. Vinhedo, 2021.

SILVA, C. M. **Energia e Confiabilidade Aplicadas aos Estaqueamentos Tipo Hélice Contínua**. 2011. Tese (Doutorado) – Universidade de Brasília, Brasília, 2011.

SILVA, J. L. DA. **Metodologia de projeto de fundações por estacas incluindo probabilidade de ruína**. 2006. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

SILVA, L. I. **Avaliação dos Métodos de Previsão e Controle de Capacidade de Carga em Estacas Tipo Perfil Metálico “H”**. 2013. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2013.

SILVA NETO, A. N.; OLIVEIRA, J. T. R. Confiabilidade e segurança de fundações em dois empreendimentos no nordeste do Brasil. **Revista de Engenharia**, n. 55, p. 19-28, 2018.

SOARES, C. G. Quantification of model uncertainty in structural reliability. *In: Probabilistic methods for structural design*. Dordrecht: Springer Netherlands, 1997.

SOLODACTHA. **Fornecimento do Projeto de Fundações da Torre**. Pompeia, 2021.

SOUZA JUNIOR, A. C. DE. **Aplicação de confiabilidade na calibração de coeficientes parciais de segurança de normas brasileiras de projeto estrutural**. 2008. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

SOUZA, M. M. **Contribuição ao Estudo da Capacidade de Carga de Ponta de Estacas Hélice Contínua**. 2018. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

TEIXEIRA, A. *et al.* Sensitivity analysis of vertically loaded pile reliability. **Soils and Foundations**, v. 52, n. 6, p. 1118-1129, 2012.

THUSOO, S. *et al.* Performance of precast hollow steel-encased high-strength concrete piles. **Engineering Structures**, v. 204, 2020.

VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. *In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING (ICSMFE) 3.*, 1953, Switzerland. **Proceedings** [...]. New Delhi, 1953. v. 2, p. 84-90.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações Profundas**. Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ, 290 p, 2002.

VELLOSO, H. V. **Análise de Desempenho dos Métodos de Capacidade de Carga Semiempíricos e Avaliação da Probabilidade de Ruína de uma Fundação em Estacas Hélice Contínua**. 2019. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2019.

VIEIRA, S. H. A. Controle da Cravação de Estacas Pré-moldadas: Avaliação de Diagramas de Cravação e Fórmulas Dinâmicas. 2006. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

VORCARO, M. C.; VELLOSO, D. A. Avaliação da carga última em estacas hélice contínua por regressão linear múltipla. *In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES*

ESPECIAIS – SEFE IV, 4O, 2000, São Paulo. **Anais [...]**. São Paulo: A.B.M.S, 2000. v. 2, p. 315-330.

WHITMAN, R. V. Evaluating calculated risk in geotechnical engineering. **Journal of Geotechnical Engineering**, p. 314-357, 1984.

WHITMAN, R. V. Organizing and evaluating uncertainty in geotechnical engineering. **Journal of Geotechnical and Engineering**, p. 558-592, 2000.

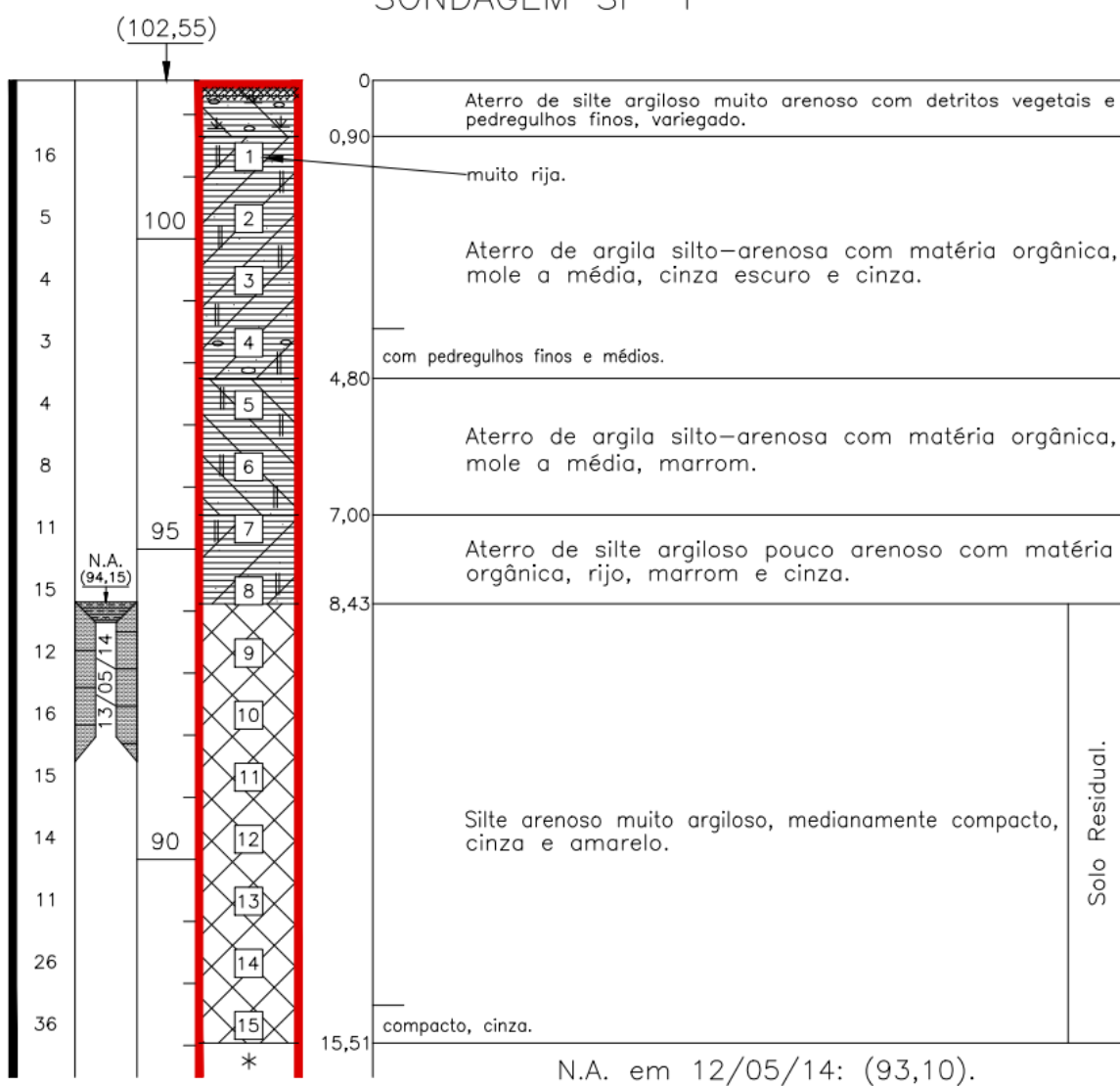
ZIO, E.; APOSTOLAKIS, G. E. Two methods for the structured assessment of model uncertainty by experts in performance assessments of radioactive waste repositories. **Reliability Engineering & System Safety**, v. 54, 1996.

ANEXO A - ENSAIOS SPT

Neste anexo são expostos os ensaios SPT utilizados na obra com solução de fundações em estacas mistas.

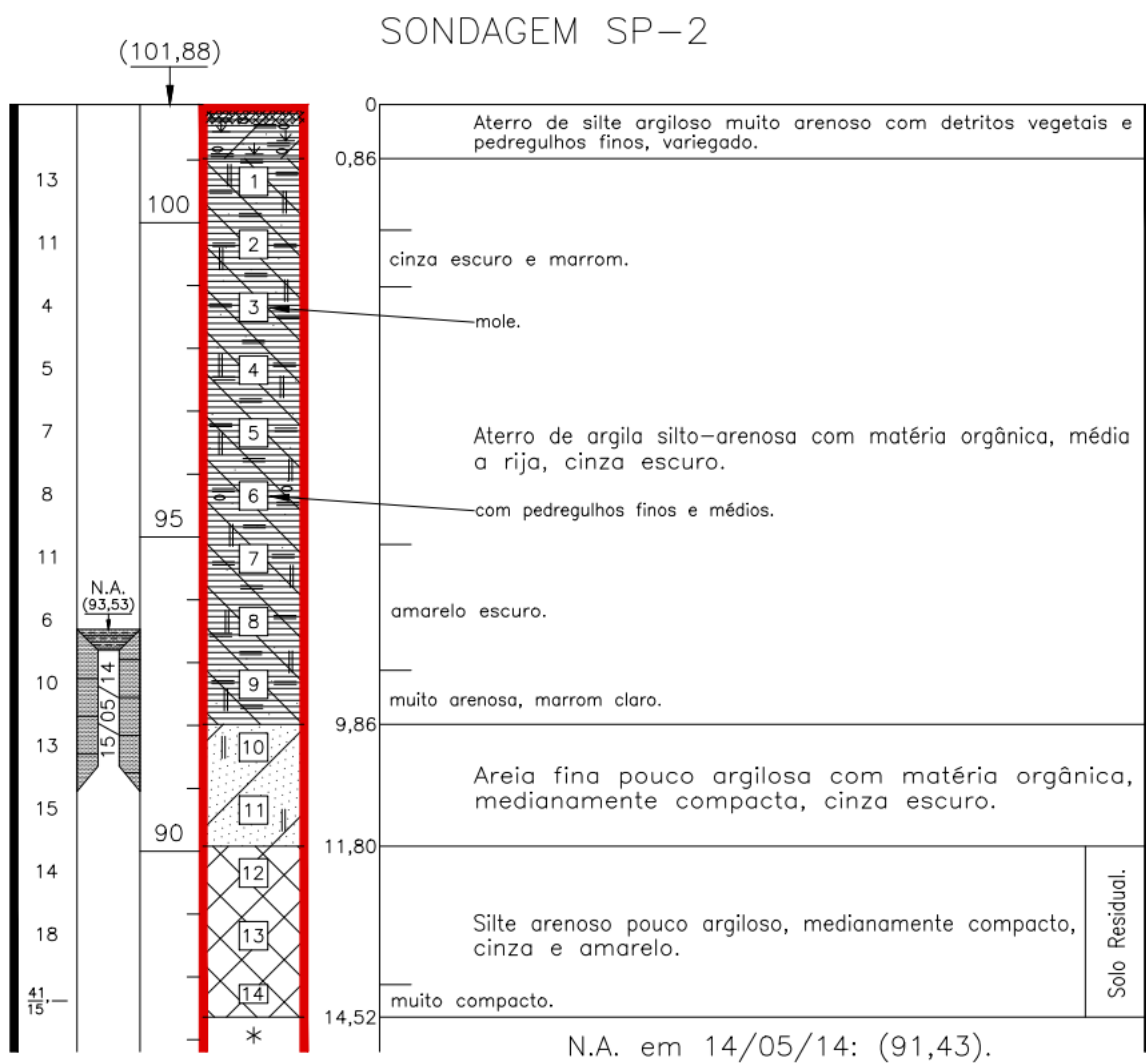
Figura A.1 - Sondagem SP-1.

SONDAGEM SP-1



Fonte: Engestac (2019)

Figura A.2 - Sondagem SP-2.



Fonte: Engestac (2019)

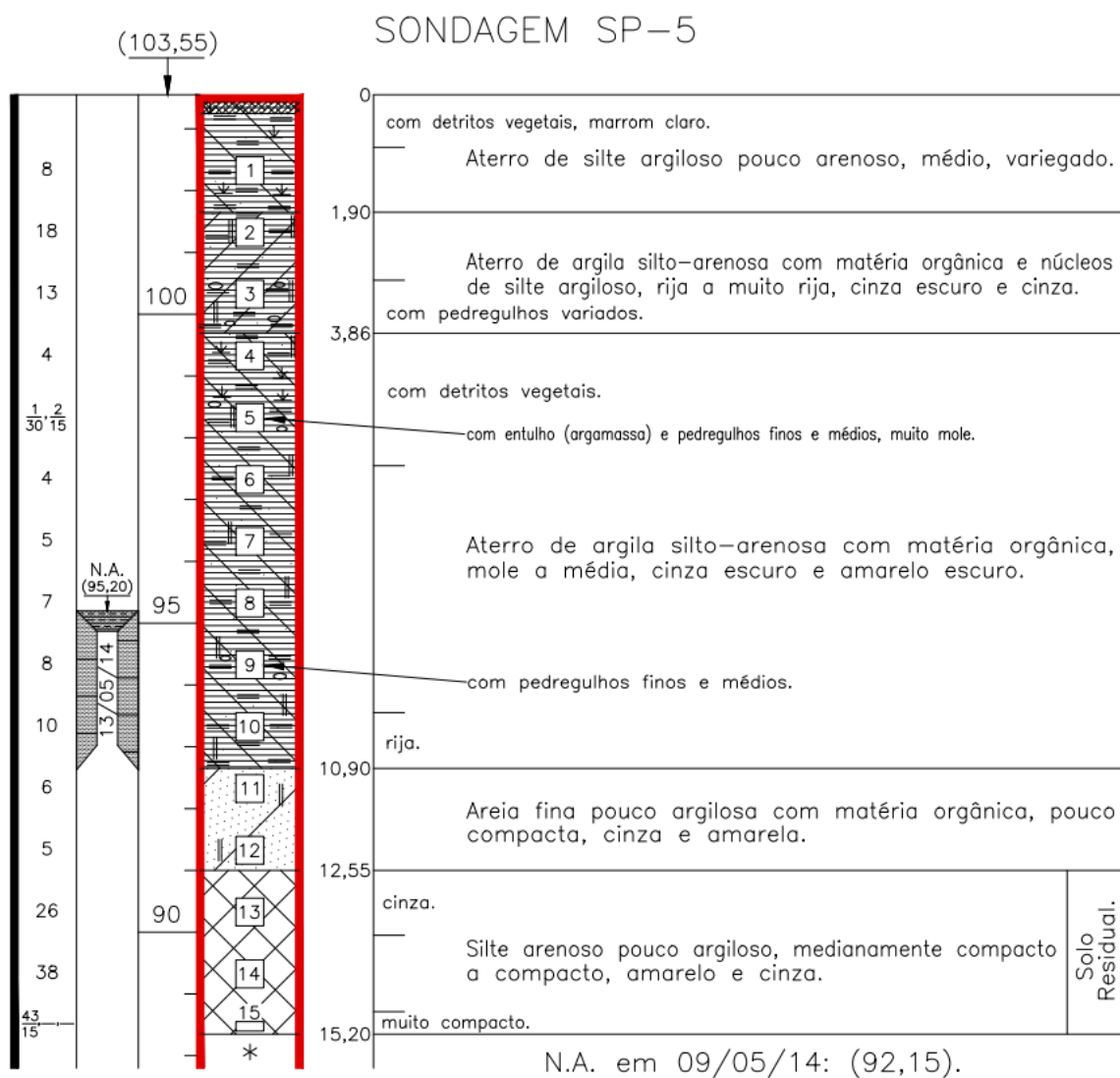
Figura A.3 - Sondagem SP-5.**Fonte: Engestac (2019)**

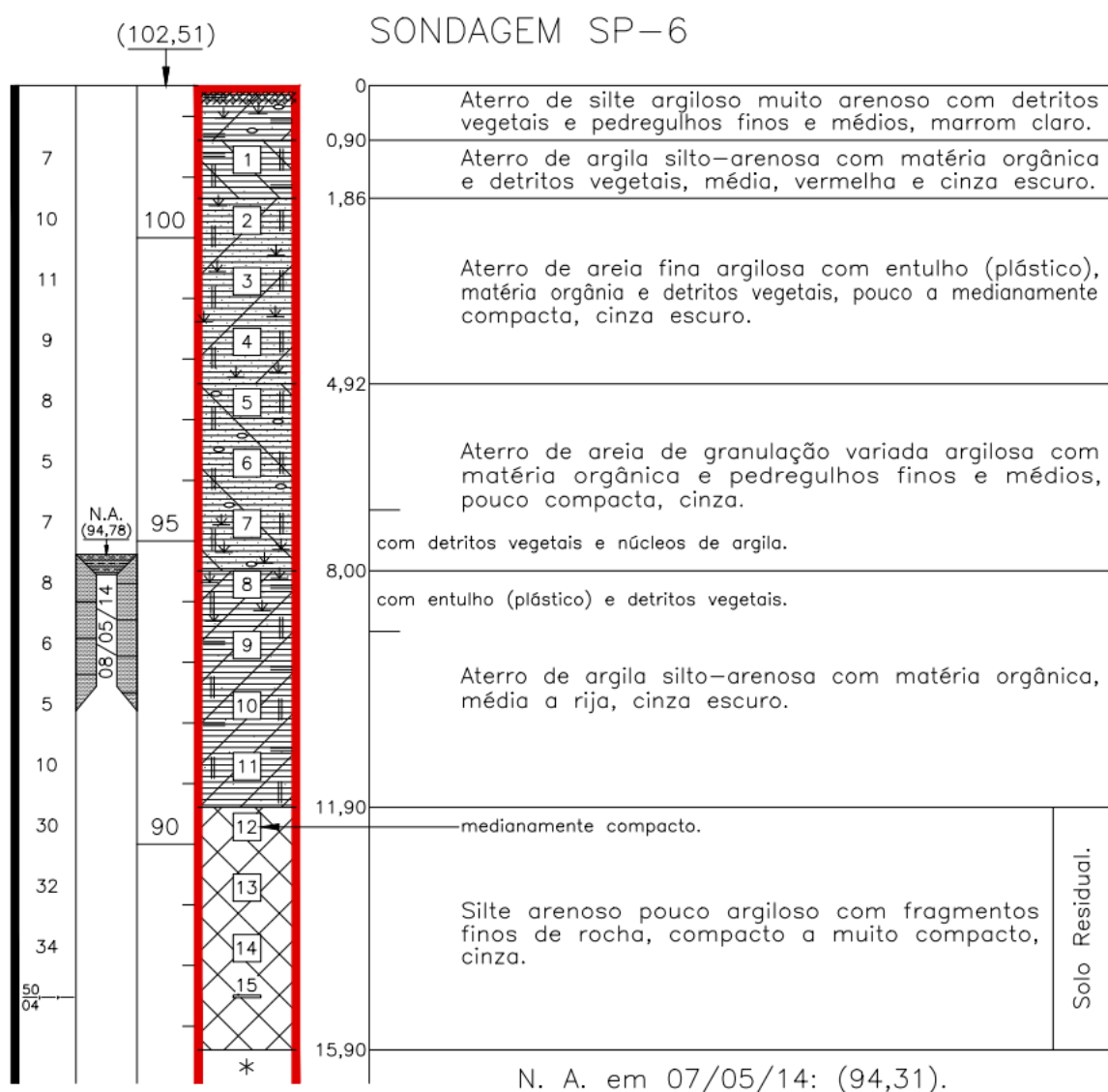
Figura A.4 - Sondagem SP-6.**Fonte: Engestac (2019)**

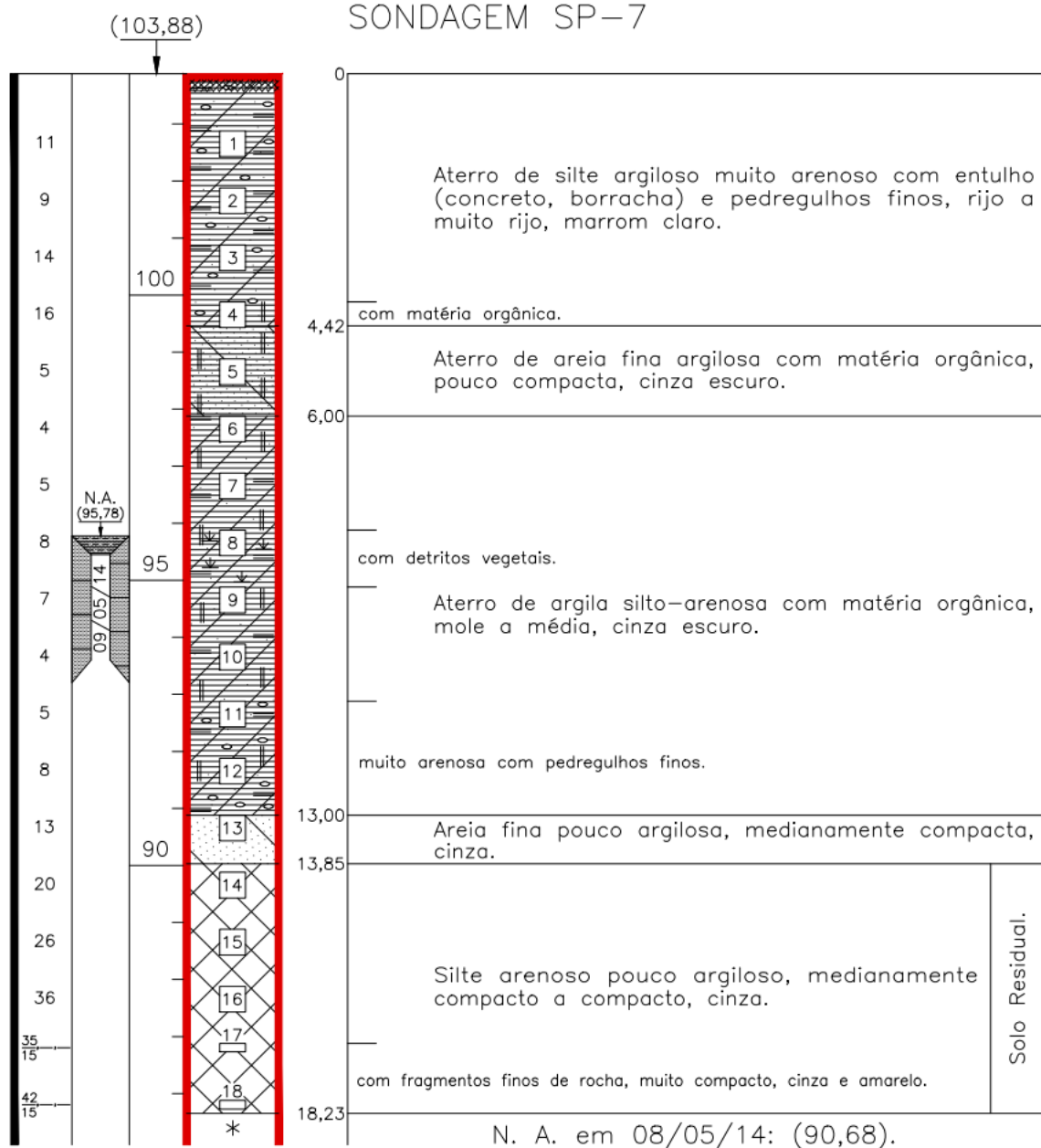
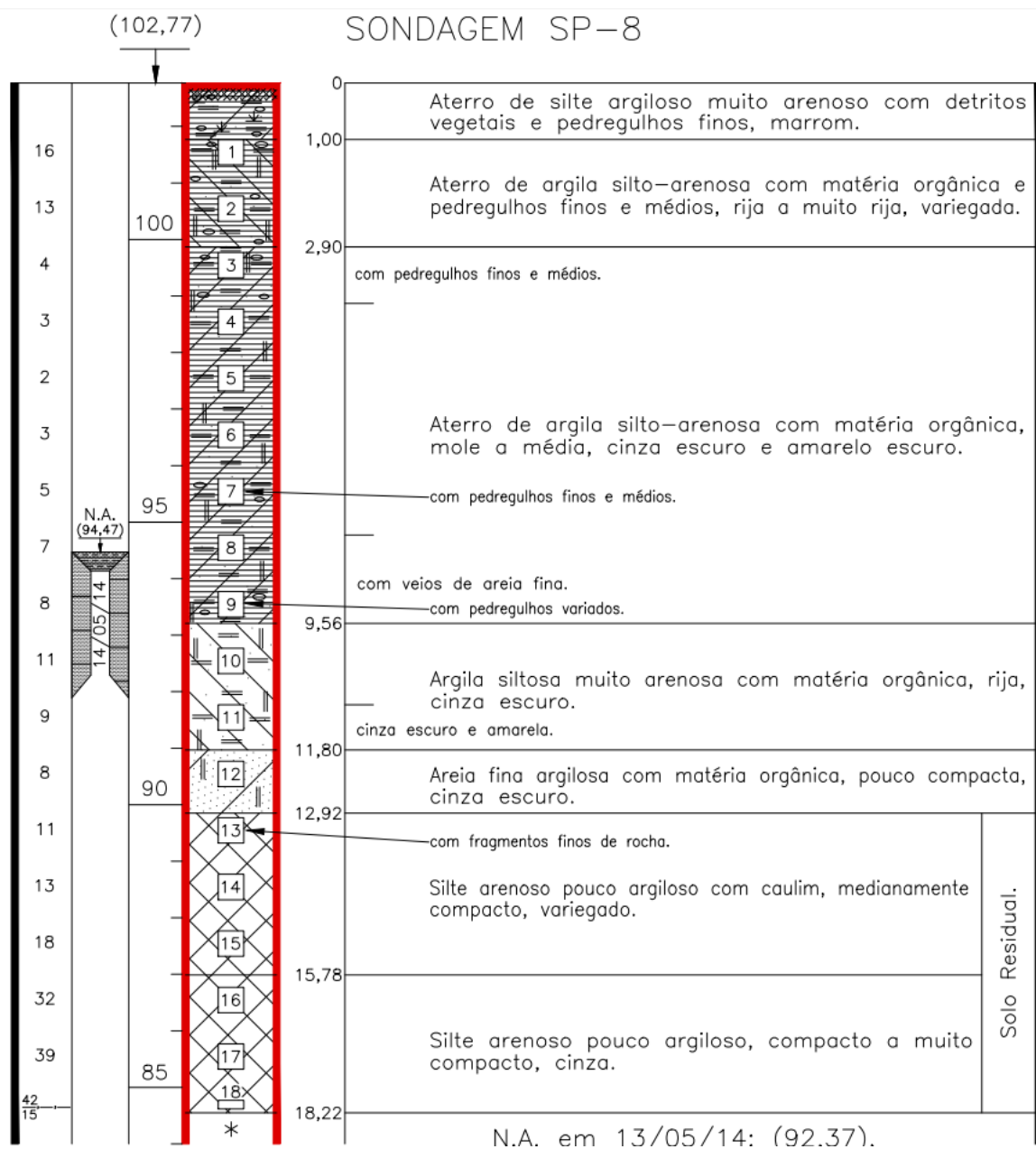
Figura A.5 - Sondagem SP-7.**SONDAGEM SP-7****Fonte: Engestac (2019)**

Figura A.6 - Sondagem SP-8.**Fonte: Engestac (2019)**

ANEXO B – BOLETIM DE CONTROLE DE EXECUÇÃO

Figura B.1 – Boletim de controle de execução da estaca P16D.

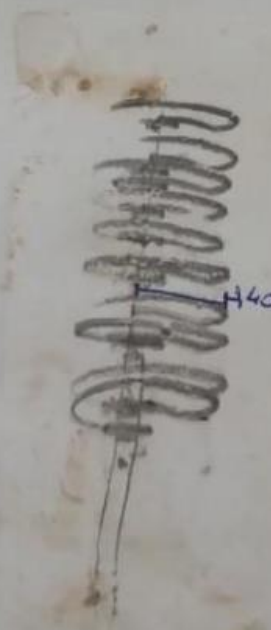
FOÁ R. FOÁ ENGENHARIA E PRÉ-FABRICADOS LTDA.

BOLETIM DE CONTROLE DE CRAVAÇÃO DE ESTACA

Nº Ordem: 09 Obra: _____ B.E.: _____

Data:	<u>25-02</u>	Peso do Martelo - kg	<u>5.230kg</u>	Cota de Cravação	
Nº Estaca:	<u>P16D</u>	Altura de Queda - cm	<u>1m</u>	Composição	<u>12+6</u>
Tipo:	<u>ETR525</u>	Nega x 10 - mm	<u>03mm</u>	Comp. Levantado - m	<u>18</u>
Datas de Fabricação:				Sobra - m	<u>5,30</u>
<u>17-01-21 / 09-02-21</u>				Comp. Cravado - m	<u>12,70</u>

Prof. (m)	Nº de Golpes
0 - 1	
1 - 2	
2 - 3	<u>8</u>
3 - 4	<u>10</u>
4 - 5	<u>12</u>
5 - 6	<u>15</u>
6 - 7	<u>35</u>
7 - 8	<u>28</u>
8 - 9	<u>36</u>
9 - 10	<u>25 + 28</u>
10 - 11	<u>95</u>
11 - 12	<u>188</u>
12 - 13	<u>168</u>
13 - 14	
14 - 15	
15 - 16	
16 - 17	
17 - 18	
18 - 19	
19 - 20	



Fonte: Foá (2021)

Figura B.2 – Boletim de controle de execução da estaca P23H.

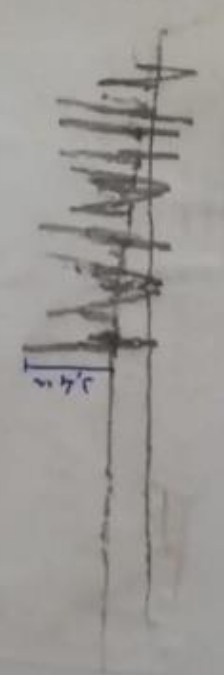
FOÁ R. FOÁ ENGENHARIA E PRÉ-FABRICADOS LTDA.

BOLETIM DE CONTROLE DE CRAVAÇÃO DE ESTACA

Nº Ordem: 08 Obra: Estação 267 B.E.: 02 Hid.

Data:	<u>26-02</u>	Peso do Martelo - kg	<u>5.230 Kg</u>	Cota de Cravação	
Nº Estaca:	<u>P23H</u>	Altura de Queda - cm	<u>1 m</u>	Composição	<u>12+6</u>
Tipo:	<u>ETR 605</u>	Nega x 10 - mm	<u>06 mm</u>	Comp. Levantado - m	<u>18</u>
Datas de Fabricação:				Sobra - m	<u>4,50</u>
<u>30-12-20 / 06-12-20</u>				Comp. Cravado - m	

Prof. (m)	Nº de Golpes
0 - 1	
1 - 2	
2 - 3	<u>4</u>
3 - 4	<u>9</u>
4 - 5	<u>13</u>
5 - 6	<u>15</u>
6 - 7	<u>19</u>
7 - 8	<u>21</u>
8 - 9	<u>26</u>
9 - 10	<u>31</u>
10 - 11	<u>28 + 26</u>
11 - 12	<u>61</u>
12 - 13	<u>73</u>
13 - 14	<u>128</u>
14 - 15	
15 - 16	
16 - 17	
17 - 18	
18 - 19	
19 - 20	



Fonte: Foá (2021)

Figura B.3 – Boletim de controle de execução da estaca P29C.

FOÁ
R. FOÁ ENGENHARIA E PRÉ-FABRICADOS LTDA.

BOLETIM DE CONTROLE DE CRAVAÇÃO DE ESTACA

Nº Ordem: 04 Obra: Estação 267 B.E.: 02 Hid.

Data: <u>24-02</u>	Peso do Martelo - kg <u>5230 kg</u>	Cota de Cravação
Nº Estaca: <u>P. 29C</u>	Altura de Queda - cm <u>90 cm</u>	Composição <u>12+6</u>
Tipo: <u>ETR 525</u>	Nega x 10 - mm <u>37 mm</u>	Comp. Levantado - m <u>18</u>
Datas de Fabricação: <u>19-01-21 / 04-02-21</u>		Sobra - m <u>5.50</u>
		Comp. Cravado - m

Prof. (m)	Nº de Golpes
0 - 1	
1 - 2	
2 - 3	8
3 - 4	8
4 - 5	9
5 - 6	10
6 - 7	14
7 - 8	19
8 - 9	22
9 - 10	38
10 - 11	30 + 37
11 - 12	114
12 - 13	156
13 - 14	
14 - 15	
15 - 16	
16 - 17	
17 - 18	
18 - 19	
19 - 20	

1.90m

Fonte: Foá (2021)

Figura B.4 – Boletim de controle de execução da estaca P33A.

FOÁ
R. FOÁ ENGENHARIA E PRÉ-FABRICADOS LTDA.

BOLETIM DE CONTROLE DE CRAVAÇÃO DE ESTACA

Nº Ordem: P01 Obra: Estaca 264 B.E.: 02

Data:	<u>19/2/21</u>	Peso do Martelo - kg	<u>5200</u>	Cota de Cravação	
Nº Estaca:	<u>P33A</u>	Altura de Queda - cm	<u>90 CM</u>	Composição	<u>12+6</u>
Tipo:	<u>605</u>	Nega x 10 - mm	<u>09 mm</u>	Comp. Levantado - m	<u>18</u>
Datas de Fabricação:				Sobra - m	
<u>10m + p_{te} (30/12) (04/01)</u>				Comp. Cravado - m	
<u>+ 6 m</u>					

p_{la} = HP310 x 125

Prof. (m)	Nº de Golpes
0 - 1	
1 - 2	
2 - 3	<u>2</u>
3 - 4	<u>3</u>
4 - 5	<u>9</u>
5 - 6	<u>10</u>
6 - 7	<u>14</u>
7 - 8	<u>16</u>
8 - 9	<u>22</u>
9 - 10	<u>28</u>
10 - 11	<u>35 + 11</u>
11 - 12	<u>56</u>
12 - 13	<u>58</u>
13 - 14	<u>115</u>
14 - 15	
15 - 16	
16 - 17	
17 - 18	
18 - 19	
19 - 20	

190 cm

h = 1,30

h = 1,00

Fonte: Foá (2021)

Figura B.5 – Boletim de controle de execução da estaca P38B.

FOÁ R. FOÁ ENGENHARIA E PRÉ-FABRICADOS LTDA.

BOLETIM DE CONTROLE DE CRAVAÇÃO DE ESTACA

Nº Ordem: 02 Obra: estaca 267 B.E.: _____

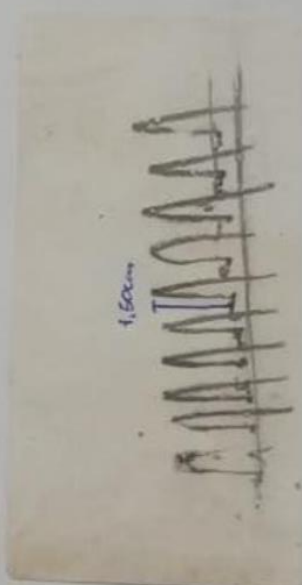
Data: <u>19-02</u>	Peso do Martelo - kg <u>5.230kg</u>	Cota de Cravação	
Nº Estaca: <u>P38 B</u>	Altura de Queda - cm <u>90 cm</u>	Composição	<u>12+6</u>
Tipo: <u>GC5</u>	Nega x 10 - mm <u>01 mm</u>	Comp. Levantado - m	<u>18</u>
Datas de Fabricação: <u>30/12/20 - 04-01-21</u>		Sobra - m <u>4,10</u>	18
		Comp. Cravado - m	

Prof. (m)	Nº de Golpes
0 - 1	
1 - 2	
2 - 3	<u>5</u>
3 - 4	<u>8</u>
4 - 5	<u>11</u>
5 - 6	<u>13</u>
6 - 7	<u>17</u>
7 - 8	<u>20</u>
8 - 9	<u>25</u>
9 - 10	<u>15+16</u>
10 - 11	<u>22+11</u>
11 - 12	<u>40</u>
12 - 13	<u>140</u>
13 - 14	
14 - 15	
15 - 16	
16 - 17	
17 - 18	
18 - 19	
19 - 20	

1,50 m

Fonte: Foá (2021)

Figura B.6 – Boletim de controle de execução da estaca P39B.

CONTROLE DE CRAVAÇÃO DE ESTACAS										DATA: 23-02-21	
OBRA: Estação 267		ALTURA DE QUEDA: 90 cm		CRAVADO		13,20					
CLIENTE:		SONDAGEM DO LOCAL:		SOBRA (m)		4,80					
LOCAL: Rua Rondonia		ESTACA Nº: P.39B		SUPLEMENTO (m)							
OPERADOR: J. Costa		SEÇÃO: 525		Composição:		1º 12 2º 6 3º 4º 8º					
Nº DA MÁQUINA: 02		CARGA (ton):		Reque: 02 cm							
PESO DO MARTELO (ton): 5,230 Kg		PROFUND. PREVISTA (m):									
RASTREABILIDADE											
1º 1° 1° 1° 1° 1° 1° 1° 1° 1° 1° 1°											
2º 1° 1° 1° 1° 1° 1° 1° 1° 1° 1° 1°											
NEGAS E REPIQUE ELÁSTICOS											
Data cravação - 17-01-21/04-02-21											
											
ASS. RESPONSÁVEL DA OBRA											
IDENTIFICAÇÃO DA ESTACA											
OBS.											

Nº DE GOLPES POR METRO DE CRAVAÇÃO	
0 a 1	23 a 24
1 a 2	24 a 25
2 a 3	25 a 26
3 a 4	26 a 27
4 a 5	27 a 28
5 a 6	28 a 29
6 a 7	29 a 30
7 a 8	30 a 31
8 a 9	31 a 32
9 a 10	32 a 33
10 a 11	33 a 34
11 a 12	34 a 35
12 a 13	35 a 36
13 a 14	36 a 37
14 a 15	37 a 38
15 a 16	38 a 39
16 a 17	39 a 40
17 a 18	40 a 41
18 a 19	41 a 42
19 a 20	42 a 43
20 a 21	43 a 44
21 a 22	44 a 45
22 a 23	45 a 46

Fonte: Foá (2021)

Figura B.7 – Boletim de controle de execução da estaca P40H.

FOÁ R. FOÁ ENGENHARIA E PRÉ-FABRICADOS LTDA.

BOLETIM DE CONTROLE DE CRAVAÇÃO DE ESTACA

Nº Ordem: 07 Obra: _____ B.E.: 02 HID

Data:	<u>29-02</u>	Peso do Martelo - kg	<u>9.230kg</u>	Cota de Cravação	
Nº Estaca:	<u>P.40H</u>	Altura de Queda - cm	<u>1m</u>	Composição	<u>12+6</u>
Tipo:	<u>ETR 605</u>	Nega x 10 - mm	<u>11mm</u>	Comp. Levantado - m	<u>18</u>
Datas de Fabricação:				Sobra - m	<u>470</u>
<u>30-12-20 / 06-12-20</u>				Comp. Cravado - m	<u>13,30</u>

Prof. (m)	Nº de Golpes
0 - 1	
1 - 2	
2 - 3	<u>5</u>
3 - 4	<u>14</u>
4 - 5	<u>12</u>
5 - 6	<u>14</u>
6 - 7	<u>17</u>
7 - 8	<u>18</u>
8 - 9	<u>26</u>
9 - 10	<u>40</u>
10 - 11	<u>21+19</u>
11 - 12	<u>84</u>
12 - 13	<u>254</u>
13 - 14	<u>171</u>
14 - 15	
15 - 16	
16 - 17	
17 - 18	
18 - 19	
19 - 20	

Fonte: Foá (2021)

Figura B.8 – Boletim de controle de execução da estaca P46D.

FOÁ R. FOÁ ENGENHARIA E PRÉ-FABRICADOS LTDA.

BOLETIM DE CONTROLE DE CRAVAÇÃO DE ESTACA

Nº Ordem: 05 Obra: ESTACÃO 267 B.E.: 02 HID

Data:	<u>24-02</u>	Peso do Martelo - kg	<u>5230 kg</u>	Cota de Cravação	
Nº Estaca:	<u>P46D</u>	Altura de Queda - cm	<u>90 cm</u>	Composição	<u>12</u>
Tipo:	<u>ETP 525</u>	Nega x 10 - mm	<u>11 mm</u>	Comp. Levantado - m	<u>12</u>
Datas de Fabricação:				Sobra - m	<u>130</u>
<u>17-01-21 /</u>				Comp. Cravado - m	

Prof. (m)	Nº de Golpes
0 - 1	
1 - 2	
2 - 3	<u>6</u>
3 - 4	<u>8</u>
4 - 5	<u>11</u>
5 - 6	<u>15</u>
6 - 7	<u>17</u>
7 - 8	<u>23</u>
8 - 9	<u>30</u>
9 - 10	<u>93</u>
10 - 11	<u>160 + 30</u>
11 - 12	
12 - 13	
13 - 14	
14 - 15	
15 - 16	
16 - 17	
17 - 18	
18 - 19	
19 - 20	

Fonte: Foá (2021)

Figura B.9 – Boletim de controle de execução da estaca P56B.

FOÁ R. FOÁ ENGENHARIA E PRÉ-FABRICADOS LTDA.

BOLETIM DE CONTROLE DE CRAVAÇÃO DE ESTACA

Nº Ordem: 06 Obra: Estação 267 B.E.: 02 Hid.

Data:	<u>24-02</u>	Peso do Martelo - kg	<u>5.230kg</u>	Cota de Cravação	
Nº Estaca:	<u>P56B</u>	Altura de Queda - cm	<u>1m</u>	Composição	<u>12+6</u>
Tipo:	<u>ETR605</u>	Nega x 10 - mm	<u>08mm</u>	Comp. Levantado - m	<u>18</u>
Datas de Fabricação:				Sobra - m	<u>6.50</u>
<u>30-12-20 / 06-12-20</u>				Comp. Cravado - m	

Prof. (m)	Nº de Golpes
0 - 1	
1 - 2	
2 - 3	<u>3</u>
3 - 4	<u>12</u>
4 - 5	<u>14</u>
5 - 6	<u>12</u>
6 - 7	<u>13</u>
7 - 8	<u>14</u>
8 - 9	<u>25</u>
9 - 10	<u>36</u>
10 - 11	<u>47+35</u>
11 - 12	<u>180</u>
12 - 13	
13 - 14	
14 - 15	
15 - 16	
16 - 17	
17 - 18	
18 - 19	
19 - 20	

Requiere 19 cm

1.50m

Fonte: Foá (2021)