



**Universidade do Estado do Rio de Janeiro**

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

João Pedro Campos Pinto

**Contribuição à confiabilidade de estacas cravadas através da  
interpretação de provas de carga dinâmicas com aplicação da  
teoria bayesiana**

Rio de Janeiro

2018

João Pedro Campos Pinto

**Contribuição à confiabilidade de estacas cravadas através da interpretação de provas de carga dinâmicas com aplicação da teoria bayesiana**

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.



Orientadores: Prof. Marcus Peigas Pacheco, D.Sc

Prof. <sup>a</sup> Bernadete Ragoni Danziger, D.Sc

Rio de Janeiro

2018

CATALOGAÇÃO NA FONTE  
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

P659 Pinto, João Pedro Campos.  
Contribuição à confiabilidade de estacas cravadas através da interpretação de provas de carga dinâmicas com aplicação da teoria bayesiana / João Pedro Campos Pinto. – 2018.  
250f.

Orientadores: Marcus Peigas Pacheco e Bernadete Ragoni Danziger.

Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil - Teses. 2. Fundações (Engenharia) - Teses. 3. Teoria bayesiana de decisão estatística - Teses. 4. Estacas de concreto - Teses. 5. Confiabilidade (Engenharia) – Teses I. Pacheco, Marcus Peigas. II. Danziger, Bernadete Ragoni. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. IV. Título.

CDU 624.15

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

---

Assinatura

---

Data

João Pedro Campos Pinto

**Contribuição à confiabilidade de estacas cravadas através da interpretação de provas de carga dinâmicas com aplicação da teoria bayesiana**

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovado em: 06 de março de 2018.

Banca Examinadora:

---

Prof. Dr. Marcus Peigas Pacheco – Orientador  
Faculdade de Engenharia - UERJ

---

Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Bernadete Ragoni Danziger - Orientadora  
Faculdade de Engenharia - UERJ

---

Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Alessandra Conde de Freitas  
COPPE - UFRJ

---

Prof. Dr. Bruno Teixeira Lima  
Faculdade de Engenharia - UERJ

Rio de Janeiro

2018

## DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus familiares pelo amor e pelos ensinamentos proporcionados durante todos estes anos de vida.

## **AGRADECIMENTOS**

Aos meus orientadores, Prof. Dr. Marcus Peigas Pacheco e Prof. Dr<sup>a</sup>. Bernadete Ragoni Danziger, pelo conhecimento e experiências compartilhados, pela paciência, compreensão e generosidade ao qual sempre demonstraram. Pelo exemplo pessoal, ético e profissional que representam.

Aos Prof. Dr<sup>a</sup>. Alessandra Conde de Freitas e Prof. Dr. Bruno Teixeira Lima por se disponibilizarem a participar da banca e realizarem contribuições essenciais ao conteúdo da pesquisa.

A ALTA Geotecnia pela extensa experiência profissional fornecida durante todos os anos de colaboração. Esta pesquisa só foi possível devido a disponibilização do banco de dados da instituição.

Ao Corpo Docente do PGECIV pela contribuição acadêmica e profissional de excelente qualidade em todos estes anos de Pós-Graduação.

Aos meus colegas de mestrado e graduação, pelo companheirismo e pelo inegável apoio quando necessário.

A todos aqueles, que embora não citados nominalmente, contribuíram direta ou indiretamente para a execução deste trabalho.

A paciência é uma árvore de raiz amarga, mas de frutos muito doces.

*Provérbio Persa*

## RESUMO

PINTO, João Pedro C. *Contribuição à confiabilidade de estacas cravadas através da interpretação de provas de carga dinâmicas com aplicação da teoria bayesiana*. 2018. 250 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

As obras geotécnicas são um dos maiores exemplos de interação entre natureza e engenharia. Fundações descrevem precisamente a necessidade do homem em relação à previsão do comportamento do solo, de maneira que o dimensionamento dessas estruturas exige considerações e ações específicas para o alcance da segurança necessária. Grande parte das incertezas inerentes ao projeto de fundações está relacionada ao uso de tratamentos determinísticos nos dimensionamentos e avaliações. Estes, aliados às grandes imprecisões originadas pelos ensaios de SPT, contribuem para aumentar a deficiência na previsão do desempenho destas estruturas. Este aspecto tem orientado à necessidade crescente do desenvolvimento de metodologias que permitam reduzir as incertezas intrínsecas a comportamento dos projetos de fundações. Com o objetivo de contribuir ao estudo da confiabilidade de estacas pré-moldadas de concreto, esta dissertação propõe a análise de um conjunto de estacas executadas em loteamentos adjacentes no bairro de Sepetiba, na Região da Zona Oeste do Rio de Janeiro, ensaiadas por intermédio de métodos dinâmicos de controle. No intuito de verificar as particularidades referentes a três métodos semi-empíricos específicos, baseados no ensaio de SPT, e assumidos como distribuições “a priori”, utilizam-se os conceitos da análise Bayesiana para estimar as atualizações “a posteriori” da capacidade de carga das estacas empregadas na região de estudo, adotando-se como função de verossimilhança os resultados das provas de carga dinâmica interpretados pela ferramenta computacional CAPWAP. Da possibilidade de se avaliar separadamente as resistências mobilizadas pela ponta e por atrito lateral, as mesmas atualizações são executadas separadamente para estas parcelas de capacidade de carga. Seguindo a metodologia proposta inicialmente por Vrouwenvelder (1992), o estudo fornece uma aplicação voltada para a análise de ensaios de carregamentos dinâmico, abrindo uma série de possibilidades para o maior estudo da confiabilidade de estacas cravadas submetidas a provas de carga. A posterior calibração dos parâmetros dos modelos matemáticos adotados como estimativa “a priori” sugere um valor prático de elevada relevância para otimização técnica-financeira dos projetos e obras de fundações.

Palavras-chave: Fundações; Análise Bayesiana; Confiabilidade; Estacas cravadas.

## ABSTRACT

PINTO, João Pedro C. *Contribution to the reliability of driven piles by the interpretation of dynamic load tests with the application of Bayesian theory*, 2018. 250 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

Geotechnical works are one of the greatest examples of interaction between nature and engineering. Foundations accurately describe human's needs for predicting soil behavior, so the design of these structures requires specific considerations and actions in order to achieve safety. Most of the uncertainties inherent the foundation's project is related to the use of deterministic approaches in the designs and evaluations. Further, many inaccuracies originated from SPT tests contribute to increase deficiency in performance predictions of these structures. This aspect has led to the growing need for the development of methodologies that are able to reduce the intrinsic uncertainties of the behavior of foundations projects. In order to contribute to the study of the reliability of precast concrete piles, this dissertation proposes the analysis of a few piles executed in the district of Sepetiba, in the West Zone of Rio de Janeiro, tested through dynamic control methods. Moreover, in order to verify the peculiarities of three specific empirical methods, based on SPT results and assumed as prior distributions, the concepts of Bayesian analysis are used to estimate the subsequent updates of the pile load capacity, adopting as a likelihood function the results of the dynamic load tests interpreted by the CAPWAP computational tool. With the possibility of evaluating lateral friction and toe resistance separately, the same updates are done for both load capacity portions. By using the methodology initially proposed by Vrouwenvelder (1992), the study provides an application for the analysis of dynamic load tests, therefore, further studies of the reliability of driving piles with load tests results can be carried out. The subsequent calibration of the mathematical models' parameters, used as a prior estimation, suggests a practical value of great relevance for technical and financial optimization of the projects and foundations works.

Keywords: Foundations; Bayesian theory; Reliability; Driving piles.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Instrumentos utilizados para aquisição de dados no Ensaio de Carregamento Dinâmico (Rosa, 2000).....	29
Figura 2 – Modelo do sistema solo-estaca (Niyama et al., 1982).....	32
Figura 3 – Representação gráfica da parcela estática da reação do solo (Smith, 1960). .....	33
Figura 4 – Representação gráfica da parcela dinâmica da reação do solo (Smith, 1960). .....	33
Figura 5 – Representação gráfica da parcela dinâmica da reação do solo (Smith, 1960). .....	35
Figura 6 – Modelo representativo do método CAPWAP (Modificado Hanningan, 1990). .....	39
Figura 7 – Fluxograma do método CAPWAP (Alves, 2004).....	39
Figura 8 – Iterações para o ajuste das curvas de força (Modificado Hannigan, 1990). .....	40
Figura 9 – Produto final gerado pelo CAPWAP (Terratek, 2014). ....	41
Figura 10 – Fator de segurança e probabilidade de ruptura (Lacasse e Nadim, 2014). .....	42
Figura 11 – Relação entre as distribuições contempladas no método, Cabral (2008). .....	45
Figura 12 – Localização da área em estudo (Fonte: Google Earth).....	48
Figura 13 – Disposição espacial das construções no Setor 1 da região estudada....	49
Figura 14 – Disposição espacial das construções no Setor 2 da região estudada....	49
Figura 15 – Disposição espacial das construções no Setor 3 da região estudada....	50
Figura 16 – Mapa geológico regional da área em estudo, adaptado de CPRM (2017). .....	51
Figura 17 – Mapa pedológico regional da área em estudo, adaptado de CPRM (2017). .....	53
Figura 18 – Perfil típico estimado para o Setor 1, a partir do software Rockworks. ...	55
Figura 19 – Perfil típico estimado para o Setor 2, a partir do software Rockworks. ...	56
Figura 20 – Perfil típico estimado para o Setor 3, a partir do software Rockworks. ...	58

Figura 21 – Processo de formação da bucha (Modificado de Paikowsky e Whitman, 1990) .....	62
Figura 22 – Situações avaliadas para estimativa “a priori” .....	62
Figura 23 – Distribuições normais realizadas considerando o método de Aoki-Velloso como estimativa “a priori”(Todos os setores) .....	80
Figura 24 – Distribuições normais realizadas considerando o método de Aoki-Velloso como estimativa “a priori”(Setor 1) .....	82
Figura 25 – Distribuições normais realizadas considerando o método de Aoki-Velloso como estimativa “a priori”(Setor 2) .....	84
Figura 26 – Distribuições normais realizadas considerando o método de Aoki-Velloso como estimativa “a priori”(Setor 3) .....	86
Figura 27 – Distribuições normais realizadas considerando o método de Decourt-Quaresma como estimativa “a priori”(Todos os setores).....	88
Figura 28 – Distribuições normais realizadas considerando o método de Decourt-Quaresma como estimativa “a priori”(Setor 1).....	90
Figura 29 – Distribuições normais realizadas considerando o método de Decourt-Quaresma como estimativa “a priori”(Setor 2).....	92
Figura 30 – Distribuições normais realizadas considerando o método de Decourt-Quaresma como estimativa “a priori”(Setor 3).....	94
Figura 31 – Distribuições normais realizadas considerando o método de Velloso como estimativa “a priori”(Todos os setores) .....	96
Figura 32 – Distribuições normais realizadas considerando o método de Velloso (1981) como estimativa “a priori”(Setor 1).....	98
Figura 33 – Distribuições normais realizadas considerando o método de Velloso (1981) como estimativa “a priori”(Setor 2).....	100
Figura 34 – Distribuições normais realizadas considerando o método de Velloso (1981) como estimativa “a priori”(Setor 3).....	102
Figura 35 –Gráfico de comparação das resistências atualizadas das estacas com os resultados das provas de carga dinâmicas para todos os Setores analisadas, tendo como base os métodos avaliados .....	108
Figura 36 –Gráfico de comparação das resistências atualizadas das estacas com os resultados das provas de carga dinâmicas para o Setor 1, tendo como base os métodos avaliados .....	108

Figura 37 –Gráfico de comparação das resistências atualizadas das estacas com os resultados das provas de carga dinâmicas para o Setor 2, tendo como base os métodos avaliados .....	109
Figura 38 –Gráfico de comparação das resistências atualizadas das estacas com os resultados das provas de carga dinâmicas para o Setor 2, tendo como base os métodos avaliados .....	109
Figura 39 –Gráfico de comparação dos coeficientes de variação das atualizações para a análise contemplando todos os Setores, tendo como base os métodos avaliados .....	111
Figura 40 –Gráfico de comparação dos coeficientes de variação das atualizações para a análise contemplando o Setor 1, tendo como base os métodos avaliados .....	111
Figura 41 –Gráfico de comparação dos coeficientes de variação das atualizações para a análise contemplando o Setor 2, tendo como base os métodos avaliados .....	112
Figura 42 –Gráfico de comparação dos coeficientes de variação das atualizações para a análise contemplando o Setor 3, tendo como base os métodos avaliados .....	112
Figura 43 –Gráfico de comparação entre os Indicadores de Falha (D) e os Coeficientes de Variação Atualizados, considerando o Método de Aoki-Velloso.....	114
Figura 44 –Gráfico de comparação entre os Indicadores de Falha (D) e os Coeficientes de Variação Atualizados, considerando o Método de Decourt-Quaresma .....	115
Figura 45 –Gráfico de comparação entre os Indicadores de Falha (D) e os Coeficientes de Variação Atualizados, considerando o Método de Velloso.....	116

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de F1 e F2 (Aoki e Velloso, 1975): .....	23
Tabela 2 – Valores de F1 e F2 (Aoki e Velloso, 1975): .....	23
Tabela 3 – Valores de C (Décourt e Quaresma, 1978): .....	24
Tabela 4 – Valores exemplificados de a, b, x e y (Velloso, 1981): .....	27
Tabela 5 – Valores de Jc (Rausche, Goble e Likins, 1985):.....	37
Tabela 6 – Relação de sondagens executadas na área estudada.....	54
Tabela 7 – Especificações técnicas da estaca do estudo. ....	59
Tabela 8 – Dados das estacas analisadas.....	60
Tabela 9 – Valores “a priori” Aoki-Velloso (Com embuchamento).....	63
Tabela 10 – Valores “a priori” Aoki-Velloso (Sem embuchamento).....	64
Tabela 11 – Parâmetros da distribuição “a priori” da resistência do solo estimada a partir do método de Aoki-Velloso. ....	65
Tabela 12 – Parâmetros da distribuição “a priori” da resistência do solo estimada a partir do método de Aoki-Velloso, Setor 1.....	66
Tabela 13 – Parâmetros da distribuição “a priori” da resistência do solo estimada a partir do método de Aoki-Velloso, Setor 2.....	66
Tabela 14 – Parâmetros da distribuição “a priori” da resistência do solo estimada a partir do método de Aoki-Velloso, Setor 3.....	66
Tabela 15 – Valores “a priori” Decourt-Quaresma (Com embuchamento).....	67
Tabela 16 – Valores “a priori” Decourt-Quaresma (Sem embuchamento) .....	67
Tabela 17 – Parâmetros da distribuição “a priori” da resistência do solo estimada a partir do método de Decourt-Quaresma.....	69
Tabela 18 – Parâmetros da distribuição “a priori” da resistência do solo estimada a partir do método de Decourt-Quaresma, Setor 1. ....	70
Tabela 19 – Parâmetros da distribuição “a priori” da resistência do solo estimada a partir do método de Decourt-Quaresma, Setor 2. ....	70
Tabela 20 – Parâmetros da distribuição “a priori” da resistência do solo estimada a partir do método de Decourt-Quaresma, Setor 3. ....	70
Tabela 21 – Valores “a priori” Velloso (Com embuchamento).....	71
Tabela 22 – Valores “a priori” Velloso (Sem embuchamento).....	72

Tabela 23 – Parâmetros da distribuição “a priori” da resistência do solo estimada a partir do método de Velloso.....	73
Tabela 24 – Parâmetros da distribuição “a priori” da resistência do solo estimada a partir do método de Velloso, Setor 1. ....	74
Tabela 25 – Parâmetros da distribuição “a priori” da resistência do solo estimada a partir do método de Velloso, Setor 2. ....	74
Tabela 26 – Parâmetros da distribuição “a priori” da resistência do solo estimada a partir do método de Velloso, Setor 3. ....	74
Tabela 27 – Valores obtidos através do CAPWAP.....	76
Tabela 28 – Parâmetros da distribuição normal da função de verossimilhança.....	77
Tabela 29 – Parâmetros da distribuição normal da função de verossimilhança, considerando apenas o Setor 1.....	77
Tabela 30 – Parâmetros da distribuição normal da função de verossimilhança, considerando apenas o Setor 2.....	77
Tabela 31 – Parâmetros da distribuição normal da função de verossimilhança, considerando apenas o Setor 3.....	78
Tabela 32 – Parâmetros da distribuição “a posteriori” da capacidade de carga do solo para o método de Aoki-Velloso, para todos os Setores. ....	79
Tabela 33 – Parâmetros da distribuição “a posteriori” da capacidade de carga do solo para o método de Aoki-Velloso, apenas Setor 1. ....	81
Tabela 34 – Parâmetros da distribuição “a posteriori” da capacidade de carga do solo para o método de Aoki-Velloso, apenas Setor 2. ....	83
Tabela 35 – Parâmetros da distribuição “a posteriori” da capacidade de carga do solo para o método de Aoki-Velloso, apenas Setor 3. ....	85
Tabela 36 – Parâmetros da distribuição “a posteriori” da capacidade de carga do solo para o método de Decourt-Quaresma, para todos os Setores. ....	87
Tabela 37 – Parâmetros da distribuição “a posteriori” da capacidade de carga do solo para o método de Decourt-Quaresma, apenas Setor 1.....	89
Tabela 38 – Parâmetros da distribuição “a posteriori” da capacidade de carga do solo para o método de Decourt-Quaresma, apenas Setor 2.....	91
Tabela 39 – Parâmetros da distribuição “a posteriori” da capacidade de carga do solo para o método de Decourt-Quaresma, apenas Setor 3.....	93
Tabela 40 – Parâmetros da distribuição “a posteriori” da capacidade de carga do solo para o método de Velloso, para todos os Setores.....	95

Tabela 41 – Parâmetros da distribuição “a posteriori” da capacidade de carga do solo para o método de Velloso, apenas Setor 1. ....	97
Tabela 42 – Parâmetros da distribuição “a posteriori” da capacidade de carga do solo para o método de Velloso, apenas Setor 2. ....	99
Tabela 43 – Parâmetros da distribuição “a posteriori” da capacidade de carga do solo para o método de Velloso, apenas Setor 3. ....	101
Tabela 44 – Comparação dos indicadores de qualidade das atualizações referente a análise considerando todos os setores. ....	105
Tabela 45 – Comparação dos indicadores de qualidade das atualizações referente a análise considerando apenas o Setor 1. ....	105
Tabela 46 – Comparação dos indicadores de qualidade das atualizações referente a análise considerando apenas o Setor 2. ....	106
Tabela 47 – Comparação dos indicadores de qualidade das atualizações referente a análise considerando apenas o Setor 3. ....	106

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	<i>Associação Brasileira de Normas Técnicas</i>
CAPWAP	<i>Case Pile Wave Analysis Program</i>
CPT	<i>Cone Penetration Test</i>
CPTu	<i>Cone Penetration Test com medida de poropressão</i>
FEN	<i>Faculdade de Engenharia</i>
FOSM	<i>First Order Second Moment</i>
MEF	Método dos Elementos Finitos
NA	Nível d'água
NT	Nível do terreno
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>

## LISTA DE SÍMBOLOS

$A_l$	Área lateral do fuste da estaca
$A_p$	Área da ponta da estaca
$c$	Velocidade de propagação da onda
$D$	Índice de falha
$E$	Módulo de elasticidade
$F_1$	Força na seção instrumentada no instante $t_1$
$F_2$	Força na seção instrumentada no instante $t_2$
$f_{ui}$	Aderência ou atrito, lateral média aferida na haste do ensaio de cone
$J_m$	Fator de amortecimento do solo lateral
$J_p$	Fator de amortecimento do solo da ponta
$J_{smith}$	Coefficiente de amortecimento de Smith
$K$	Rigidez do sistema solo
$L$	Comprimento da estaca
$N_{SPT}$	Resistência à penetração do ensaio SPT brasileiro
$Q$	Quake
$R_d$	Resistência dinâmica produzida pelo solo
$R_e$	Resistência estática produzida pelo solo
$R_l$	Resistência mobilizada pelo atrito lateral
$R_p$	Resistência mobilizada pela ponta da estaca
$R_t$	Reação total produzida pelo solo
$u$	Perímetro da seção transversal da estaca
$\mu_Q$	Valor esperado da resistência atualizada das estacas ensaiadas
$\mu_Q^P$	Valor esperado da resistência estimada pelos métodos de capacidade de carga
$\mu_Q^L$	Valor obtido a parti da provas de carga
$V_p$	Velocidade da ponta da estaca
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$V_1$	Velocidade no instante $t_1$
$V_2$	Velocidade no instante $t_2$
$W$	Peso do martelo

Z	Impedância da estaca
$\sigma_Q^2$	Variância da distribuição atualizada da resistência das estacas ensaiadas
$\sigma_Q^{2L}$	Variância da distribuição prevista pelos métodos de capacidade de carga
$\sigma_Q^{2P}$	Variância obtida a partir das provas de carga

## SUMÁRIO

<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>19</b>
<b>1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>22</b>
1.1 Métodos Estáticos para Previsão de Capacidade de Carga .....	22
1.1.1 Método de Aoki e Velloso (1975).....	22
1.1.2 Método de Décourt e Quaresma (1978) e Décourt (1982).....	24
1.1.3 Método de Velloso (1981).....	25
1.2 Métodos Dinâmicos para Controle de Execução .....	27
1.2.1 Ensaio de Carregamento Dinâmico .....	28
1.2.2 Teoria da Equação da Onda – Modelo de Smith (1960).....	30
1.2.3 Métodos de Análise dos Sinais Coletados.....	35
1.3 Aplicação da Teoria Bayesiana ao Estudo da Confiabilidade das Fundações.....	42
1.3.1 Atualização da Capacidade de Carga através da Metodologia de Bayes .....	43
1.3.2 Determinação da Capacidade de Carga “a priori”, Função de Verossimilhança e “a posteriori”.....	46
<b>2 CARACTERIZAÇÃO DO CASO EM ESTUDO</b> .....	<b>48</b>
2.1 Descrição da Obra.....	48
2.2 Geologia .....	50
2.3 Pedologia.....	52
2.4 Caracterização Geotécnica.....	54
2.5 Caracterização das Estacas .....	59
<b>3 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA A PRIORI</b> .....	<b>61</b>
3.1 Resultados das Análises para o Método de Aoki-Velloso.....	63
3.2 Resultados das Análises para o Método de Decourt-Quaresma .....	67
3.3 Resultados das Análises para o Método de Velloso.....	71
<b>4 ANÁLISE DOS ENSAIOS DE CARREGAMENTO DINÂMICO – DETERMINAÇÃO DA FUNÇÃO DE VEROSSIMILHANÇA</b> .....	<b>75</b>
<b>5 ATUALIZAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA</b> .....	<b>79</b>
5.1 Resultados das Atualizações para o Método de Aoki-Velloso .....	79
5.2 Resultados das Atualizações para o Método de Decourt-Quaresma .....	87
5.3 Resultados das Atualizações para o Método de Velloso (1981).....	95
<b>6 INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS</b> .....	<b>104</b>

6.1	Verificação da Qualidade das Atualizações.....	104
6.2	Comparação entre os Resultados das Atualizações pelos Diferentes Métodos de Cálculo.....	107
6.3	Relação entre os Indicadores de Falha e os Coeficientes de Variação Atualizados para o Caso Estudado.....	113
<b>7</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....</b>	<b>118</b>
7.1	Conclusões.....	118
7.2	Sugestões para pesquisas futuras.....	121
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>122</b>
	<b>ANEXO A – DADOS DAS SONDAgens .....</b>	<b>126</b>
	<b>ANEXO B – LOCAÇÃO DAS SONDAgens .....</b>	<b>156</b>
	<b>ANEXO C – RESULTADO DAS ANÁLISES PARA A ESTACA TÍPICA (E-29) DO SETOR 3 PARA OS MÉTODOS DE AOKI-VELLOSO, DECOURT-QUARESMA E VELLOSO .....</b>	<b>159</b>
	<b>ANEXO D – DADOS DOS ENSAIOS DE CARREGAMENTO DINÂMICO .....</b>	<b>161</b>

## INTRODUÇÃO

### Relevância e Objetivos

O comportamento do maciço de solo presente na natureza sobre os quais são apoiadas as construções de engenharia civil sempre foi um desafio nas previsões da engenharia geotécnica. O dimensionamento de projetos geotécnicos de fundações sempre se utilizou de variados métodos, sejam eles empíricos, semi-empíricos, ou teóricos, para alcançar estimativas razoáveis de segurança em suas estruturas. Em um âmbito onde a incerteza é habitual, a adoção de fatores de segurança elevados é usual, de maneira a mitigar as inúmeras possibilidades de falhas decorrentes da interação solo-estrutura.

As fundações profundas, em geral as estacas, são influenciadas por diversos aspectos em relação à sua capacidade de carga. Os métodos executivos, a variabilidade natural do solo, dados com baixa confiabilidade, influência do tempo, entre outros, são fatores que atuam diretamente na estimativa de capacidade de carga de uma determinada fundação. As estacas, especificamente, apresentam comportamentos diferentes dependendo do procedimento de execução, seja logo após ou muito tempo após seu processo de implantação.

Tendo em vista a enorme variabilidade de resultados aferidos em provas de carga executadas em campo, esta dissertação objetiva a atualização da resistência do solo, total, por atrito lateral e de ponta, mobilizada durante a cravação. Utilizam-se como procedimento de análise os conceitos da atualização Bayesiana. As estimativas de capacidade de carga obtidas através de alguns métodos propostos são consideradas como distribuições “a priori”, podendo ser corrigidas através da função de verossimilhança, obtida pelos resultados de provas de carga dinâmicas executadas no campo. Com base em tais dados, calcula-se a atualização da distribuição da capacidade de carga, chamada de distribuição “a posteriori”.

A metodologia descrita é aplicada para um grupo de estaqueamentos executados em loteamentos adjacentes, em Sepetiba, na região da Zona Oeste do Rio de Janeiro. Escolheram-se para as análises as estacas em que foram executados ensaios de carregamento dinâmico.

## **Motivação**

A disponibilidade de um amplo banco de dados referentes a estacas ensaiadas possibilitou o desenvolvimento deste estudo. O autor teve a oportunidade de trabalhar no projeto e no acompanhamento da obra, de maneira que os registros foram disponibilizados para o desenvolvimento da pesquisa.

A motivação surgiu a partir da verificação, in-situ, dos resultados referentes aos ensaios de carregamento dinâmico que destoavam, significativamente, em alguns casos, das previsões realizadas por intermédio de métodos semi-empíricos clássicos para dimensionamento. Dessa maneira, diante da possibilidade de avaliar a aleatoriedade das principais variáveis envolvidas nos modelos de cálculo empregados nas estimativas “a priori”, emprega-se uma metodologia de cálculo objetivando a redução das incertezas, com base no registro dos ensaios de carregamento dinâmico e, assim, calculando uma estimativa “a posteriori”. O processo almeja contribuir para um melhor julgamento a respeito do comportamento de estacas pré-moldadas cravadas.

## **Estrutura da dissertação**

Após esta introdução apresenta-se, no Capítulo 1, uma revisão bibliográfica onde são descritos alguns métodos usualmente utilizados no dimensionamento de estacas. Seguidamente, exibem-se os conceitos básicos do ensaio de carregamento dinâmico, sua formulação teórica resumida e as ferramentas utilizadas para interpretação dos sinais obtidos. Por fim expõe-se a aplicação da teoria Bayesiana ao estudo da confiabilidade das fundações.

O Capítulo 2 resume os registros da obra, caracterizando a geologia, a pedologia, a estratigrafia típica e as estacas ensaiadas.

O Capítulo 3 engloba a estimativa “a priori” da resistência do solo a partir dos três métodos semi-empíricos adotados.

O Capítulo 4 apresenta os cálculos referentes à função de verossimilhança, obtidos através da interpretação dos ensaios de carregamento dinâmico.

A atualização da capacidade de carga do solo, “a posteriori”, com base nas estimativas “a priori” e na função de verossimilhança, é apresentada no Capítulo 5.

O Capítulo 6 compreende as interpretações gerais dos resultados calculados, verificando a qualidade das atualizações e comparando os valores obtidos para cada método supracitado.

Por fim, o Capítulo 7 resume as principais conclusões do estudo, bem como propõe algumas sugestões para trabalhos futuros neste âmbito.

## 1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 1.1 Métodos Estáticos para Previsão de Capacidade de Carga

A NBR-6122 / 2010 relata que a capacidade de carga de fundações profundas pode ser obtida por provas de cargas, métodos dinâmicos e métodos estáticos.

Os métodos estáticos assumem que a capacidade de carga de uma estaca é dada por considerações que estimam as forças de resistência à compressão do solo na ponta da estaca e a resistência mobilizada ao longo do fuste por atrito. Estes métodos são segmentados em alguns tipos específicos, descritos a seguir:

- Teóricos – calculados a partir das teorias desenvolvidas dentro da Mecânica dos solos;
- Empíricos e Semi-empíricos – calculados através de correlações com ensaios in-situ.

O presente estudo descreve os métodos estáticos, semi-empíricos, baseados nos ensaios de SPT e CPT, desenvolvidos por Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Velloso (1981).

#### 1.1.1 Método de Aoki e Velloso (1975)

A capacidade de carga das estacas é avaliada indiretamente, através de correlações definidas para solos brasileiros. Desenvolvida por intermédio de estudos que contemplam o comparativo entre resultados de provas de carga em estacas, o índice de  $N_{SPT}$  de penetração do amostrador da sondagem (SPT) e os parâmetros de resistência aferidos em ensaios de penetração estática (CPT).

A formulação matemática para resistência de ponta, expressa em MPa, é obtida através da correlação com a resistência de ponta do ensaio CPT, equação (1).

$$R_p = \frac{k \times N_{spt}}{F_1} \quad (1)$$

Para a resistência por atrito lateral, apresenta-se a formulação matemática baseada em correlações estabelecidas por Begemann (1965), obtida através do ensaio CPT. Desta maneira têm-se:

$$R_l = \frac{\alpha \times k \times N_{spt}}{F_2} \quad (2)$$

De maneira a considerar a diferença de comportamento entre a estaca e o cone, foram inseridos coeficientes F1 e F2, determinados a partir de comparações com dados de provas de carga estáticas. Estes coeficientes representam os fatores de escala e execução para cada tipo específico de estaca. A Tabela 1 apresenta os valores destes coeficientes.

Tabela 1 – Valores de F1 e F2 (Aoki e Velloso, 1975):

<b>Tipo de Estaca</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>
<b>Franki</b>	2,50	5,00
<b>Metálica</b>	1,75	3,50
<b>Pré-moldada de concreto</b>	1,75	3,50

A Tabela 2 apresenta os valores de k e  $\alpha$  para variados tipos de solo:

Tabela 2 – Valores de k e  $\alpha$  (Aoki e Velloso, 1975):

<b>Tipo de Solo</b>	<b>k (MPa)</b>	<b><math>\alpha</math> (%)</b>
<b>Areia</b>	1,00	1,40
<b>Areia Siltosa</b>	0,80	2,00
<b>Areia Silto-argilosa</b>	0,70	2,40
<b>Areia Argilosa</b>	0,60	3,00
<b>Areia Argilo-siltosa</b>	0,50	2,80
<b>Silte</b>	0,40	3,00
<b>Silte Arenoso</b>	0,55	2,20
<b>Silte Areno-argiloso</b>	0,45	2,80
<b>Silte Argiloso</b>	0,23	3,40
<b>Silte Argilo-arenoso</b>	0,25	3,00
<b>Argila</b>	0,20	6,00
<b>Argila Arenosa</b>	0,35	2,40
<b>Argila Areno-siltosa</b>	0,30	2,80
<b>Argila Siltosa</b>	0,22	4,00
<b>Argila Silto-arenosa</b>	0,33	3,00

A fórmula geral para o cálculo da capacidade de carga de uma estaca é dada pela equação (3).

$$R = A_p \frac{k \times N_{spt}}{F_1} + A_l \frac{\alpha \times k \times N_{spt}}{F_2} \quad (3)$$

### 1.1.2 Método de Décourt e Quaresma (1978) e Décourt (1982)

O procedimento expedito, desenvolvido por Decourt e Quaresma (1978), apresenta uma avaliação de capacidade de carga das estacas, diretamente, através de correlações entre o índice de  $N_{SPT}$  de penetração do amostrador da sondagem SPT e a carga de recalque limite ou de ruptura.

Inicialmente, o método foi desenvolvido para estacas do tipo pré-moldadas de concreto cravadas, sendo estendido posteriormente a outros tipos de estaca, por Decourt (1982). No presente estudo, o tipo de estaca abordado é a pré-moldada de concreto cravada.

A resistência de ponta é obtida considerando-se a média aritmética dos valores de  $N_{SPT}$  correspondentes à ponta da estaca, e os valores imediatamente anterior e posterior, por intermédio da seguinte formulação:

$$R_p = C \times \frac{N_{ponta} + N_{anterior} + N_{posterior}}{3} \times A_p \quad (4)$$

O coeficiente empírico do solo da ponta,  $C$ , é indicado na Tabela 3:

Tabela 3 – Valores de  $C$  (Décourt e Quaresma, 1978):

<b>Tipo de Solo</b>	<b>C (kN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Argilas</b>	120
<b>Siltes Argilosos</b>	200
<b>Siltes Arenosos</b>	250
<b>Areias</b>	400

Em relação à resistência por atrito lateral, consideram-se os valores de SPT obtidos ao longo do fuste da estaca. Calcula-se a média dos valores contemplados ao longo do fuste, de maneira a obter a adesão média. Ao contrário de outros métodos, não se faz a distinção quanto ao tipo de solo. A resistência ao atrito lateral na ruptura é expressa da seguinte maneira:

$$R_l = 10 \times \left( \frac{\bar{N}}{3} + 1 \right) \times A_l \quad (5)$$

Como premissa para determinação do valor médio  $\bar{N}$ , consideram-se os valores de  $N_{SPT}$  menores que 3 iguais a 3 e, para os valores de  $N_{SPT}$  maiores que 50, adota-se 50.

A expressão final para cálculo da capacidade de carga à ruptura de uma estaca, é apresentada a seguir:

$$R = C \times \frac{N_{ponta} + N_{anterior} + N_{posterior}}{3} \times A_p + 10 \times \left( \frac{\bar{N}}{3} + 1 \right) \times A_l \quad (6)$$

### 1.1.3 Método de Velloso (1981)

A avaliação da capacidade de carga de uma estaca, segundo aquele autor, é fundamentada em resultados de sondagens à percussão, por intermédio de correlações com o ensaio de penetração estático, CPT.

A capacidade de suporte do solo sob a ponta da estaca é dada pela equação (7).

$$R_p = A_p \times \omega \times \beta \times q_u \quad (7)$$

Onde:

$\omega$  = coeficiente relacionado a forma de execução da estaca; 1,0 para estacas cravadas e 0,5 para estacas escavadas.

$\beta$  = fator de dimensão da base da estaca: 0 para estacas tracionadas e  $\left[ 1,016 - 1,016 \left( \frac{D_b}{D_c} \right) \right]$  para estacas comprimidas, onde  $D_b$  corresponde ao diâmetro da ponta da estaca e  $D_c$  ao diâmetro da ponta do cone do ensaio de CPT.

$q_u$  = tensão de ruptura do solo sob a base da estaca.

Em relação a capacidade de suporte do solo por atrito lateral, utiliza-se a seguinte formulação:

$$R_l = u \times \omega \times \lambda \times \sum (l_i \times f_{ui}) \quad (8)$$

Onde:

$u$  = perímetro da seção transversal da estaca

$\omega$  = coeficiente relacionado à forma de execução da estaca; 1,0 para estacas cravadas e 0,5 para estacas escavadas.

$\lambda$  = fator de carregamento; 1,0 para estacas solicitadas a compressão e 0,7 para estacas solicitadas tração.

$f_{ui}$  = Aderência lateral média para cada camada de solo, com espessura  $l$ , em contato com fuste da estaca.

Com a disponibilidade de resultados de ensaios de penetração de cone, adotam-se os seguintes valores:

$$f_{ui} = f_c \quad (9)$$

$$q_u = \frac{(q_{c1} + q_{c2})}{2} \quad (10)$$

Onde:

$f_{ui}$  = Aderência ou atrito, lateral média aferida na haste do ensaio de cone.

$q_{c1}$  = Média dos valores medidos da resistência de ponta,  $q_c$ , no ensaio de cone, para uma espessura igual a 8 diâmetros da estaca, imediatamente acima do nível onde está localizada a ponta da estaca. Adotam-se valores nulos de  $q_c$ , quando o comprimento da estaca for menor que 8 diâmetros do fuste.

$q_{c2}$  = Média dos valores medidos da resistência de ponta,  $q_c$ , no ensaio de cone, para uma espessura igual a 3,5 diâmetros da estaca, imediatamente abaixo do nível onde está localizada a ponta da estaca.

Ocorrendo a disponibilidade de, apenas, resultados de ensaios à percussão do tipo SPT, obtêm-se, através de correlações, as seguintes equações:

$$f_{ui} = xN^y \quad (11)$$

$$q_u = aN^b \quad (12)$$

Onde:

$N$  = índice de  $N_{SPT}$  de penetração do amostrador da sondagem SPT.

a, b, x, y = parâmetros de correlação a serem definidos para o solo do local da obra.

Velloso (1981) apresenta os valores dos coeficientes obtidos com base nos dados de duas regiões, a Refinaria Duque de Caxias (REDUC), no Rio de Janeiro, e na área da Açominas, em Minas Gerais. A Tabela 4 exemplifica estes valores.

Tabela 4 – Valores exemplificados de a, b, x e y (Velloso, 1981):

Tipo de Solo	Ponta		Atrito lateral	
	a (kPa)	b	x (kPa)	y
<b>Areias sedimentares submersas (*)</b>	600	1	5	1
<b>Argilas sedimentares submersas (*)</b>	250	1	6,3	1
<b>Solos residuais de gnaiss arenos-siltosos submersos (*)</b>	500	1	8,5	1
<b>Solos residuais de gnaiss silto-arenosos submersos (*)</b>	400	1	8,0	1
<b>Solos residuais de gnaiss silto-arenosos submersos (**)</b>	470	0,96	12,1	0,74

\*Dados adquiridos na área da Refinaria Duque de Caxias/RJ. \*\*Dados adquiridos na área da Açominas/MG.

## 1.2 Métodos Dinâmicos para Controle de Execução

O controle de execução de estacas, por intermédio de métodos dinâmicos, é considerado, até os dias atuais, objeto de muito debate no meio da engenharia de fundações, principalmente em relação ao aspecto de avaliação de capacidade de carga de estacas cravadas.

Conforme citado por Whitaker e Bullen (1981), Weisbach (1820) apresentou a primeira fórmula dinâmica para determinação da capacidade de carga última de uma estaca através do uso da energia de impacto. Até 1955, já se observava um número considerável de fórmulas dinâmicas cadastradas na Revista Engineering News Record, cerca de 452, para avaliação da capacidade de carga em estacas cravadas.

Na década de 60, a utilização da Teoria de Propagação de Ondas, proposta por Smith (1960), possibilitou o desenvolvimento significativo da interpretação do fenômeno de cravação de estacas, originando-se modelos numéricos representativos acerca dos dados obtidos em campo pelo sistema PDA (Pile Driving Analyser).

A NBR 6122 / 2010 descreve os Métodos Dinâmicos como métodos de estimativa de capacidade de carga de fundações profundas, fundamentados em

“Fórmulas Dinâmicas” e formulações numéricas que se utilizam da “Equação da Onda”.

### 1.2.1 Ensaio de Carregamento Dinâmico

Segundo a NBR 13208 / 2007, o Ensaio de Carregamento Dinâmico utiliza-se da conversão dos sinais obtidos pelo ensaio em força e velocidade, para avaliar a resistência mobilizada na interface solo estaca, as tensões máximas de compressão e tração ao longo do elemento, a integridade estrutural da estaca e a eficiência do sistema de impacto.

A realização do ensaio é executada com um conjunto de equipamentos e instrumentos que permitem a aquisição e tratamento dos registros de campo. Quando realizada a aplicação do carregamento dinâmico axial, a aquisição dos registros originados se dá por meio da utilização de um par de transdutores de deformação específica, conjugados com um par de acelerômetros fixados numa seção próxima ao topo da estaca. Estes dispositivos são implantados em uma seção adjacente ao topo da estaca, apresentando-se em configurações diametralmente opostas, de maneira que possibilite a compensação de possíveis efeitos de excentricidade e flexão quando da aplicação do golpe do martelo. A Figura 1 ilustra o conjunto básico de equipamentos e instrumentos para execução do ensaio.

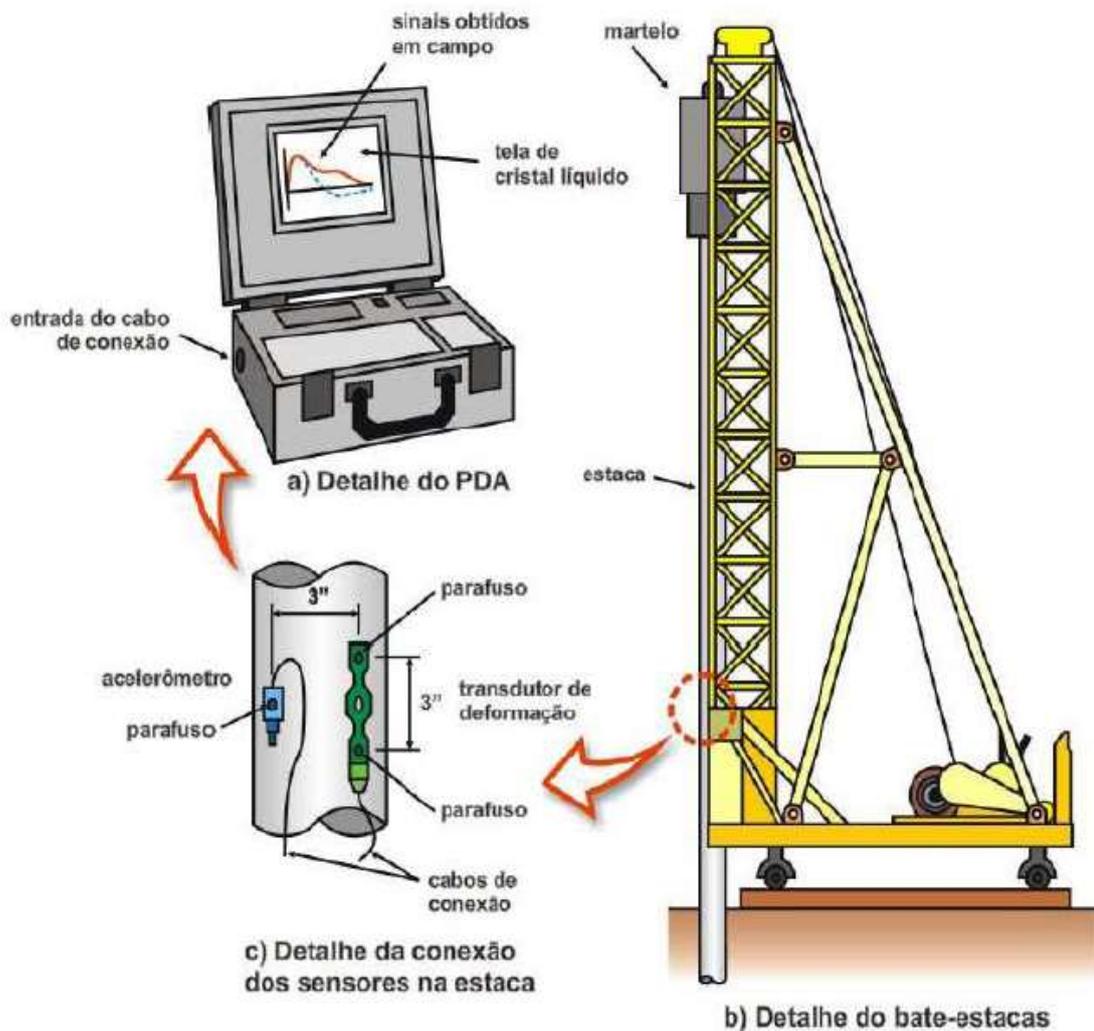


Figura 1 – Instrumentos utilizados para aquisição de dados no Ensaio de Carregamento Dinâmico (Rosa, 2000)

A aplicação de golpes de martelo no topo da estaca desenvolve uma onda de tensão que permite, a partir dos sinais aferidos, a utilização de diversos métodos consagrados na engenharia de fundações. Segundo a NBR 13208 / 2007, o processamento de dados obtidos em ensaios dinâmicos poderá ser feito por intermédio dos métodos CASE (simplificado) e CAPWAP (numérico), estes, baseados na teoria da equação da onda.

Conforme Aoki (1997), a repetição de inúmeros golpes do martelo utilizando uma mesma energia é equivalente a um único impacto, de maneira que qualquer estaca pode ser ensaiada com um ou diversos golpes. Tendo em vista tal questão, não é possível construir uma curva de resistência versus deslocamento, uma vez que

se dispõe de apenas um ponto da curva. Destarte, Aoki (1989) apresentou um procedimento para o ensaio de carregamento dinâmico utilizando energia crescente. Uma vez que a resistência do solo à penetração de uma estaca é proporcional à energia aplicada no sistema estaca-solo, os limites de resistência disponíveis para o conjunto podem ser alcançados (Aoki; Nyiama 1991).

### 1.2.2 Teoria da Equação da Onda – Modelo de Smith (1960)

A onda de compressão provocada pela aplicação de um carregamento dinâmico sobre a cabeça de uma estaca se propaga de maneira axial ao longo do elemento, mobilizando-a gradualmente ao longo da profundidade. Originam-se, então, reflexões parciais ou totais da onda gerada, sejam elas de compressão e/ou tração. Dessa maneira, verifica-se que o esforço atuante em um determinado trecho transversal da estaca, durante o processo de cravação, está relacionado à superposição das ondas atuantes, em um determinado espaço de tempo considerado (Rosa, 2000).

A aplicação de uma onda gerada no topo da estaca, sob forma de uma onda longitudinal e unidimensional, é quantificada pela teoria unidimensional de propagação da onda, no sentido descendente, inicialmente, e em um período posterior, no sentido ascendente, conforme apresentado por Smith (1960).

A equação da onda, como utilizada nas mais recentes formulações dinâmicas de controle de estacas, foi desenvolvida por Saint-Venant, em 1866, objetivando o estudo do impacto atuante em uma extremidade de barra unidimensional. Tendo em vista que a cravação de uma estaca está um pouco distante da proposta inicial do método, onde se considera, para um modelo simplificado, o impacto isolado e simples entre dois corpos(barras), Smith (1960) apresenta uma evolução no modelo empregado, fornecendo uma discretização fundamentada em elementos de massas e molas para as estacas analisadas. Fisicamente, esta formulação é mais coerente quando comparada ao fenômeno de transmissão de ondas de tensão ao longo de uma estaca.

A formulação matemática do fenômeno de propagação de onda caracteriza-se por certa complexidade, não cabendo neste estudo a realização de um aprofundamento mais significativo. Assim, objetivando indicar os aspectos mais

práticos de sua aplicação, os conceitos matemáticos são abordados de forma mais simplificada.

A equação da propagação unidimensional de uma onda é descrita na equação (13), considerando o deslocamento da onda de tensão em uma barra sujeita a ação de um choque em uma das extremidades.

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \frac{\partial u}{\partial x^2} \quad (13)$$

Onde:

$u$  = deslocamento longitudinal de um ponto qualquer da barra;

$x$  = distância do ponto considerado à extremidade da barra;

$t$  = tempo;

$c$  = velocidade de propagação da onda, a qual depende das características do material.

No caso de considerar-se uma força compatível com a resistência do solo, insere-se a variável  $R$  à equação anterior:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \frac{\partial u}{\partial x^2} \pm R \quad (14)$$

Uma solução para a equação da onda foi apresentada por Smith (1960), considerando o método das diferenças finitas. As considerações do método permitem a avaliação da capacidade de carga última, tensões, acelerações, velocidades e deslocamentos em diversas regiões da estaca, para cada intervalo de tempo considerado. O método fundamenta-se, basicamente, na representação da estaca e do sistema de cravação através de um conjunto de molas e massas, as quais simulam a propagação de uma onda de tensão longitudinal, originada pelo impacto do martelo, e a resistência oferecida pelo solo, em sentido oposto, representada por um conjunto de molas e amortecedores. A Figura 2 ilustra o sistema considerado no método.

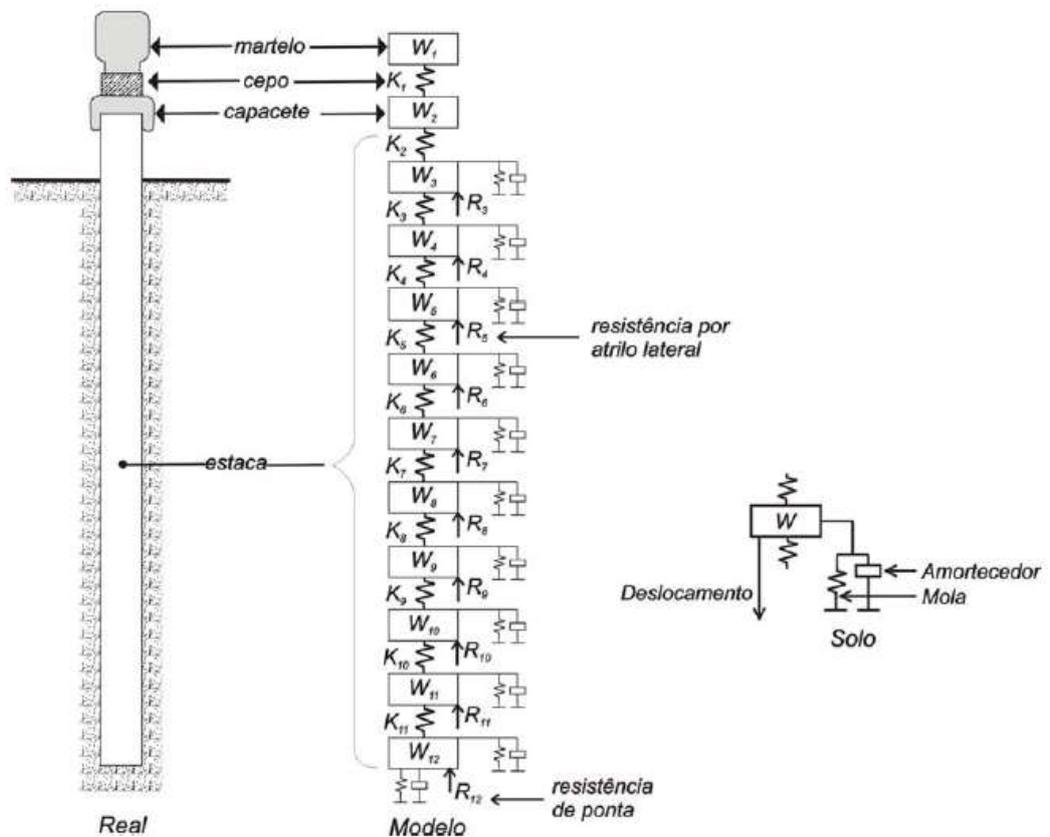


Figura 2 – Modelo do sistema solo-estaca (Niyama et al., 1982).

Conforme proposto por Smith (1960), durante a cravação de uma estaca, o solo provoca uma reação equivalente à soma de sua resistência estática e resistência dinâmica. A equação (15) exemplifica o descrito.

$$R_t = R_E + R_d \quad (15)$$

Onde:

$R_t$  = reação total produzida pelo solo;

$R_E$  = resistência estática produzida pelo solo;

$R_d$  = resistência dinâmica produzida pelo solo.

A resistência estática produzida pelo solo caracteriza-se pelo comportamento elastoplástico, de maneira que ocorrerão deformações elásticas até que se atinja a carga de ruptura. Denomina-se “Quake” (Q), a deformação quando se atinge este grau

de carregamento. Acima deste grau de carregamento o solo apresenta deformação plástica. A Figura 3 apresenta a característica deste comportamento, ilustrado pela declividade da reta relativa à rigidez do sistema estaca-solo, ou “K”.

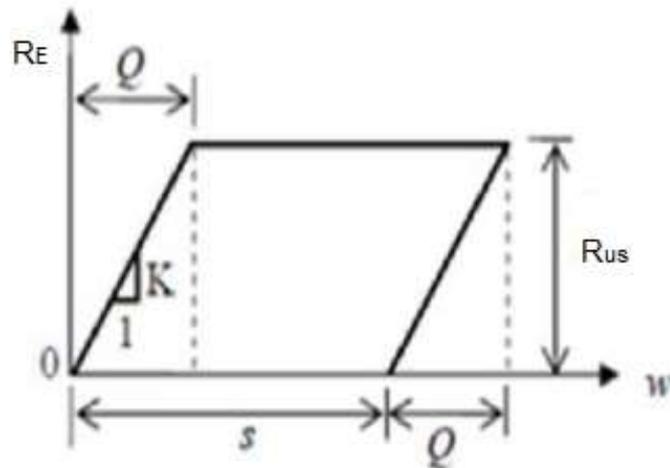


Figura 3 – Representação gráfica da parcela estática da reação do solo (Smith, 1960).

A reta representativa da rigidez do sistema estaca-solo tem coeficiente angular dado pela equação:

$$K = \frac{R_E}{w} = \frac{R_{us}}{Q} \quad (16)$$

Em relação à parcela dinâmica, Smith (1960) admite-a como proporcional à resistência estática e à velocidade do elemento da estaca. O coeficiente de amortecimento “ $J_s$ ”, proposto pelo autor, é exibido na Figura 4.

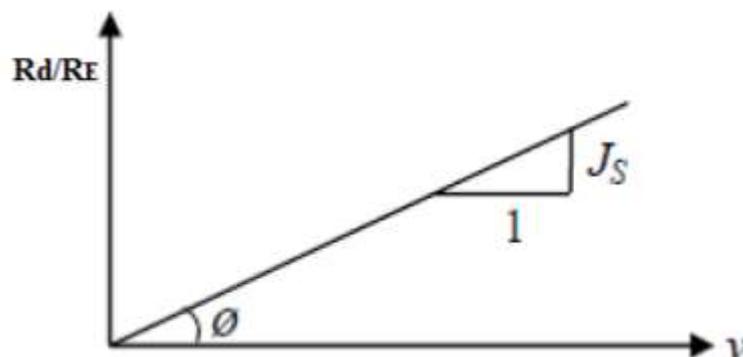


Figura 4 – Representação gráfica da parcela dinâmica da reação do solo (Smith, 1960).

A partir da Figura 4, têm-se:

$$\tan \phi = J_s = \frac{R_d/R_e}{v} \quad (17)$$

Sendo o carregamento ao qual o solo é submetido, de comportamento dinâmico, entende-se que sua reação possui uma componente viscosa e inercial. Segundo Smith (1960), a reação viscosa desenvolvida, depende, de maneira linear, da reação estática mobilizada e da velocidade de cravação da estaca no solo. A formulação matemática discriminada abaixo exemplifica a consideração.

$$R_d = R_e \times J_s \times v \quad (18)$$

Substituindo nas equações, têm-se:

$$R_t = R_e + R_d = Kw + KwJ_s v \quad (19)$$

Com base na equação acima, apresentam-se as formulações matemáticas referentes à reação dinâmica mobilizada durante a penetração dinâmica de estruturas no solo, como estacas, amostradores, entre outros.

$$R_t = \frac{R_{us}}{Q} \times w \times (1 + J_s \times v), \text{ quando } w < Q \quad (20)$$

$$R_t = R_{us} \times (1 + J_s \times v), \text{ quando } w \geq Q \quad (21)$$

Os diagramas exibidos na Figura 5, representam a reação carga-deslocamento no decorrer da passagem da onda de tensão. Onde, o sub-diagrama OABCEDF(a) representa o atrito lateral, e o sub-diagrama OABC(b) reflete a reação mobilizada pela ponta.

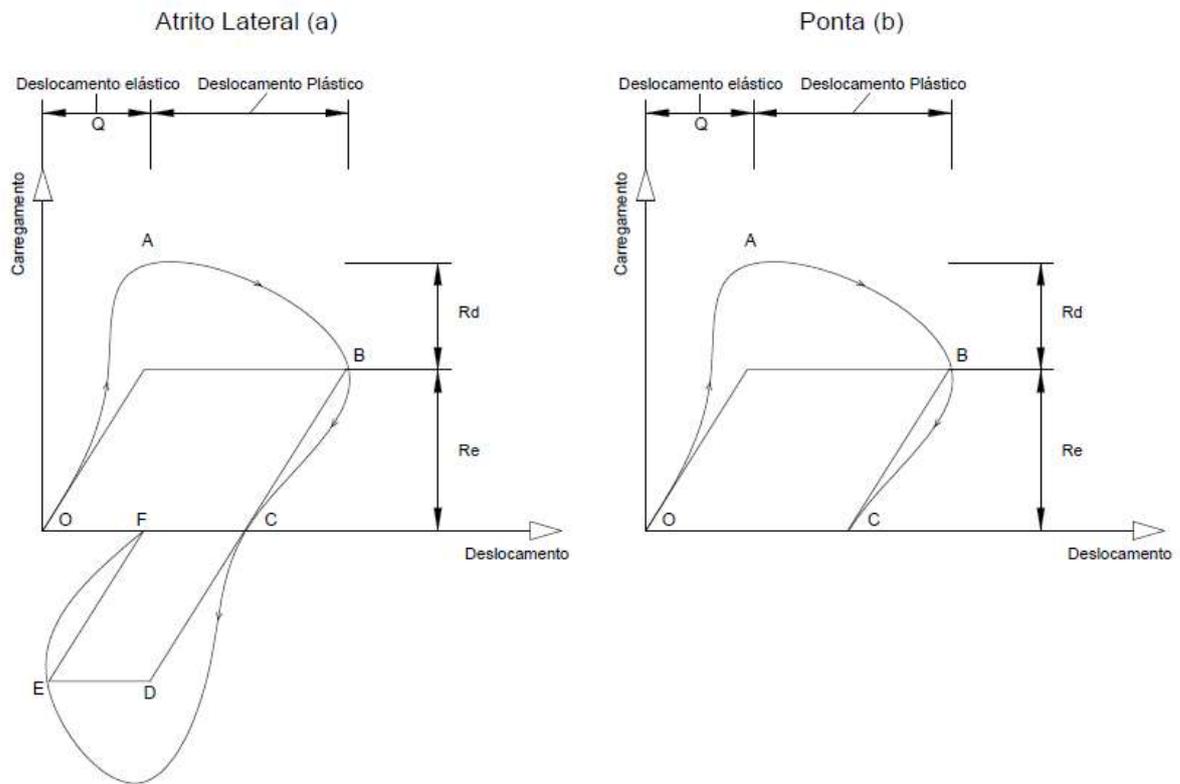


Figura 5 – Representação gráfica da parcela dinâmica da reação do solo (Smith, 1960).

O procedimento proposto por Smith (1960) ainda define o coeficiente de amortecimento “ $J_s$ ” como a relação entre a resistência dinâmica e a resistência estática do solo. Para o fator de amortecimento do solo de ponta ( $J_p$ ), admite-se um valor igual a 0,5seg/m, para quaisquer tipos de solo. Para o cálculo do fator de amortecimento para o atrito lateral, chamado de “ $J_m$ ”, utiliza-se a seguinte expressão:

$$J_m = \frac{J_p}{3} \quad (22)$$

### 1.2.3 Métodos de Análise dos Sinais Coletados

#### 1.2.3.1. Método CASE

O método CASE expressa uma solução matemática de configuração fechada, fundamentada em teorias simplificadas, como por exemplo:

- Comportamento plástico ideal do solo;
- Estaca idealmente elástica e uniforme;
- Atrito lateral mobilizado igual para ondas descendentes e ascendentes.

A partir do método, desenvolvido por pesquisadores da CASE RESERVE UNIVERSITY (EUA), é possível obter a estimativa da resistência estática mobilizada decorrente de um golpe do martelo, utilizando as leituras aferidas de força e velocidade em uma seção de uma estaca instrumentada.

A estimativa da capacidade de carga pelo método CASE é dada pela soma do atrito lateral e resistência de ponta. Desta maneira, apresenta-se a resistência total pela seguinte expressão:

$$R_t = \frac{1}{2}(F_1 + F_2) + \frac{EA}{2c}(V_1 - V_2) \quad (23)$$

Onde:

$F_1$  e  $V_1$  = Força e velocidade no tempo  $t_1$ , respectivamente;

$F_2$  e  $V_2$  = Força e velocidade no tempo  $t_1 + \frac{2L}{c}$ , respectivamente;

$L$  = Comprimento da estaca.

A partir do conhecimento da força total  $F(t)$  e a velocidade  $V(t)$ , aferidas no topo da estaca, a resistência à penetração no solo  $R_t$  poderá ser segmentada em uma parcela estática  $R_E$  e outra dinâmica  $R_d$ , analogamente ao descrito para o modelo de Smith (1960). Desta maneira, têm-se:

$$R_t = R_E + R_d \quad (24)$$

Para o cálculo da parcela dinâmica, utiliza-se o fator de amortecimento ( $J_c$ ) do solo, referente ao embutimento da ponta da estaca, correlacionado com a velocidade da ponta da estaca  $V_p$ , conforme exibido a seguir:

$$R_d(t) = J_c \times Z \times V_p \quad (25)$$

$$V_p = 2V_1 - \frac{R_t c}{EA} \quad (26)$$

$$R_d(t) = J_c \left( 2 \times \frac{EA}{c} \times V_1 - R_t \right) \quad (27)$$

Caso no tempo  $t_1 = 0$  não haja ondas ascendentes decorrentes de reflexões, há proporcionalidade entre a velocidade e a força da partícula, assim:

$$R_d(t) = J_c(2F_1 - R_t) \quad (28)$$

A resistência estática é obtida a partir da diferença entre a resistência total e a resistência dinâmica:

$$R_e(t) = R_t(t) + J_c(2F_1 - R_t(t)) \quad (29)$$

Conforme Rausche, Goble e Likins (1985), a constante de amortecimento do CASE,  $J_c$ , apresenta valores específicos para variados tipos de solo da ponta da estaca, apresentados na Tabela 5, obtidos através de comparações diretas entre provas de carga estáticas, interpretadas pelo Métodos de Davisson, e instrumentações dinâmicas. A carga mobilizada obtida pelo método CASE é altamente sensível à adoção do parâmetro chave de entrada,  $J_c$ , adotado pelo usuário.

Tabela 5 – Valores de  $J_c$  (Rausche, Goble e Likins, 1985):

<b>Tipo de Solo</b>	<b><math>J_c</math></b>
Areia	0,05 a 0,15
Areia Siltosa	0,15 a 0,25
Silte Arenoso	0,25 a 0,40
Silte Argiloso	0,40 a 0,60
Argila	0,60 a 1,00

Segundo Bernardes e Nordal (1991), dependendo da energia empregada durante o procedimento de execução do ensaio, o valor de amortecimento pode divergir desde os valores apresentados na Tabela 5, até medidas bastantes reduzidas, alcançando zero em alguns casos.

O método CASE, para previsão da capacidade de carga, considera a resistência atuando de maneira simultânea ao longo de toda a estaca (Aoki e Niyama, 1991). No caso de estacas longas, quando há grandes comprimentos cravados, que apresentam elevada resistência decorrente do atrito lateral, este método de cálculo pode depreciar a capacidade de carga durante as cravações mais difíceis, quando

ocorre o repique na cabeça da estaca. A velocidade no topo da estaca torna-se negativa previamente à chegada da onda refletida na ponta da estaca, no trecho superior da estaca. Ocorrendo tal situação, parte da estaca estará se deslocando para cima, ocasionando o descarregamento de uma parcela de resistência lateral, modificando os sinais das forças de atrito. Para este caso, deve ser feita uma correção.

#### 1.2.3.2. Método CAPWAP

O método CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program), foi desenvolvido paralelamente ao método CASE, por Rausche, em 1970. A ferramenta é baseada em um programa computacional que aplica os registros de força e velocidade obtidos no topo da estaca.

Segundo Danziger (1991), o primeiro trabalho que faz referência à aplicação dos registros de força e aceleração no cálculo da resistência mobilizada ao longo da estaca é o de Rausche et al. (1972), o qual expõe o procedimento do primeiro programa de computador utilizado para este fim.

O modelo assume como premissa que as forças de reação do solo são passivas, sendo demonstradas como função única do movimento da estaca. A reação do solo é configurada por componentes elasto-plásticas e visco-lineares. Desta maneira, o modelo adotado para o solo apresenta, para cada trecho de discretização da estaca, três incógnitas:

- A resistência estática limite;
- A deformação elástica máxima, ou *quake*;
- As constantes de amortecimento, ou *damping*;

Baseando-se no mesmo modelo matemático proposto por Smith (1960), a estaca é modelada como uma série de massas e molas, onde são aplicadas forças resistentes. Por intermédio de um cálculo iterativo, variam-se os parâmetros do solo, de maneira a obter uma concordância satisfatória entre a curva de força calculada e a curva medida no ensaio. O modelo computacional fornece como resultado a previsão da carga mobilizada durante o golpe do martelo, inclusive exibindo a distribuição ao longo da profundidade.

As Figuras 6 e 7 apresentam, respectivamente, o modelo representativo do método CAPWAP e o seu fluxograma.

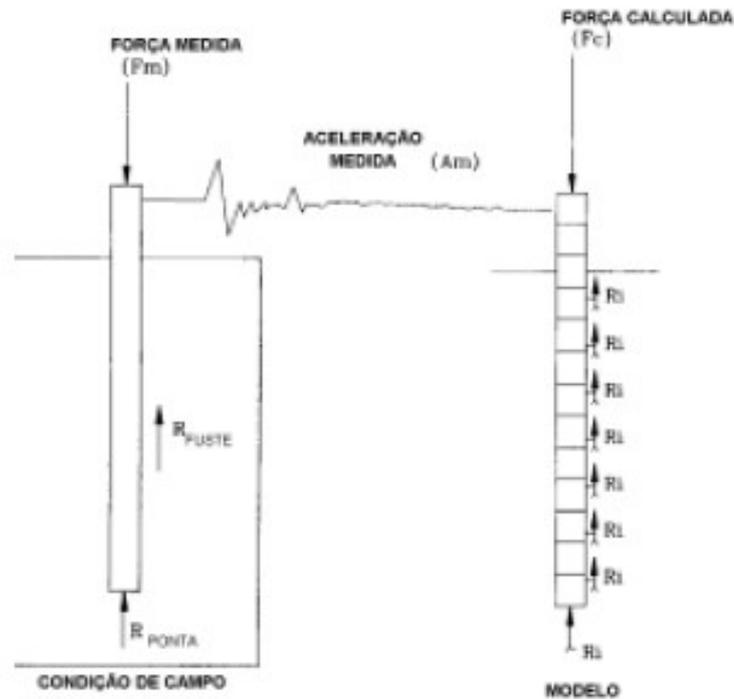


Figura 6 – Modelo representativo do método CAPWAP (Modificado Hanningan, 1990).

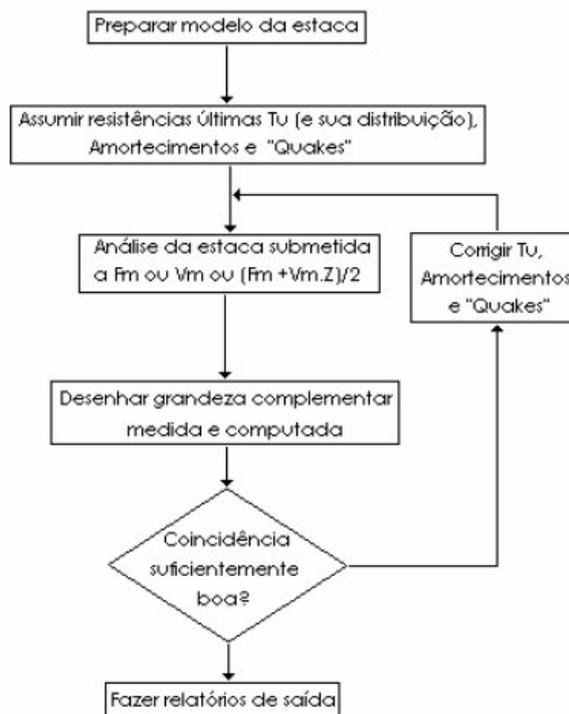


Figura 7 – Fluxograma do método CAPWAP (Alves, 2004).

O procedimento para ajuste das curvas aferidas e calculadas é balizado por inúmeros fatores relacionados à distribuição da resistência por atrito, ao modelo de resistência na ponta e à resistência última mobilizada. No decorrer do processo de iteração o programa examina a qualidade do ajuste, chamado de “match quality”, por intermédio das diferenças relativas às curvas medidas e calculadas. Quanto menor o valor do “match quality”, melhor o ajuste executado. A Figura 8 exibe um ajuste das curvas executado em cinco tentativas, demonstrando variados valores de “match quality”. Para as primeiras tentativas, modificou-se a distribuição da resistência na estaca instrumentada. Nas últimas tentativas ajustou-se o modelo do solo, modificando os parâmetros de descarregamento e sob a ponta.

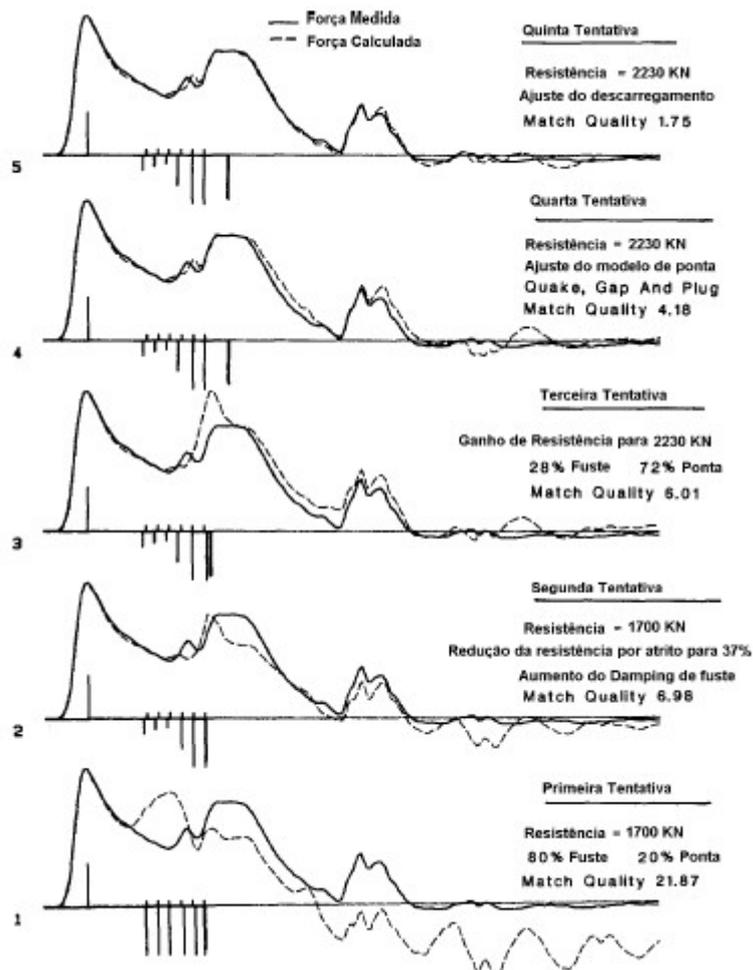


Figura 8 – Iterações para o ajuste das curvas de força (Modificado Hannigan, 1990).

Complementarmente, o programa CAPWAP permite a simulação do ensaio de carregamento estático, utilizando o modelo da estaca, a configuração de resistência do solo e a deformação elástica máxima (*quake*). A metodologia empregada para a simulação compreende na aplicação de incrementos de carga no topo da estaca e do cálculo da penetração da estaca, associando valores estáticos de resistência. Desta maneira, obtêm-se a curva carga-deslocamento, adotando o critério de resistência convencional de Davisson.

Uma vez obtido o melhor ajuste, o programa emite um produto final, ilustrado pela Figura 9. O produto gerado engloba, além do ajuste de curvas, um gráfico que indica os sinais de força e de velocidade, a simulação do ensaio de carregamento estático e a distribuição de resistência por atrito lateral e ponta.

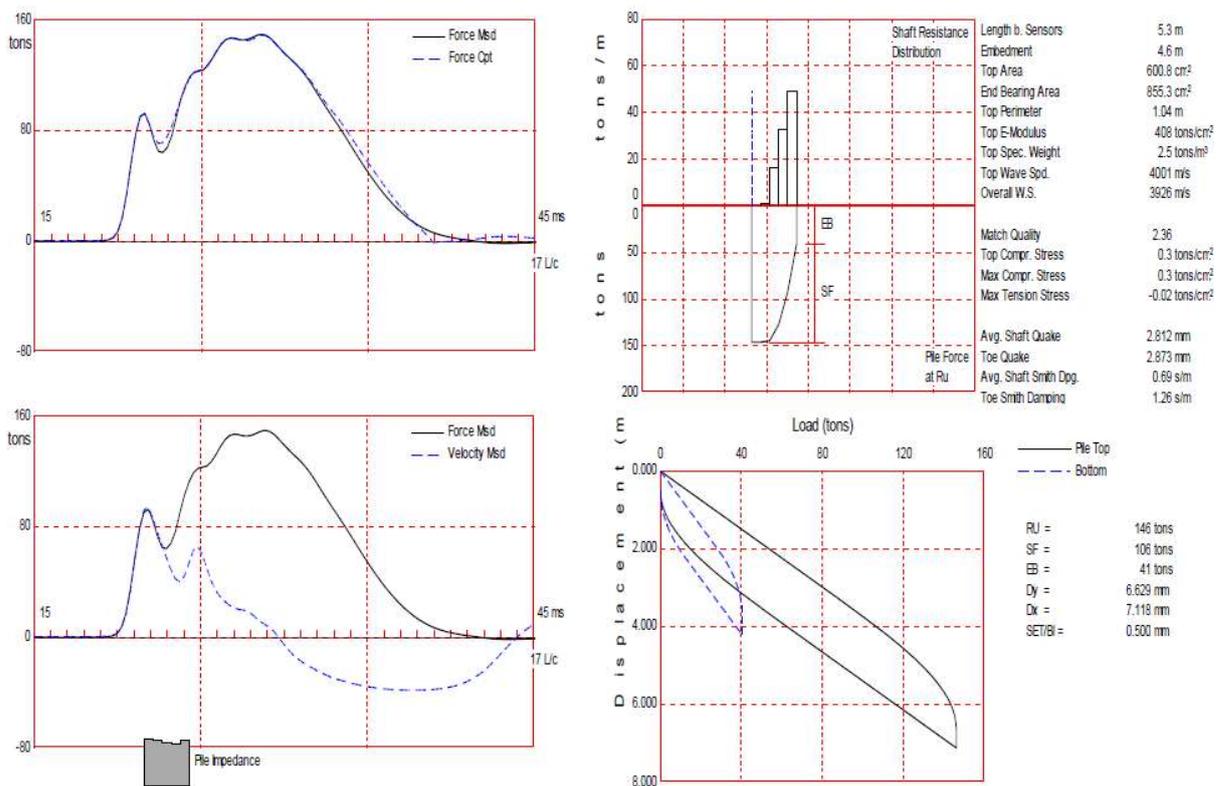


Figura 9 – Produto final gerado pelo CAPWAP (Terratek, 2014).

Segundo Danziger et al. (1996), retro-análises de registros obtidos a partir de estacas cravadas em areias calcárias indicam que um mesmo ajuste de curvas pode ser atingido através da utilização de diferentes parâmetros de solo.

### 1.3 Aplicação da Teoria Bayesiana ao Estudo da Confiabilidade das Fundações

Segundo Lacasse e Nadim (1994), a previsão do comportamento de fundações não pode ser feita com exatidão face às variações espaciais das propriedades do solo, deficiências nas investigações geotécnicas, restrição dos modelos de cálculo, incertezas nos parâmetros do solo e incertezas nas cargas atuantes. Os referidos autores destacam sobre a necessidade de adoção de enfoques de projetos racionais e bem documentados que permitam informar e levar em conta as incertezas na parametrização. A análise de confiabilidade possibilita o mapeamento e avaliação das incertezas, aplicando de maneira conveniente ações para mitigar eventuais problemas.

Os autores demonstram os resultados obtidos através da análise de confiabilidade de uma estaca mais carregada de um caso em uma plataforma offshore, executada em 1976 e reanalisada em 1989. A Figura 10 indica que um elevado fator de segurança não expressa, necessariamente, uma elevada margem de segurança, uma vez que há grande influência das incertezas nos parâmetros de análise da distribuição probabilística real do fator de segurança.

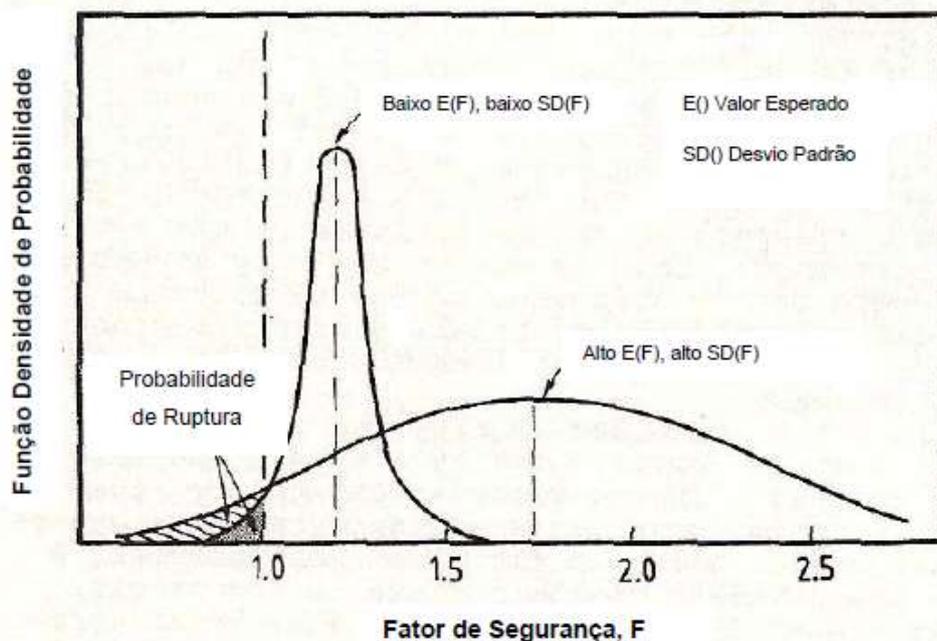


Figura 10 – Fator de segurança e probabilidade de ruptura (Lacasse e Nadim, 2014).

Vrouwenvelder (1992) exibiu uma contribuição relevante, destacando a importância do controle de execução na confiabilidade de estaqueamentos. O estudo foca na interpretação dos fatores de segurança mediante às provas de carga realizadas por ocasião do projeto.

Bach (2014) destaca que o dimensionamento de fundações é usualmente feito através do uso de fatores de segurança e parâmetros de resistência baseados, preliminarmente, em métodos teóricos, ou empíricos. A medida que se disponham de resultados de provas de carga no local, o dimensionamento pode ser modificado, de maneira a garantir uma maior eficiência técnico-econômica para a estrutura. Por consequência, através dos resultados das provas de carga, executados inicialmente, é possível realizar-se uma recalibração dos parâmetros utilizados no dimensionamento.

### 1.3.1 Atualização da Capacidade de Carga através da Metodologia de Bayes

Os conceitos da probabilidade condicional podem ser aplicados na engenharia de fundações para a atualização da resistência do solo, utilizando-se da metodologia proposta na Teoria de Bayes.

A metodologia de Bayes assume que os parâmetros da distribuição probabilística adotada são variáveis randômicas. Distribuições “a priori” e “a posteriori” são os modelos adotados para caracterizar a incerteza do parâmetro. Através da atualização da distribuição “a priori”, empregando uma função de verossimilhança, a qual contém os dados obtidos em observações disponíveis, calcula-se a distribuição “a posteriori”

Conforme Pacheco (2007), referindo-se a Harr (1987) e Ang e Tang (1984), o teorema de Bayes oferece muita utilidade em aplicações de Engenharia e segue da regra de multiplicação, qual seja:

$$p(A_i/B) = \frac{p(B/A_i) \times p(A_i)}{\sum_{i=1}^m p(B/A_i) \times p(A_i)} \quad (30)$$

Onde:

$p(A_i/B)$  é a probabilidade condicional de ocorrência do evento  $A_i$ , dado que o evento B ocorreu, também chamada de probabilidade posterior (ou “a posteriori”);

$p(B/A_i)$  é a probabilidade condicional de ocorrência do evento B dado que o evento  $A_i$  ocorreu, que representa a nova informação (ou função de verossimilhança);

$p(A_i)$  é a probabilidade de ocorrer o evento  $A_i$ , chamada também de probabilidade anterior, ou “a priori”;

O valor de  $\sum_{i=1}^m p(B/A_i) \times p(A_i)$  é chamado fator de normalização ou de ponderação. Segundo Pacheco (2007), essa expressão pode ser entendida como uma média ponderada, de maneira que sua utilização é fundamental para atualização de probabilidades.

A referida ferramenta será empregada no presente estudo para atualizar o valor esperado de capacidade de carga, tanto para a capacidade global, como à relativa à ponta e ao atrito lateral, bem como a variância, da distribuição probabilística da resistência oferecida pelo solo na cravação de estacas pré-moldadas de concreto em Sepetiba, Rio de Janeiro. A Figura 11 ilustra a metodologia utilizada por Guttormsen (1987) em aplicações a fundações offshore. O autor destaca que a metodologia de atualização de Bayes permite um julgamento subjetivo, baseado em cálculos realizados “a priori”, que são atualizados a partir de observações diretas (função de verossimilhança), permitindo uma estimativa “a posteriori”. Ainda, segundo Guttormsen (1987), o supracitado procedimento auxilia o engenheiro na organização, avaliação e acúmulo da experiência fornecida pelos registros de obra, além de fornecer fundamentos para decisões in-situ quanto ao desempenho das estacas.

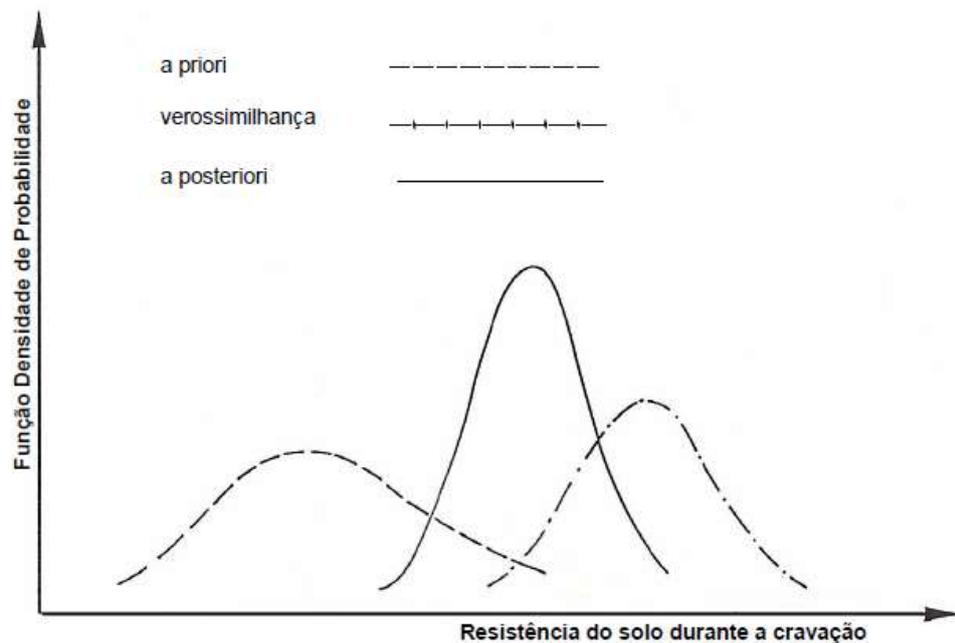


Figura 11 – Relação entre as distribuições contempladas no método, Cabral (2008).

Conforme reportado por Vrouwenvelder (1992), a estimativa atualizada pode ser aferida através da execução de provas de carga estáticas e dinâmicas e /ou simples acompanhamento do processo de execução das estacas, como o registro do número de golpes durante a cravação. Consoante aos dados obtidos pelos ensaios, ou controle da cravação, é possível atualizar-se as estimativas de capacidade de carga das estacas. Complementarmente, como a nova estimativa é fundamentada em informações adicionais, as incertezas são menores, justificando a possibilidade de utilização de fatores de segurança menores. Aquele autor expõe um resumo dos diferentes métodos de ensaio e da maneira como os resultados podem ser relacionados para se obter uma estimativa atualizada. Referências de trabalhos de Lacasse e Goulois (1989), que resumem as análises realizadas por Guttormsen (1987), são exibidas por Vrouwenvelder (1992).

No presente estudo a aplicação do método será apresentada nos Capítulos 3, 4 e 5, os quais detalham, respectivamente, a distribuição “a priori”, a função de Verossimilhança e, por fim, a distribuição da resistência “a posteriori”.

Ang e Tang (1987) apresentam um detalhamento mais profundo da teoria de Bayes e a aplicação dos conceitos da probabilidade à Engenharia.

### 1.3.2 Determinação da Capacidade de Carga “a priori”, Função de Verossimilhança e “a posteriori”

O presente item exemplifica a metodologia utilizada por Cabral (2008) e Silva (2015), para verificação e atualização da resistência oferecida pelo solo por ocasião da cravação e dados de provas de carga. Conforme já destacado anteriormente, os Capítulos 3, 4 e 5 apresentam a referida metodologia aplicada às estacas pré-moldadas de concreto armado, a partir do banco de dados de provas de carga dinâmicas com utilização do programa computacional CAPWAP.

O teorema de Bayes possibilita a obtenção da distribuição “a posteriori”, com base na estimativa da distribuição “a priori” e da distribuição da função de verossimilhança. Lacasse et al. (1991) e Lacasse e Goulois (1989) basearam-se no teorema de Bayes para desenvolvimento das equações 31 e 32, as quais permitem o cálculo da estimativa do valor esperado e da variância da resistência atualizada do solo durante a cravação, “a posteriori”, em função do valor esperado e da variância da estimativa “a priori” e do valor esperado e da variância da função de verossimilhança.

$$\mu_Q = \frac{\sigma_Q^{2L} \times \mu_Q^P + \sigma_Q^{2P} \times \mu_Q^L}{\sigma_Q^{2L} + \sigma_Q^{2P}} \quad (31)$$

$$\sigma_Q^2 = \frac{\sigma_Q^{2L} \times \sigma_Q^{2P}}{\sigma_Q^{2L} + \sigma_Q^{2P}} \quad (32)$$

Onde:

$\mu_Q$  é o valor esperado da resistência atualizada das estacas ensaiadas, obtida “a posteriori”;

$\mu_Q^P$  e  $\mu_Q^L$  são, respectivamente, o valor esperado da resistência estimada pelos métodos de capacidade de carga, “a priori”, e aquela obtida a partir das provas de carga, função de verossimilhança;

$\sigma_Q^2$  é a variância da distribuição atualizada da resistência das estacas ensaiadas, “a posteriori”;

$\sigma_Q^{2L}$  e  $\sigma_Q^{2P}$  são as variâncias da distribuição prevista pelos métodos de capacidade de carga, “a priori”, e a partir das provas de carga, função de verossimilhança, respectivamente.

O autor desta dissertação recomenda, para aprofundamento do conhecimento no tema, a leitura de Vrouwenvelder (1992), na qual apresenta as supracitadas equações descritas neste tópico, além dos trabalhos de Cabral (2008) e Silva (2015).

## 2 CARACTERIZAÇÃO DO CASO EM ESTUDO

O objeto do presente estudo são as fundações para implantação de algumas edificações em uma área na região de Sepetiba, Zona Oeste da cidade do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. A Figura 12 apresenta a localização da área.

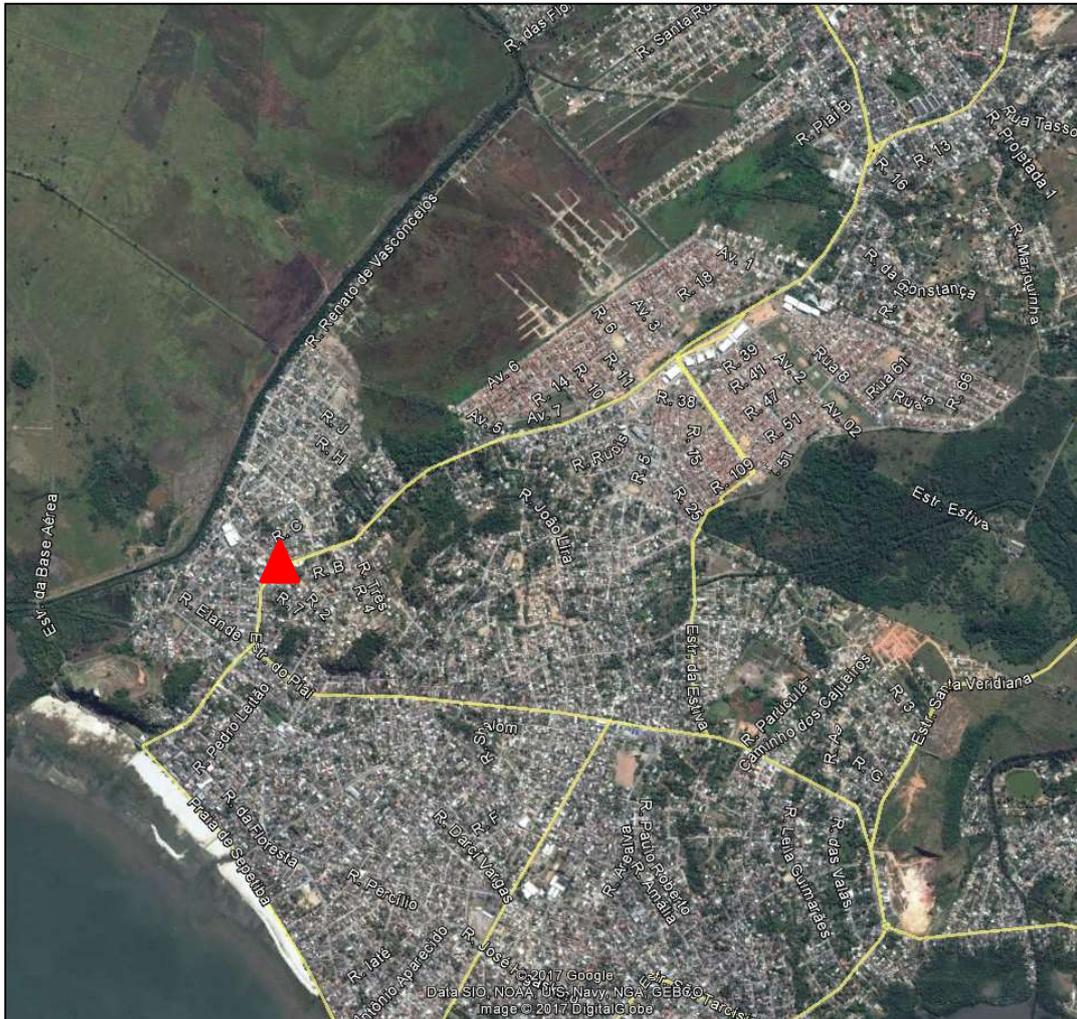


Figura 12 – Localização da área em estudo (Fonte: Google Earth).

### 2.1 Descrição da Obra

O empreendimento é composto por diversas edificações, locada em lotes distintos, porém próximos, das quais selecionou-se três setores, compostos por seis construções no total, para análise no presente estudo. Optou-se por escolher as estruturas com fundações semelhantes, de maneira que a pesquisa pudesse ser representada por um único tipo de estaca padrão. As Figuras 13 a 15 exibem os três setores selecionados e suas respectivas construções. Para cada uma das seis

construções, foram executados cinco ensaios de carregamento dinâmico (ECD), totalizando um montante de trinta provas de carga.

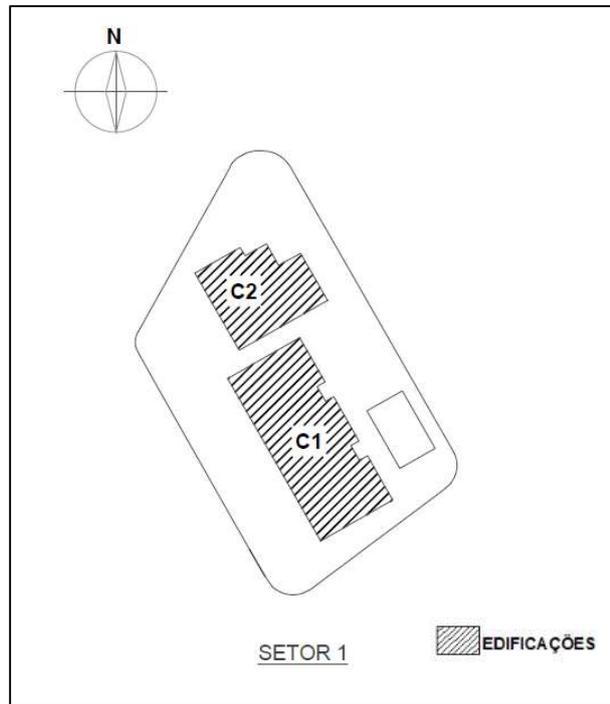


Figura 13 – Disposição espacial das construções no Setor 1 da região estudada.

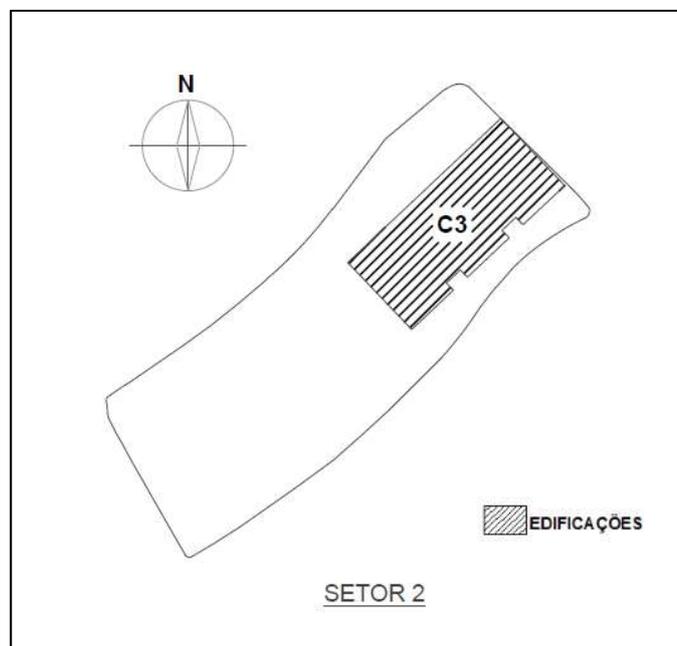


Figura 14 – Disposição espacial das construções no Setor 2 da região estudada.

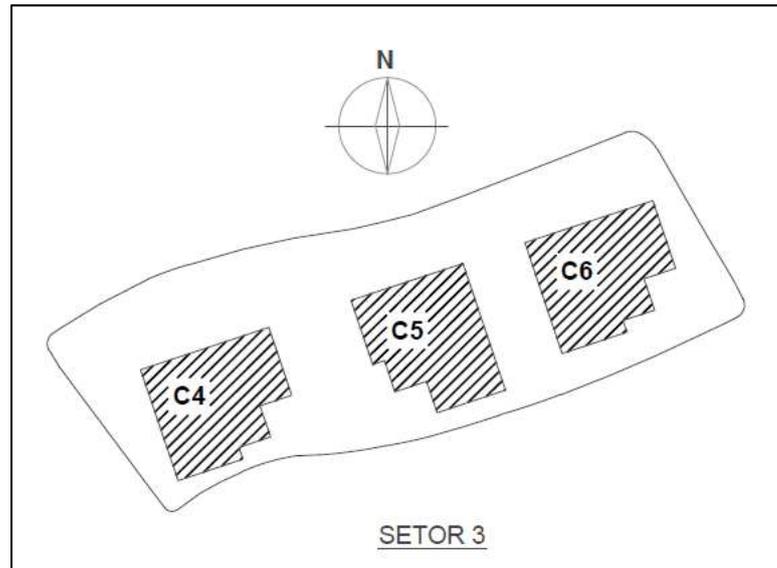


Figura 15 – Disposição espacial das construções no Setor 3 da região estudada.

A área destinada à implantação das construções apresenta cotas altimétricas variáveis, sendo as regiões referentes aos Setores 2 e 3 localizadas em níveis mais elevados, enquanto o Setor 1 está disposto em um trecho com cotas inferiores.

Para melhor caracterização da área em estudo, foram realizadas 24 (vinte e quatro) sondagens à percussão e 5 (cinco) sondagens rotativas. Os boletins de sondagem são apresentados no Anexo I.

## 2.2 Geologia

De acordo com o mapeamento do CPRM (Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais), a área em estudo tem seu substrato composto por depósitos holocênicos inconsolidados de origem flúvio-lagunar, conforme exposto na Figura 16.

Os depósitos supracitados são constituídos predominantemente por areias e siltes argilosos ricos em matéria orgânica, apresentando também ocorrência de argilas arenosas e lamas carbonáticas.



### 2.3 Pedologia

Em conformidade com o mapeamento do CPRM (Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais), a área em estudo está inserida na unidade pedológica de mapeamento Paa2, a qual engloba cambissolos e latossolos, conforme observado na Figura 17.

Os argissolos têm como características diferenciais a presença de argila de baixa atividade e horizonte B textural (Bt). Esse horizonte apresenta-se rico em argila, sendo esta última proveniente das camadas mais superficiais.

Segundo Antunes et al. (2013), devido aos processos de transporte, a drenagem desses solos pode ser classificada como pouco a muito eficiente, uma vez que as camadas superiores (horizonte A) são mais permeáveis que as inferiores (horizonte B). Este material é ainda susceptível à erosão, apresentando uma profundidade variável, com horizontes bastante evidentes, e pode ser de fraco a moderadamente ácido.

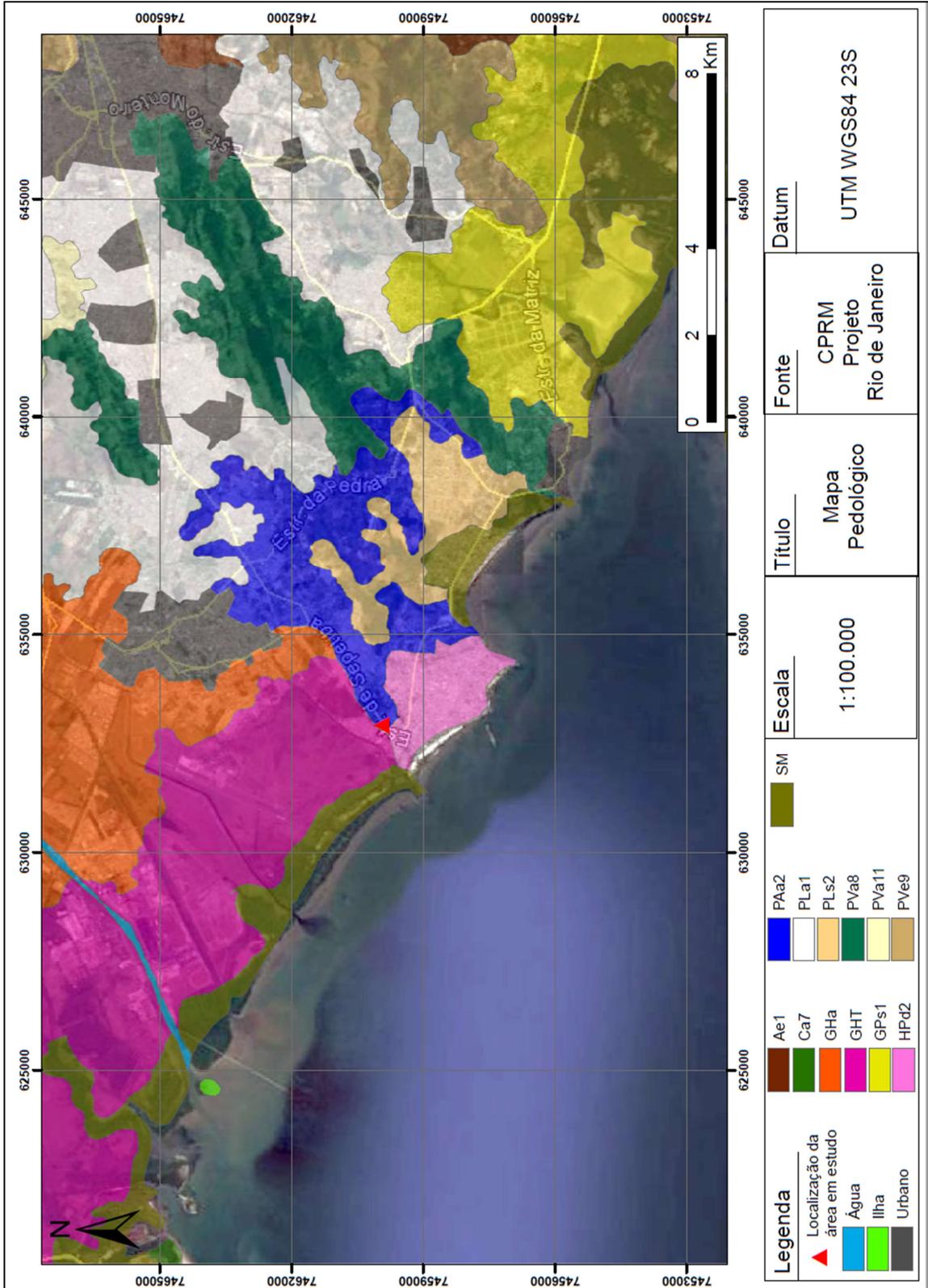


Figura 17 – Mapa pedológico regional da área em estudo, adaptado de CPRM (2017).

## 2.4 Caracterização Geotécnica

Para os setores selecionados do local de estudo, foram executadas 24 (vinte e quatro) sondagens a percussão e 5 (cinco) sondagens rotativas, sendo possível identificar os processos geológico-geotécnicos que ocorrem no local. Todos os boletins de sondagem são apresentados no Anexo A. A Tabela 6 exhibe a relação das construções com suas respectivas investigações geotécnicas realizadas.

Tabela 6 – Relação de sondagens executadas na área estudada.

	<b>Edificação</b>	<b>Sondagens à Percussão</b>	<b>Sondagens Rotativas</b>
<b>Setor 1</b>	<b>C1</b>	SP-6.1, SP-7.1, SP-9.1 e SPT-10.1	SM-8.1
	<b>C2</b>	SP-1.2, SP-2.2, SP-4.2 e SP-5.2	SM-3.2
<b>Setor 2</b>	<b>C3</b>	SP-6.3, SP-7.3, SP-9.3 e SP-10.3	-
<b>Setor 3</b>	<b>C4</b>	SP-1.4, SP-2.4, SP-4.4 e SP-5.4	SM-3.4
	<b>C5</b>	SP-6.5, SP-7.5, SP-9.5 e SP-10.5	SM-8.5
	<b>C6</b>	SP-11.6, SP-12.6, SP-14-6 e SP-15.6	SM-13.6

A interpretação das sondagens demonstra que há uma grande variação de estratigrafia na área, influenciando diretamente cada uma das edificações isoladas.

De modo a auxiliar as análises, foram gerados modelos estratigráficos dos setores selecionados, obtidos a partir da interpolação das informações fornecidas pelas investigações geotécnicas realizadas, com visualização pelo software Rockworks, da Rockware. As seções representativas aqui expostas são detalhadas espacialmente no Anexo B.

As sondagens executadas para o Setor 1 indicam a presença de uma camada variável de sedimentos, com espessuras entre 7 e 10 metros, sobreposta por uma camada de solo residual/alteração de rocha, proveniente de gnaiss, com espessuras de até 10 metros. Esta região engloba as cotas mais baixas da área, refletindo em um perfil geotécnico composto por maiores camadas de sedimentos flúvio-lagunares, conforme descrito no tópico de geologia. A Figura 18 exhibe os perfis geotécnicos e índices de  $N_{SPT}$  estimados para as edificações C1 e C2, com base no software Rockworks.

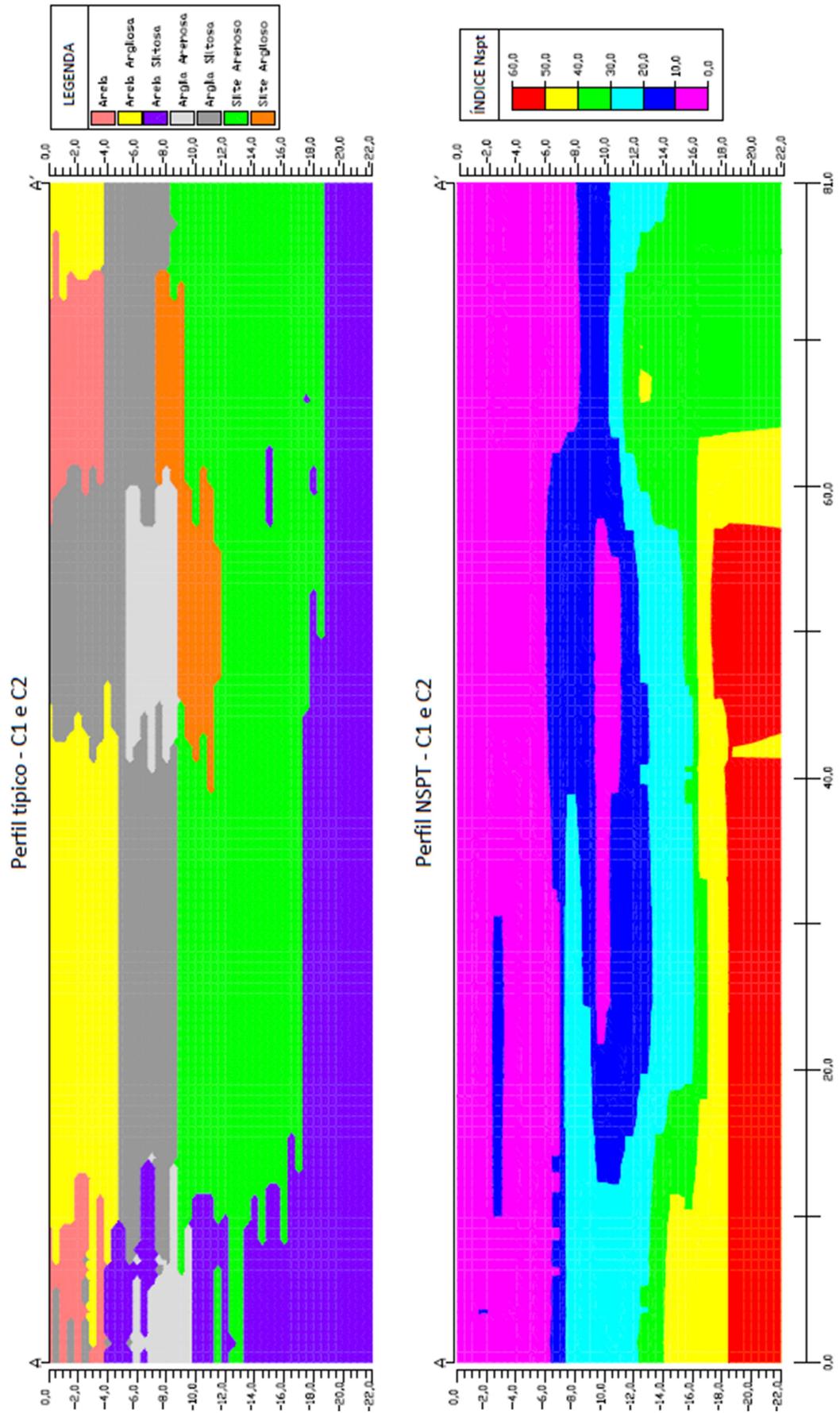


Figura 18 – Perfil típico estimado para o Setor 1, a partir do software Rockworks.

Na região referente ao Setor 2, as investigações geotécnicas exibem um perfil estratigráfico composto por uma camada superficial, provavelmente de sedimentos recentes, com espessuras de 2 a 5 metros e, logo após, visualiza-se a presença de solo residual até a profundidade de 19 metros. Como este trecho está situado em cotas altimétricas mais elevadas, verifica-se uma menor camada de sedimentos superficiais. A Figura 19 exibe os perfis geotécnicos e índices de  $N_{SPT}$  estimados para o Setor 2, com base no software Rockworks.

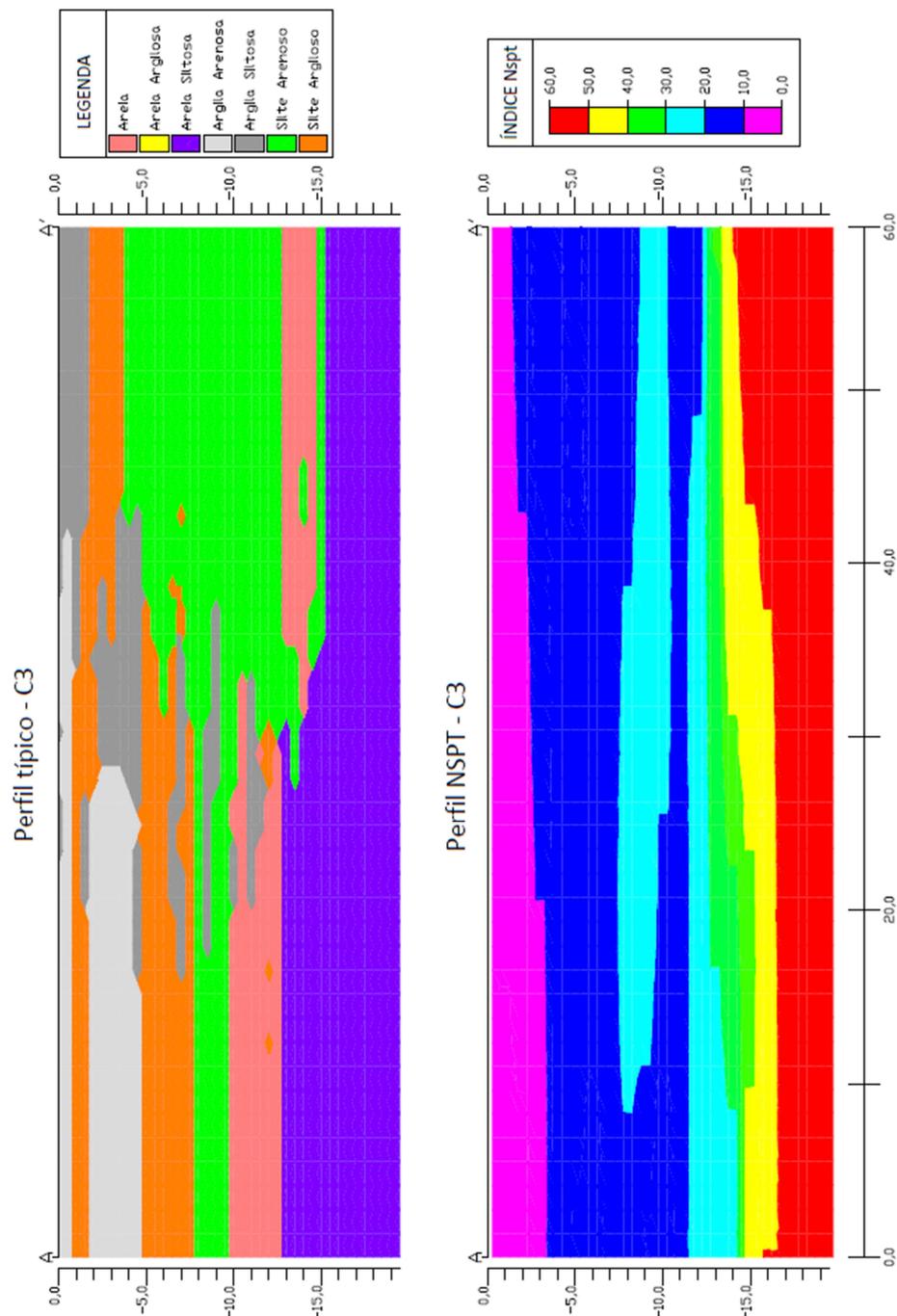


Figura 19 – Perfil típico estimado para o Setor 2, a partir do software Rockworks.

Similarmente à estratigrafia observada para o Setor 2, o Setor 3 apresenta uma estratigrafia típica caracterizada por camadas variáveis de sedimentos, com profundidades de 2 a 7 metros, seguidas por solo residual, de origem gnáissica, até profundidades próximas a 17 metros. A Figura 20 exibe os perfis geotécnicos e índices de  $N_{SPT}$  estimados para o Setor 3, com base no software Rockworks.

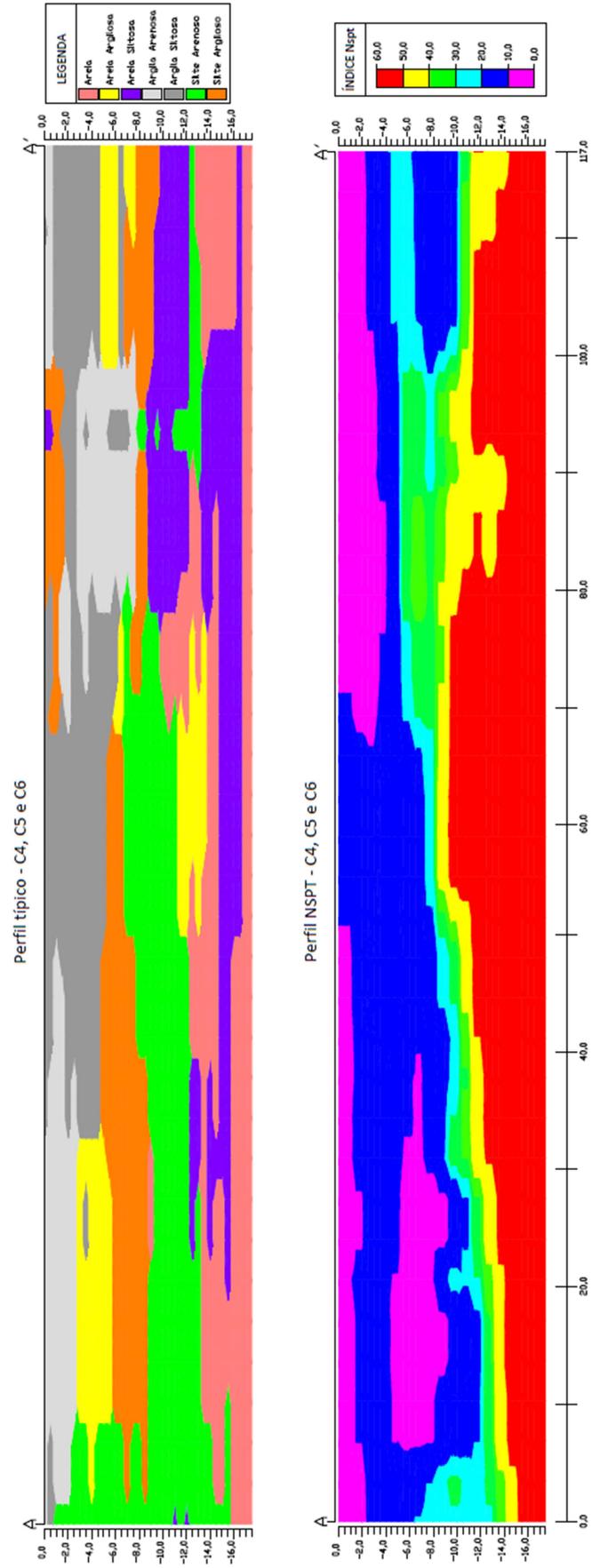


Figura 20 – Perfil típico estimado para o Setor 3, a partir do software Rockworks.

## 2.5 Caracterização das Estacas

As estacas utilizadas para as construções estudadas foram do tipo pré-moldada de concreto armado, fornecidas pela Incopre, de diâmetro externo de 33 cm e seção vazada, com espessura de parede de 7,5 cm. As cargas de trabalho previstas em projeto são de 900 kN.

As especificações técnicas da estaca fornecida pelo fabricante são listadas na Tabela 7.

Tabela 7 – Especificações técnicas da estaca do estudo.

<b>Tipo</b>	<b>Fabricante</b>	<b>Diâmetro Externo(cm)</b>	<b>Espessura da Parede (cm)</b>	<b>Compressão admissível estrutural (kN)</b>	<b>Perímetro externo (cm)</b>	<b>Área de Seção de Concreto (cm<sup>2</sup>)</b>
Estaca pré-moldada de concreto armado	INCOPRE	33	7,5	900	104	601

Para o presente estudo, selecionaram-se apenas as estacas nas quais foram executados os ensaios de carregamento dinâmico, sendo possível agrupar um montante total de 30 (trinta) estacas analisadas. Conforme os dados obtidos, cada edificação possui 5 (cinco) estacas ensaiadas. A Tabela 8 indica os comprimentos de estaca executados, sua localização e a investigação geotécnica mais próxima.

Tabela 8 – Dados das estacas analisadas.

Setor	Edificação	Estaca	Comprimento cravado (m)	Investigação geotécnica	Distância sondagem (m)
Setor 1	C1	E-01	12,4	SPT-7.1	0,7
		E-02	11,5	SPT-10.1	2,0
		E-03	13,5	SM-8.1	2,7
		E-04	13,8	SPT-6.1	1,9
		E-05	8,0	SPT-9.1	1,2
	C2	E-06	13,6	SPT-5.2	2,6
		E-07	13,6	SM-3.2	8,0
		E-08	13,1	SPT-2.2	6,7
		E-09	14,5	SPT-1.2	5,7
		E-10	12,1	SPT-4.2	8,9
Setor 2	C3	E-11	7,0	SPT-7.3	2,0
		E-12	6,8	SPT-9.3	13,6
		E-13	8,2	SPT-9.3	1,3
		E-14	8,3	SPT-10.3	2,5
		E-15	7,2	SPT-6.3	2,4
Setor 3	C4	E-16	9,7	SPT-2.4	1,9
		E-17	10,0	SPT-5.4	1,4
		E-18	10,8	SM-3.4	2,7
		E-19	12,5	SPT-1.4	1,2
		E-20	11,8	SPT-4.4	3,0
	C5	E-21	5,9	SPT-10.5	1,4
		E-22	5,5	SPT-9.5	0,4
		E-23	8,3	SM-8.5	2,6
		E-24	8,2	SPT-7.5	2,4
		E-25	8,8	SPT-6.5	1,6
	C6	E-26	5,4	SPT-12.6	1,9
		E-27	4,8	SPT-15.6	7,3
		E-28	5,8	SM-13.6	6,8
		E-29	9,0	SPT-11.6	2,9
		E-30	4,5	SPT-14.6	9,5

### 3 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA A PRIORI

Neste capítulo serão apresentadas as estimativas da distribuição probabilística da capacidade de carga das estacas, designada nesta dissertação como estimativa “a priori”, para as estacas ensaiadas apresentadas no capítulo 2.

Conforme exposto no capítulo 1, o cálculo para previsão da capacidade de carga das estacas, por métodos semi-empíricos, é baseado no resultado das investigações geotécnicas de campo, CPT e SPT. Como a experiência brasileira para a determinação da capacidade de carga estática geralmente baseia-se nesses métodos, optou-se por utilizar 3 (três) deles, enunciados a seguir: Aoki e Velloso (1975), Decourt e Quaresma (1978) / Decourt (1982) e Velloso (1981).

Para cada estaca ensaiada, avaliou-se, segundo os comprimentos de cravação aferidos em campo, a estimativa de capacidade de carga através de cada um dos métodos citados. O valor esperado e a variância da distribuição normal das funções de capacidade de carga, baseadas nestes métodos aproximados, são de natureza simples, conforme fundamentação teórica exibida no tópico 1.3.

Tendo em vista que a seção típica da estaca estudada é cilíndrica e de ponta aberta, a medida que ocorre a cravação, o solo pode, ou não, penetrar em seu interior. Caso o material que esteja no interior da estaca cesse sua penetração, este passará a se deslocar em conjunto com a estaca, atuando como se fizesse parte do elemento, gerando o fenômeno do embuchamento. Desta maneira priorizou-se a avaliação deste fenômeno para as análises.

Conforme Paikowsky e Whitman (1990), existem três estágios de formação de bucha durante o processo de cravação de uma estaca: Sem bucha; com bucha parcialmente formada; e com bucha totalmente formada. A Figura 21 exhibe as três condições supracitadas. Para o presente estudo selecionou-se as condições “sem bucha” e “com bucha totalmente formada” para avaliação das estimativas de capacidade de carga a priori.

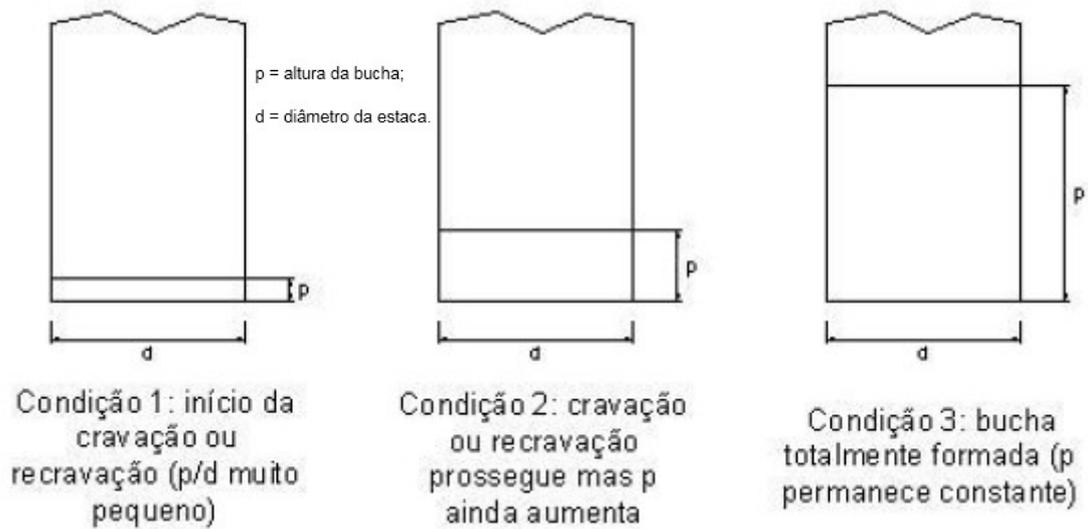
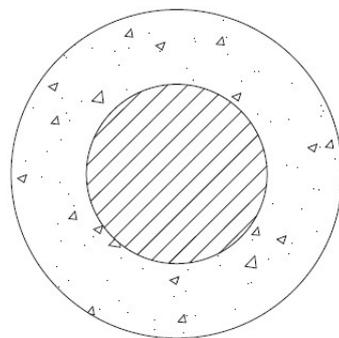


Figura 21 – Processo de formação da bucha (Modificado de Paikowsky e Whitman, 1990)

Na Figura 22, apresentam-se os dados geométricos utilizados para as estacas em ambas situações elencadas.

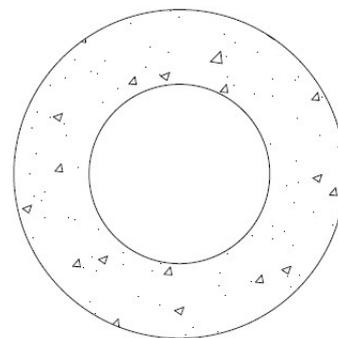
SITUAÇÃO 1: COM EMBUCHAMENTO



ÁREA DA PONTA = 0,086 m<sup>2</sup>

PERÍMETRO = 1,037 m

SITUAÇÃO 2: SEM EMBUCHAMENTO



ÁREA DA PONTA = 0,061 m<sup>2</sup>

PERÍMETRO = 1,599 m

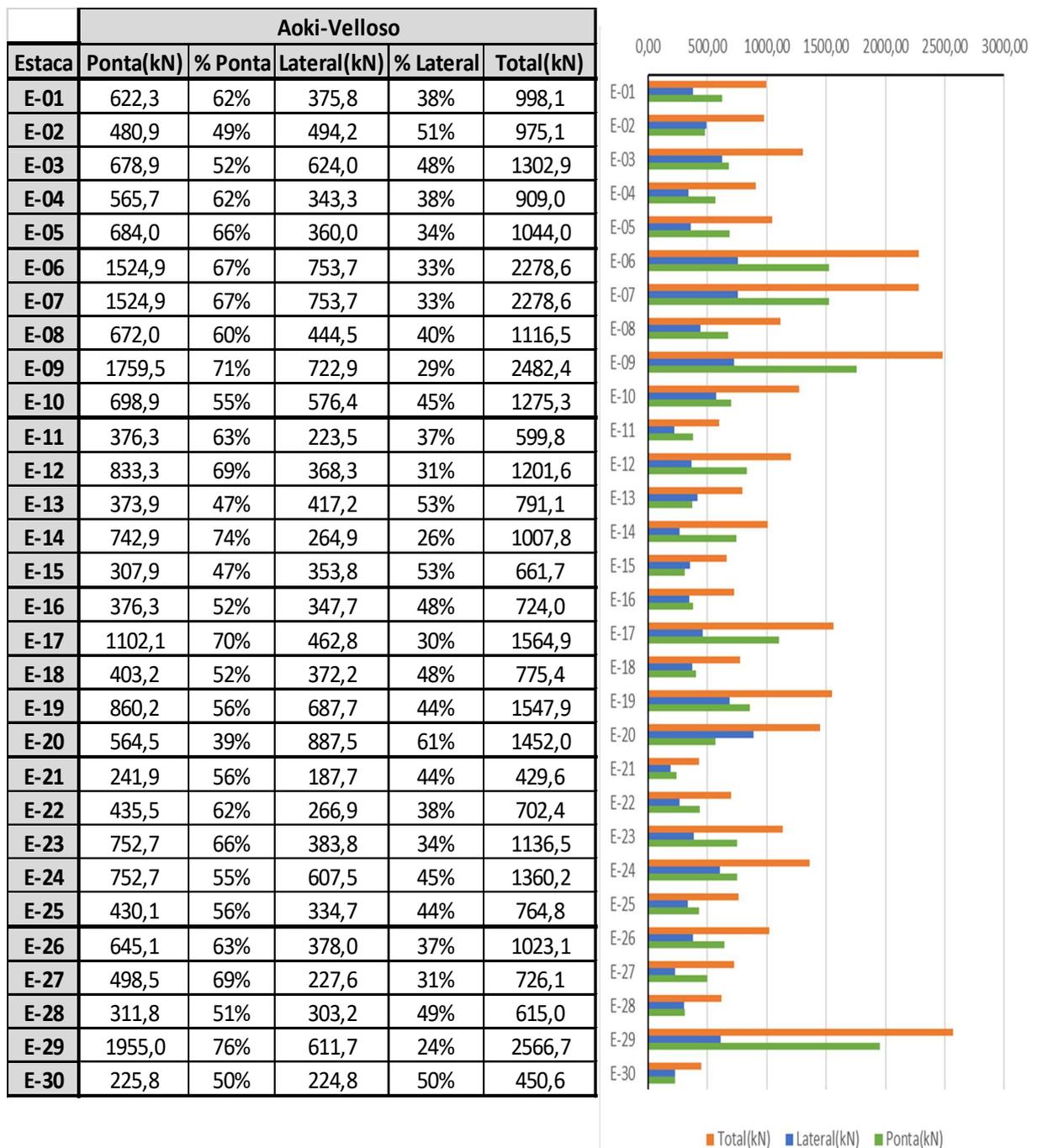
Figura 22 – Situações avaliadas para estimativa “a priori”

Para fins de cálculo, os casos sem embuchamento foram desenvolvidos admitindo-se a mesma resistência por atrito dentro e fora da estaca. Admitiu-se, ainda, nesses casos, a penetração do solo no interior da estaca ao longo de todo o seu comprimento.

### 3.1 Resultados das Análises para o Método de Aoki-Velloso

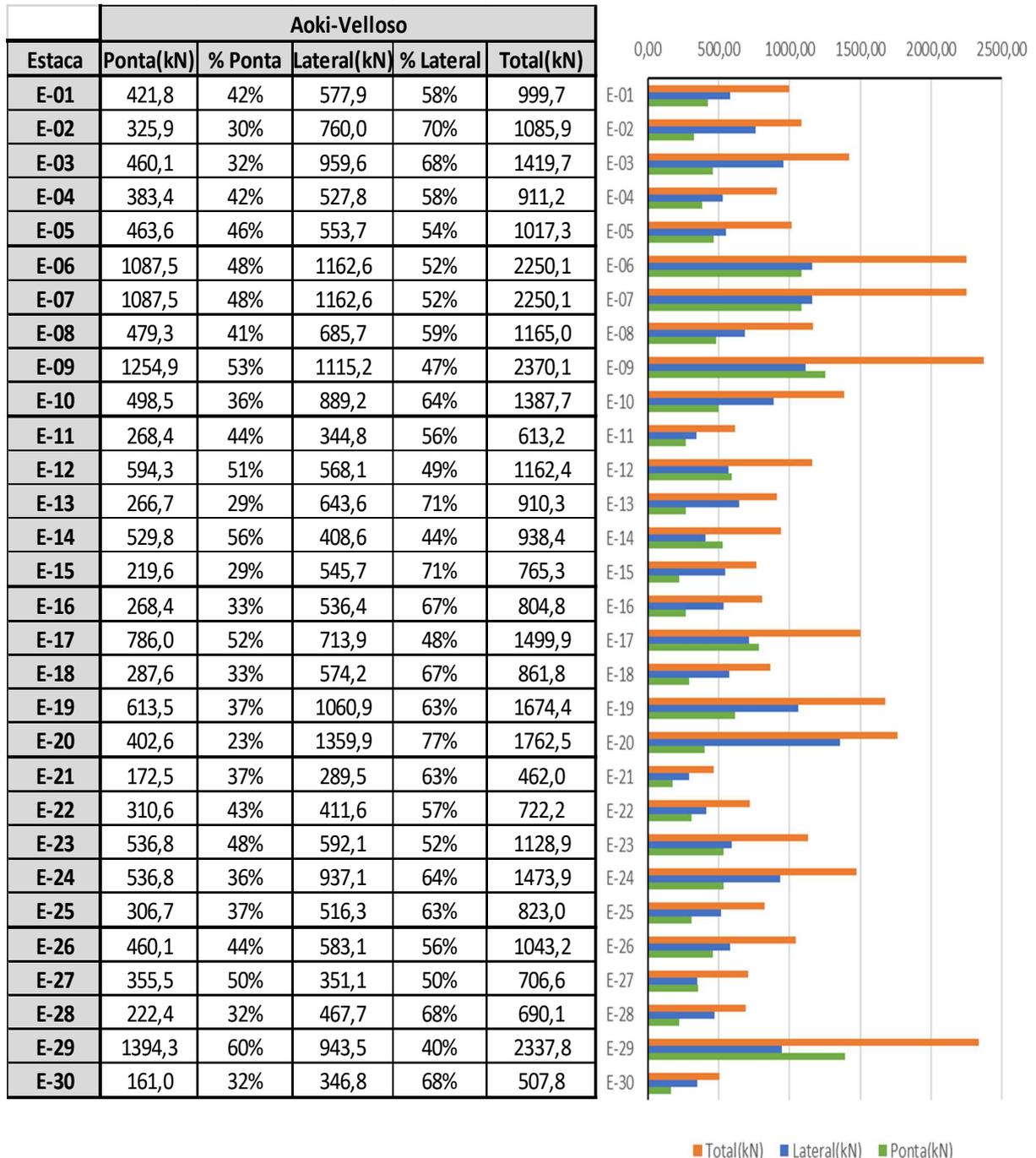
Os resultados das análises das estimativas “a priori” da capacidade de carga das estacas ensaiadas, com base no Método de Aoki-Velloso, são exibidos nas Tabelas 9 e 10, as quais consideram, respectivamente, a condição com e sem embuchamento. O Anexo C exhibe o modelo e um exemplo da planilha de cálculo utilizada para o método.

Tabela 9 – Valores “a priori” Aoki-Velloso (Com embuchamento)



A porcentagem de ponta da estimativa “a priori” do método de Aoki-Velloso, quando considerado o embuchamento, apresentou média de 62% e faixa de variação entre 39 e 74%.

Tabela 10 – Valores “a priori” Aoki-Velloso (Sem embuchamento)



A porcentagem de ponta da estimativa “a priori” do método de Aoki-Velloso, quando desconsiderado o embuchamento, apresentou média de 58% e faixa de variação entre 23 e 60%.

A Tabela 11 apresenta uma comparação entre as médias, os desvios padrão e os coeficientes de variação das estimativas a priori, para ambas as situações de embuchamento analisadas, inclusive avaliando separadamente as parcelas de resistência mobilizada pela ponta e por atrito lateral.

Tabela 11 – Parâmetros da distribuição “a priori” da resistência do solo estimada a partir do método de Aoki-Velloso.

Previsão "a priori" Aoki- Velloso (nº de estacas = 30)					
Situação Analisada	Carga	Média $\mu$ (kN)	% Carga Total (1)+(2)	Desvio Padrão $\sigma$ (kN)	Coefficiente de Variação $\mu/\sigma$
Situação 1: Com embuchamento	Total	1158,7	-	581,6	0,50
	Lateral (1)	445,3	38%	185,4	0,42
	Ponta (2)	713,4	62%	442,8	0,62
Situação 2: Sem embuchamento	Total	1191,5	-	548,1	0,46
	Lateral (1)	686,3	58%	285,2	0,42
	Ponta (2)	505,2	42%	316,7	0,63

De posse dos resultados, observa-se que, de maneira geral, o coeficiente de variação da carga total, para ambas as situações de embuchamento analisadas, possuem valores próximos. Cabe ressaltar que a variabilidade da carga resistida pela ponta apresenta valores muito superiores à variabilidade da carga resistida pelo atrito lateral, de acordo com os coeficientes de variação aferidos. Dessa maneira, conforme já elucidado por Cabral (2008) para estacas cravadas, tal constatação indica que quanto maior a influência da ponta, maior a incerteza quanto à capacidade de carga global.

Por outro lado, fatores como a grande diferença entre o comprimento de cravação das estacas analisadas e a heterogeneidade das camadas estratigráficas proporcionaram uma faixa de valores ampla em relação aos resultados obtidos para as estimativas de capacidade de carga. Haja vista tal questão, avaliou-se separadamente, os parâmetros da distribuição “a priori” isolados para cada setor relatado, objetivando verificar a sensibilidade das análises.

As Tabelas 12 a 14, exibem os valores dos parâmetros obtidos a partir da análise isolada de cada setor do estudo.

Tabela 12 – Parâmetros da distribuição “a priori” da resistência do solo estimada a partir do método de Aoki-Velloso, Setor 1.

Previsão "a priori" Aoki- Velloso - Setor 1 (nº de estacas = 10)					
Situação Analisada	Carga	Média $\mu$ (kN)	% Carga Total (1)+(2)	Desvio Padrão $\sigma$ (kN)	Coefficiente de Variação $\mu/\sigma$
Situação 1: Com embuchamento	Total	1466,1	-	622,5	0,42
	Lateral (1)	544,9	37%	164,0	0,30
	Ponta (2)	921,2	63%	479,3	0,52
Situação 2: Sem embuchamento	Total	1485,7	-	578,6	0,39
	Lateral (1)	839,4	56%	253,6	0,30
	Ponta (2)	646,3	44%	349,5	0,54

Tabela 13 – Parâmetros da distribuição “a priori” da resistência do solo estimada a partir do método de Aoki-Velloso, Setor 2.

Previsão "a priori" Aoki- Velloso - Setor 2 (nº de estacas = 5)					
Situação Analisada	Carga	Média $\mu$ (kN)	% Carga Total (1)+(2)	Desvio Padrão $\sigma$ (kN)	Coefficiente de Variação $\mu/\sigma$
Situação 1: Com embuchamento	Total	852,4	-	250,0	0,29
	Lateral (1)	325,5	38%	79,2	0,24
	Ponta (2)	526,9	62%	242,2	0,46
Situação 2: Sem embuchamento	Total	877,9	-	205,2	0,23
	Lateral (1)	502,2	57%	122,2	0,24
	Ponta (2)	375,8	43%	172,7	0,46

Tabela 14 – Parâmetros da distribuição “a priori” da resistência do solo estimada a partir do método de Aoki-Velloso, Setor 3.

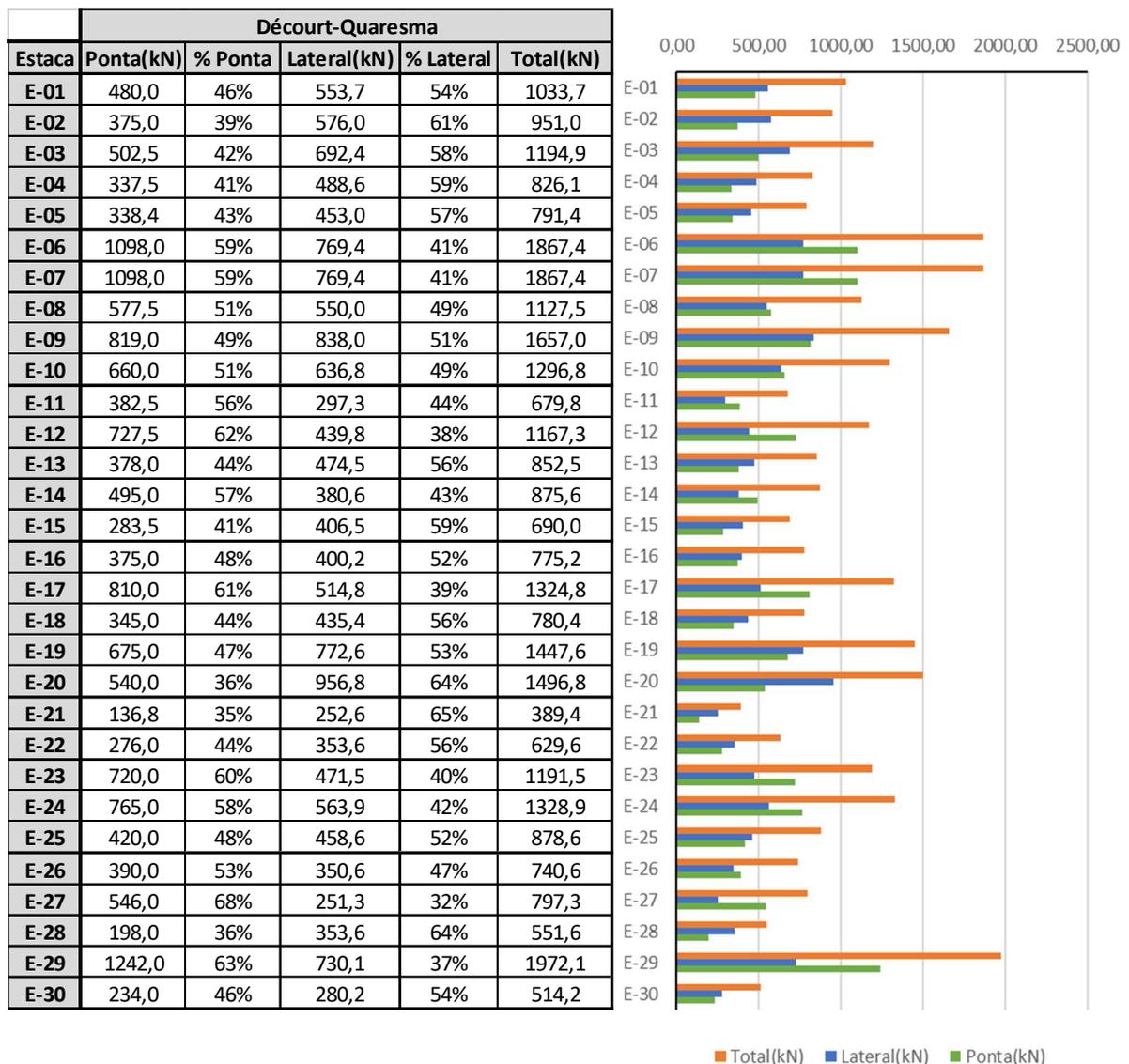
Previsão "a priori" Aoki- Velloso - Setor 3 (nº de estacas = 15)					
Situação Analisada	Carga	Média $\mu$ (kN)	% Carga Total (1)+(2)	Desvio Padrão $\sigma$ (kN)	Coefficiente de Variação $\mu/\sigma$
Situação 1: Com embuchamento	Total	1055,9	-	567,0	0,54
	Lateral (1)	418,9	40%	197,8	0,47
	Ponta (2)	637,0	60%	438,5	0,69
Situação 2: Sem embuchamento	Total	1099,9	-	537,8	0,49
	Lateral (1)	645,6	59%	303,6	0,47
	Ponta (2)	454,3	41%	312,7	0,69

Como já esperado, os Setores 1 e 3, detentores da maior variabilidade da resistência de ponta, apresentam coeficientes de variação mais elevados quando comparados com o Setor 2. Todavia as características dos resultados, em geral, mantiveram-se apresentando a mesma tendência da análise executada englobando todos os setores, ratificando novamente a influência da ponta no coeficiente de variação da carga total.

### 3.2 Resultados das Análises para o Método de Decourt-Quaresma

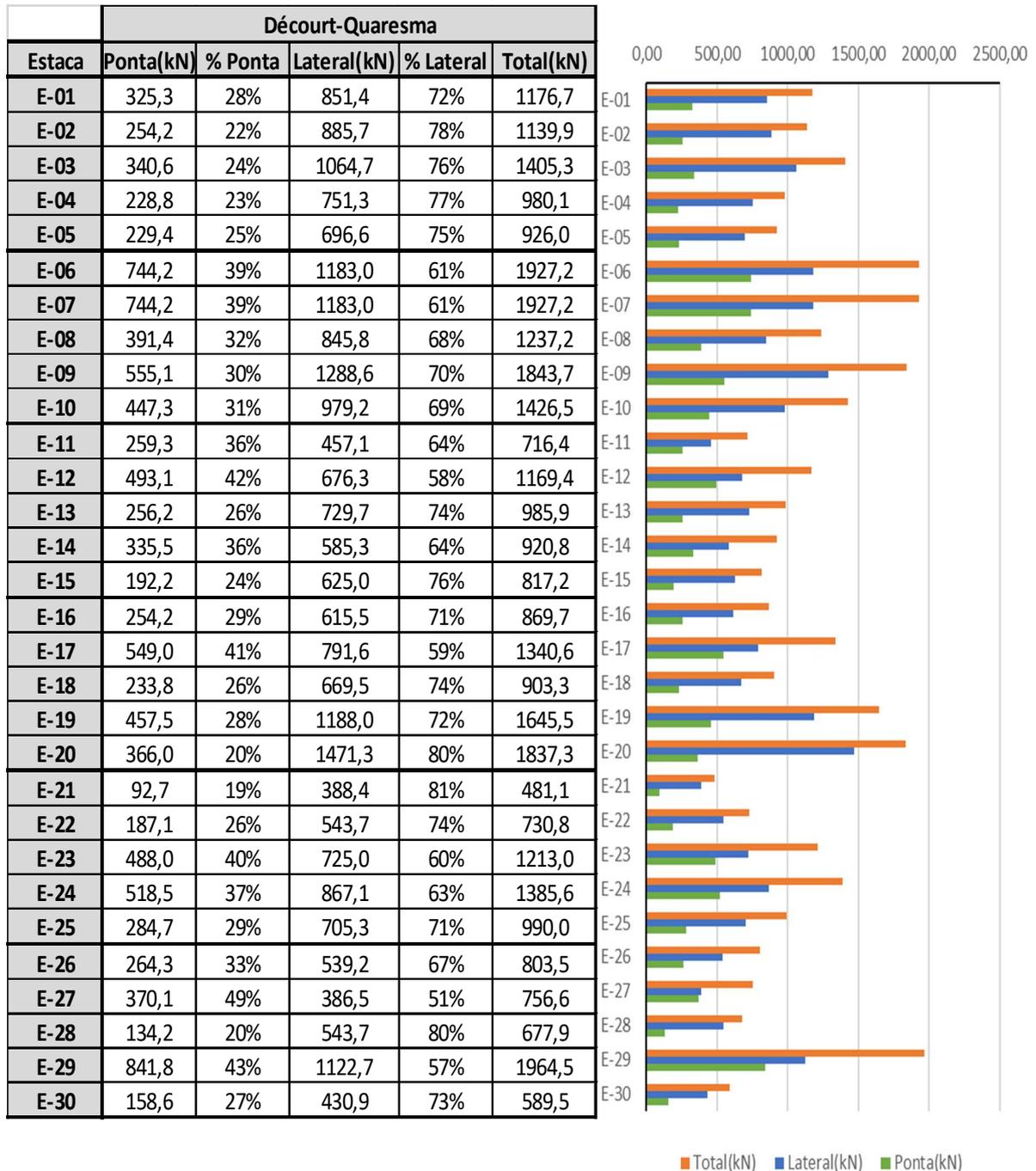
Os resultados das análises das estimativas “a priori” da capacidade de carga das estacas ensaiadas, com base no Método de Decourt-Quaresma, são exibidos nas Tabelas 15 e 16, as quais consideram, respectivamente, a condição com e sem embuchamento. O Anexo C exibe o modelo e um exemplo da planilha de cálculo utilizada para o método.

Tabela 15 – Valores “a priori” Decourt-Quaresma (Com embuchamento)



A percentagem de ponta da estimativa “a priori” do método de Decourt-Quaresma, quando considerado o embuchamento, apresentou média de 51% e faixa de variação entre 35 e 68%.

Tabela 16 – Valores “a priori” Decourt-Quaresma (Sem embuchamento)



A percentagem de ponta da estimativa “a priori” do método de Decourt-Quaresma, quando considerado o embuchamento, apresentou média de 32% e faixa de variação entre 19 e 49%.

A Tabela 17 exibe a comparação entre as médias, os desvios padrões e coeficientes de variação das estimativas a priori, para ambas as situações de embuchamento analisadas, avaliando a carga total e as parcelas de resistência mobilizada pela ponta e por atrito lateral.

Tabela 17 – Parâmetros da distribuição “a priori” da resistência do solo estimada a partir do método de Decourt-Quaresma.

Previsão "a priori" Decourt-Quaresma (nº de estacas = 30)					
Situação Analisada	Carga	Média $\mu$ (kN)	% Carga Total (1)+(2)	Desvio Padrão $\sigma$ (kN)	Coefficiente de Variação $\mu/\sigma$
<b>Situação 1: Com embuchamento</b>	<b>Total</b>	1056,6	-	420,8	0,40
	<b>Lateral (1)</b>	515,7	49%	184,1	0,36
	<b>Ponta (2)</b>	540,8	51%	275,2	0,51
<b>Situação 2: Sem embuchamento</b>	<b>Total</b>	1159,6	-	430,4	0,37
	<b>Lateral (1)</b>	793,0	68%	283,1	0,36
	<b>Ponta (2)</b>	366,6	32%	186,5	0,51

Analogamente ao caso do método anterior, os coeficientes de variação globais, para ambas as situações de embuchamento estudadas, possuem valores próximos. Ademais, a variabilidade da carga resistida pela ponta segue o mesmo comportamento observado no método de Aoki-Veloso, apresentando valores superiores quando comparados aos parâmetros obtidos para a resistência por atrito lateral.

Destaca-se, no entanto, que o método de Decourt-Quaresma apresenta coeficientes de variação, em geral, inferiores ao método de Aoki-Veloso. Tal questão pode ser justificada, por exemplo, devido à metodologia utilizada para a avaliação da carga mobilizada pela ponta entre os dois métodos: enquanto Aoki-Veloso utiliza apenas um valor de  $N_{SPT}$  para o cálculo, Decourt-Quaresma utiliza pelo menos 3 valores de  $N_{SPT}$  para obter um valor médio. As condições de cálculo distintas refletem-se diretamente nas distribuições de resistência percentuais da ponta e do atrito, nas quais, conforme os resultados calculados, o método de Aoki-Veloso exibiu porcentagens maiores para a resistência mobilizada pela ponta quando comparado com Decourt-Quaresma.

Neste âmbito, como o atrito lateral calculado de Decourt-Quaresma costuma ser superior ao de Aoki-Veloso, e a parcela de atrito apresenta menor variabilidade

em relação à parcela de ponta, este aspecto contribui muito para o resultado observado.

As Tabelas 18 a 20 exibem os valores dos parâmetros obtidos a partir das análises isoladas de cada setor estudado.

Tabela 18 – Parâmetros da distribuição “a priori” da resistência do solo estimada a partir do método de Decourt-Quaresma, Setor 1.

Previsão "a priori" Decourt-Quaresma (Setor 1)					
Situação Analisada	Carga	Média $\mu$ (kN)	% Carga Total (1)+(2)	Desvio Padrão $\sigma$ (kN)	Coefficiente de Variação $\mu/\sigma$
Situação 1: Com embuchamento	Total	1261,3	-	404,6	0,32
	Lateral (1)	632,7	50%	130,2	0,21
	Ponta (2)	628,6	50%	289,0	0,46
Situação 2: Sem embuchamento	Total	1399,0	-	379,8	0,27
	Lateral (1)	972,9	70%	200,1	0,21
	Ponta (2)	426,1	30%	195,9	0,46

Tabela 19 – Parâmetros da distribuição “a priori” da resistência do solo estimada a partir do método de Decourt-Quaresma, Setor 2.

Previsão "a priori" Decourt-Quaresma - Setor 2 (nº de estacas = 5)					
Situação Analisada	Carga	Média $\mu$ (kN)	% Carga Total (1)+(2)	Desvio Padrão $\sigma$ (kN)	Coefficiente de Variação $\mu/\sigma$
Situação 1: Com embuchamento	Total	853,0	-	197,4	0,23
	Lateral (1)	399,7	47%	67,3	0,17
	Ponta (2)	453,3	53%	170,6	0,38
Situação 2: Sem embuchamento	Total	921,9	-	172,2	0,19
	Lateral (1)	614,7	67%	103,5	0,17
	Ponta (2)	307,3	33%	115,6	0,38

Tabela 20 – Parâmetros da distribuição “a priori” da resistência do solo estimada a partir do método de Decourt-Quaresma, Setor 3.

Previsão "a priori" Decourt-Quaresma - Setor 3 (nº de estacas = 15)					
Situação Analisada	Carga	Média $\mu$ (kN)	% Carga Total (1)+(2)	Desvio Padrão $\sigma$ (kN)	Coefficiente de Variação $\mu/\sigma$
Situação 1: Com embuchamento	Total	987,9	-	448,0	0,45
	Lateral (1)	476,4	48%	204,4	0,43
	Ponta (2)	511,5	52%	292,8	0,57
Situação 2: Sem embuchamento	Total	1079,3	-	463,1	0,43
	Lateral (1)	732,6	68%	314,3	0,43
	Ponta (2)	346,7	32%	198,4	0,57

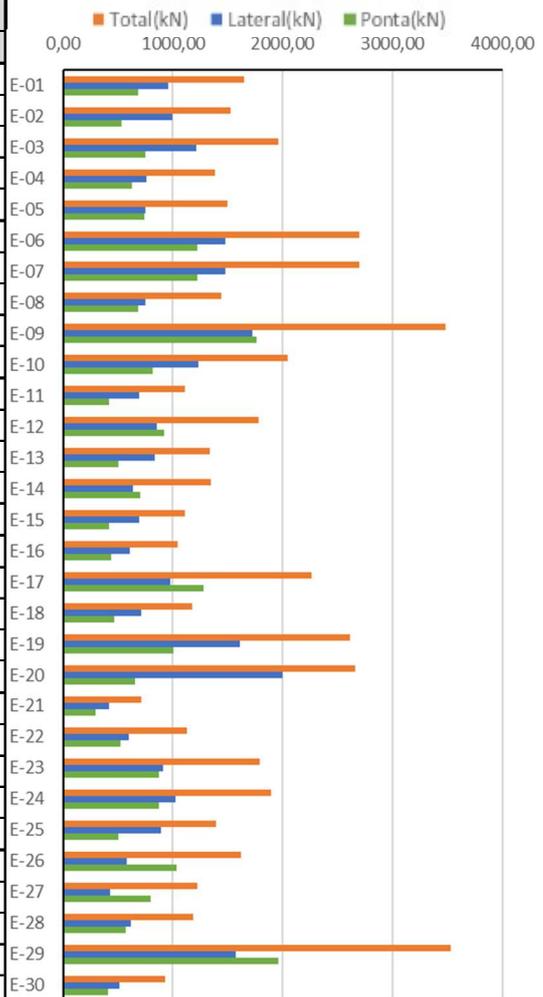
De posse dos resultados, verifica-se que os Setores 1 e 3 possuem valores mais elevados para os coeficientes de variação. As comparações dos parâmetros obtidos para cada setor analisado isoladamente seguem a mesma tendência da análise feita para a carga total, demonstrando que o método de Aoki-Velloso possui maiores coeficientes de variabilidade em todas as situações. De fato, o método de Aoki-Velloso apresenta maior contribuição de ponta, o que resulta nesta maior variabilidade.

### 3.3 Resultados das Análises para o Método de Velloso

Os resultados das análises das estimativas “a priori” da capacidade de carga das estacas ensaiadas, com base no Método de Velloso (1981), são exibidos nas Tabelas 21 e 22, as quais consideram, respectivamente, a condição com e sem embuchamento. O Anexo C exibe o modelo e um exemplo da planilha de cálculo utilizada para o método.

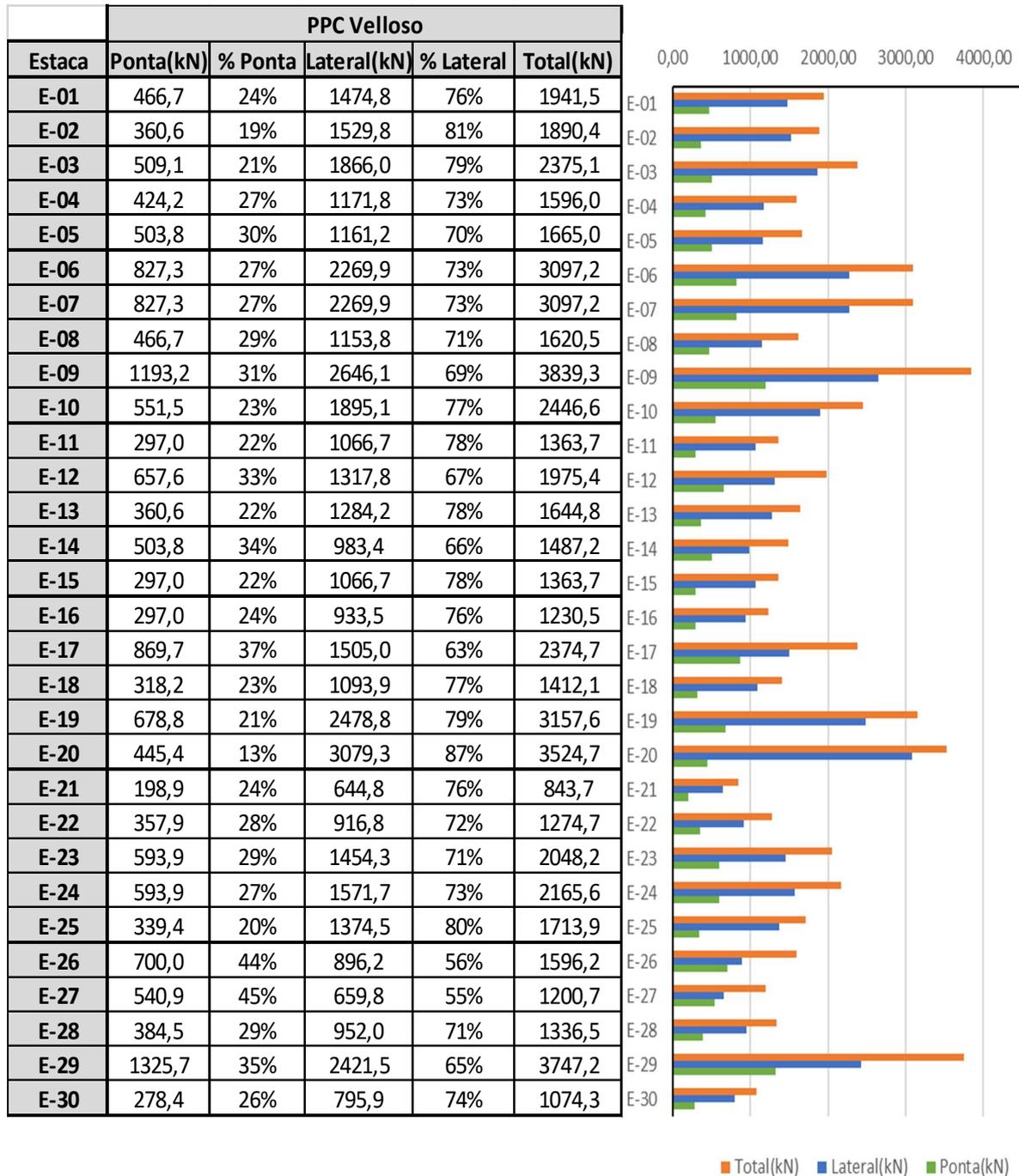
Tabela 21 – Valores “a priori” Velloso (Com embuchamento)

Estaca	PPC Velloso				
	Ponta(kN)	% Ponta	Lateral(kN)	% Lateral	Total(kN)
E-01	688,5	42%	963,1	58%	1651,6
E-02	532,0	35%	994,9	65%	1526,9
E-03	751,0	38%	1213,5	62%	1964,5
E-04	625,9	45%	762,0	55%	1387,9
E-05	743,0	50%	755,1	50%	1498,1
E-06	1220,5	45%	1476,2	55%	2696,7
E-07	1220,5	45%	1476,2	55%	2696,7
E-08	688,5	48%	750,4	52%	1438,9
E-09	1760,4	51%	1720,8	49%	3481,2
E-10	813,7	40%	1232,4	60%	2046,1
E-11	416,4	38%	691,5	62%	1107,9
E-12	922,0	52%	854,3	48%	1776,3
E-13	505,6	38%	832,5	62%	1338,1
E-14	706,4	53%	637,5	47%	1343,9
E-15	416,4	38%	691,5	62%	1107,9
E-16	438,1	42%	607,0	58%	1045,1
E-17	1283,1	57%	978,7	43%	2261,8
E-18	469,4	40%	711,4	60%	1180,8
E-19	1001,5	38%	1612,0	62%	2613,5
E-20	657,2	25%	2002,5	75%	2659,7
E-21	293,4	41%	419,3	59%	712,7
E-22	528,1	47%	596,2	53%	1124,3
E-23	876,3	49%	909,4	51%	1785,7
E-24	876,3	46%	1022,1	54%	1898,4
E-25	500,7	36%	893,9	64%	1394,6
E-26	1032,8	64%	582,8	36%	1615,6
E-27	798,0	65%	429,1	35%	1227,1
E-28	567,2	48%	619,1	52%	1186,3
E-29	1956,0	55%	1574,8	45%	3530,8
E-30	410,8	44%	517,6	56%	928,4



A porcentagem de ponta da estimativa “a priori” do método de Velloso, quando considerado o embuchamento, apresentou média de 45% e faixa de variação entre 25 e 65%.

Tabela 22 – Valores “a priori” Velloso (Sem embuchamento)



A porcentagem de ponta da estimativa “a priori” do método de Velloso, quando desconsiderado o embuchamento, apresentou média de 27% e faixa de variação entre 13 e 44%.

A Tabela 23 apresenta uma comparação entre as médias, os desvios padrões e coeficientes de variação das estimativas a priori, para ambas as situações de embuchamento analisadas, inclusive avaliando separadamente as parcelas de resistência mobilizada pela ponta e por atrito lateral.

Tabela 23 – Parâmetros da distribuição “a priori” da resistência do solo estimada a partir do método de Velloso

Previsão "a priori" Velloso (nº de estacas = 30)					
Situação Analisada	Carga	Média $\mu$ (kN)	% Carga Total (1)+(2)	Desvio Padrão $\sigma$ (kN)	Coefficiente de Variação $\mu/\sigma$
Situação 1: Com embuchamento	Total	1740,9	-	723,0	0,42
	Lateral (1)	950,9	55%	411,0	0,43
	Ponta (2)	790,0	45%	388,3	0,49
Situação 2: Sem embuchamento	Total	2003,5	-	822,8	0,41
	Lateral (1)	1464,5	73%	631,5	0,43
	Ponta (2)	539,0	27%	262,1	0,49

A semelhante tendência dos modelos de cálculo anteriores pode ser novamente observada, enquanto o coeficiente de variação da ponta previsto apresenta valores mais elevados, o coeficiente de variação do atrito lateral é inferior.

No caso desse modelo semi-empírico, os coeficientes de variação da ponta são menores quando comparados ao método de Aoki-Velloso, exceto pelo atrito lateral, no qual se observa um valor ligeiramente mais elevado. Em comparação ao método de Decourt-Quaresma, este apresentou valores próximos ao método de Velloso (1981), todavia com coeficientes de variação da ponta mais baixos e, em contrapartida, com coeficientes de variação do atrito mais altos. Contudo, cabe destacar que as distribuições de resistência percentuais da ponta e do atrito, no método de Velloso (1981), foram diferentes dos métodos anteriores demonstrando, para ambas as situações de embuchamento, percentuais maiores para a fração de atrito lateral na capacidade carga total.

Reproduzindo a análise de sensibilidade executada para os métodos anteriores, as Tabelas 24 a 26 exibem os valores dos parâmetros obtidos a partir das análises isoladas de cada setor do estudo.

Tabela 24 – Parâmetros da distribuição “a priori” da resistência do solo estimada a partir do método de Velloso, Setor 1.

Previsão "a priori" Velloso - Setor 1 (nº de estacas = 10)					
Situação Analisada	Carga	Média $\mu$ (kN)	% Carga Total (1)+(2)	Desvio Padrão $\sigma$ (kN)	Coefficiente de Variação $\mu/\sigma$
Situação 1: Com embuchamento	Total	2038,9	-	702,3	0,34
	Lateral (1)	1134,5	56%	345,2	0,30
	Ponta (2)	904,4	44%	380,0	0,42
Situação 2: Sem embuchamento	Total	2356,9	-	766,8	0,33
	Lateral (1)	1743,8	74%	531,1	0,30
	Ponta (2)	613,0	26%	257,6	0,42

Tabela 25 – Parâmetros da distribuição “a priori” da resistência do solo estimada a partir do método de Velloso, Setor 2.

Previsão "a priori" Velloso - Setor 2 (nº de estacas = 5)					
Situação Analisada	Carga	Média $\mu$ (kN)	% Carga Total (1)+(2)	Desvio Padrão $\sigma$ (kN)	Coefficiente de Variação $\mu/\sigma$
Situação 1: Com embuchamento	Total	1334,8	-	272,9	0,20
	Lateral (1)	741,5	56%	95,9	0,13
	Ponta (2)	593,4	44%	218,6	0,37
Situação 2: Sem embuchamento	Total	1567,0	-	255,9	0,16
	Lateral (1)	1143,9	73%	148,0	0,13
	Ponta (2)	423,2	27%	155,9	0,37

Tabela 26 – Parâmetros da distribuição “a priori” da resistência do solo estimada a partir do método de Velloso, Setor 3.

Previsão "a priori" Velloso - Setor 3 (nº de estacas = 15)					
Situação Analisada	Carga	Média $\mu$ (kN)	% Carga Total (1)+(2)	Desvio Padrão $\sigma$ (kN)	Coefficiente de Variação $\mu/\sigma$
Situação 1: Com embuchamento	Total	1677,7	-	786,0	0,47
	Lateral (1)	898,4	54%	477,4	0,53
	Ponta (2)	779,3	46%	427,3	0,55
Situação 2: Sem embuchamento	Total	1913,0	-	916,4	0,48
	Lateral (1)	1385,2	72%	734,4	0,53
	Ponta (2)	528,2	28%	289,6	0,55

A comparação dos resultados obtidos para cada setor analisado isoladamente segue a mesma tendência da análise feita para a carga total, demonstrando que o método de Velloso (1981) possui coeficientes de variação inferiores ou intermediários entre o método de Aoki-Velloso e Decourt-Quaresma.