UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

RODRIGO PAULO STRANO PASQUAL

ENSAIOS DE BAIXA DEFORMAÇÃO PARA AVALIAÇÃO DA INTEGRIDADE DE ESTACAS (PIT) – DESENVOLVIMENTO DE MODELOS NUMÉRICOS POR ELEMENTOS FINITOS E CONTRIBUIÇÕES ÀS ANÁLISES DE RESULTADOS

CURITIBA

2018

RODRIGO PAULO STRANO PASQUAL

ENSAIOS DE BAIXA DEFORMAÇÃO PARA AVALIAÇÃO DA INTEGRIDADE DE ESTACAS (PIT) – DESENVOLVIMENTO DE MODELOS NUMÉRICOS POR ELEMENTOS FINITOS E CONTRIBUIÇÕES ÀS ANÁLISES DE RESULTADOS

Dissertação apresentada como requisito parcial à obtenção do grau de Mestre em Engenharia de Construção Civil, área de concentração de Geotecnia no curso de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Alessander Christopher Morales Kormann.

CURITIBA

2018

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELO SISTEMA DE BIBLIOTECAS/UFPR
BIBLIOTECA DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA

P284e Pasqual, Rodrigo Paulo Strano
Ensaios de baixa deformação para avaliação da integridade de estacas (PIT) – desenvolvimento de modelos numéricos por elementos finitos e contribuições às análises de resultados / Rodrigo Paulo Strano Pasqual. – Curitiba, 2018.
209 p. : il. color. ; 30 cm.

Dissertação - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, 2018.

Orientador: Alessander Christopher Morales Kormann.

1. Estacas. 2. Modelos numéricos. 3. Elementos finitos. 4. Influência da armadura. 5. Velocidade de propagação de ondas. I. Universidade Federal do Paraná. II. Kormann, Alessander Christopher Morales. III. IV. Título.

CDD: 518.25

Bibliotecária: Romilda Santos - CRB-9/1214

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SETOR TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
PRÓ-REITORIA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO ENGENHARIA DE CONSTRUÇÃO CIVIL

TERMO DE APROVAÇÃO

Os membros da Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em ENGENHARIA DE CONSTRUÇÃO CIVIL da Universidade Federal do Paraná foram convocados para realizar a arguição da Dissertação de Mestrado de **RODRIGO PAULO STRANO PASQUAL** intitulada: **ENSAIOS DE BAIXA DEFORMAÇÃO PARA AVALIAÇÃO DA INTEGRIDADE DE ESTACAS (PIT): DESENVOLVIMENTO DE MODELOS NUMÉRICOS POR ELEMENTOS FINITOS E CONTRIBUIÇÕES ÀS ANÁLISES DE RESULTADOS**, após terem inquirido o aluno e realizado a avaliação do trabalho, são de parecer pela sua APROVAÇÃO no rito de defesa.

A outorga do título de mestre está sujeita à homologação pelo colegiado, ao atendimento de todas as indicações e correções solicitadas pela banca e ao pleno atendimento das demandas regimentais do Programa de Pós-Graduação.

Curitiba, 26 de Abril de 2018.

ALESSANDER CHRISTOPHER MORALES KORMANN
Presidente da Banca Examinadora (UFPR)

EDGAR ODEBRECHT
Avaliador Externo (UDESC)

VITOR PEREIRA FARO
Avaliador Interno (UFPR)

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais por terem proporcionado todas as condições para que eu atinja meus objetivos.

À minha querida esposa pela compreensão e apoio incondicionais.

À minha filha, minha preciosidade.

Ao meu irmão Thiago pelo apoio, opiniões, conselhos e por ser um grande parceiro.

Ao meu orientador Alessander pelas dicas, apoio e estímulo dados para a realização desse trabalho.

Ao meu amigo e colaborador Jhon pelo apoio e troca de ideias na operação dos softwares.

Aos professores, colegas e amigos que me acompanharam e apoiaram durante todo o tempo.

À Deus por ter me dado a oportunidade de conhecer essas pessoas e realizar este trabalho.

RESUMO

Os ensaios PIT para avaliação de integridade em estacas têm um custo relativamente baixo, são de rápida execução e são ensaios não destrutivos. Apesar dessas vantagens, as inúmeras variáveis envolvidas e a influência de fatores externos podem tornar a interpretação dos resultados complicada ou até mesmo impossível.

Dentre as variáveis que influenciam nos resultados e podem dificultar a sua interpretação estão as armaduras das estacas. Em estacas parcialmente armadas, a variação de densidade e de módulo de elasticidade entre o trecho armado e não armado e eventuais alterações na interface decorrentes do processo de introdução da armadura geram reflexões que podem ser confundidas com danos nas estacas e devem ser levadas em conta na análise dos resultados.

Em estacas muito esbeltas, com relações entre comprimento e diâmetro acima de 30, a dissipação de energia da onda de compressão desde o topo da estaca onde é aplicado o golpe com o martelo, percorrendo todo o trecho até o final da estaca e depois retornando ao topo, pode impossibilitar a identificação clara de ponta, dificultar a identificação de variações de impedância nos trechos mais profundos da estaca e a análise dos resultados em geral.

Neste trabalho são desenvolvidos modelos por elementos finitos que permitem a simulação numérica dos ensaios PIT e são realizadas contribuições à análise de fatores que afetam o ensaio como a influência da armadura inserida nas estacas, a simulação do amortecimento gerado pelo solo e a estimativa da velocidade de propagação de ondas no ensaio. Essas contribuições são resultado de análises e comparações entre os resultados obtidos nas simulações numéricas e cálculos com os obtidos em campo. Um novo sistema de classificação de possíveis danos é proposto para análise de reflexões observadas na ponta da armadura inserida em estacas parcialmente armadas.

Palavras-chave: Estacas, integridade, PIT, modelos numéricos, elementos finitos, influência da armadura, amortecimento, velocidade de propagação de ondas, classificação de danos.

ABSTRACT

Low strain integrity tests in piles are relatively cheap, of quick execution and nondestructive. Despite all these advantages, several variables are involved and the influence of external factors can complicate the interpretation of the results and even make it impossible.

Between the main variables can be highlighted the influence of the pile reinforcement. In piles partially reinforced, the difference in density and elastic modulus of the concrete in different parts of the pile and the influence of the process of introducing the reinforcement bars can induce some reflections in the test that can be confused with damage in the pile and, therefore, should be taken into account to analyze the tests results.

In slender piles, in which the relation length-diameter is above 30, the compression wave dissipation from the top of the pile where the hammer blow is applied to the pile tip and back to the top, can make it impossible to identify clearly the pile tip and impedance variations in the deepest parts of the pile making it difficult to analyze the results.

In this research, models based on finite elements method are developed in order to simulate numerically the low strain integrity tests. Also, some contributions are made to analyze factors that have some influence in the tests results such as the influence of the reinforcement, the simulation of the signal attenuation due to the soil and the estimative of the compression wave speed. These contributions are the result of extensive analysis and comparisons between the results obtained in the numerical simulations to those obtained in the field. A new procedure to classify possible damages is proposed based on the analysis of the reflections observed at the end of the reinforcement cage embedded in a pile partially reinforced.

Key-Words: Piles, low strain integrity test, numerical models, finite elements, influence of the reinforcement, attenuation, wave speed, damage classification.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Estaca escavada com redução de fuste identificada por ensaio de integridade PIT 23

Figura 2 – Percentual de danos identificados em diferentes tipos de estacas 24

Figura 3 – Evolução da resistência à compressão do concreto com o tempo em função da temperatura de cura do concreto 28

Figura 4 – Evolução do módulo de elasticidade do concreto com o tempo em função da temperatura de cura do concreto e evolução do módulo de elasticidade em relação à resistência à compressão 29

Figura 5 – Variação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade do concreto de estacas escavadas em função da profundidade 31

Figura 6 – Variação dos sinais obtidos numericamente simulando a instalação do acelerômetro a uma distância "r" do centro da estaca (local de aplicação do impacto do martelo) 33

Figura 7 – Foto de um martelo de mão utilizado no ensaio 34

Figura 8 – Variação da força aplicada no tempo e espectro de frequências gerados por um martelo de ferro (A) e martelo de plástico (B) 35

Figura 9 – Freqüência transmitida por diversos tipos de fixação dos acelerômetros 38

Figura 10 – Foto de um acelerômetro utilizado no ensaio PIT 38

Figura 11 – Foto de um processador em uso em ensaio PIT 39

Figura 12 – Comportamento de dilatação e compressão de uma onda do tipo "P" ... 41

Figura 13 – Comportamento de uma onda do tipo "S" 42

Figura 14 – Comportamento de uma onda do tipo "R" 42

Figura 15 – Velocidade de ondas "P", "S" e "R" normalizadas em relação a cR 44

Figura 16 – Variação da força "F" aplicada no topo da estaca em função do tempo "t" transcorrido desde o início do contato do martelo com a estaca 46

Figura 17 – Reflexões de onda na ponta da estaca e na variação de seção 47

Figura 18 – Reflexões de onda em uma interface com diferentes impedâncias 49

Figura 19 – Variações de velocidade e tensão de ondas refletidas e transmitidas em uma interface com diferentes impedâncias 50

Figura 20 – Trecho de uma barra prismática – dedução da equação da onda unidimensional 55

Figura 21 – Variação do deslocamento da ponta de uma estaca com ponta livre em função trecho percorrido pela onda de tensão (ct/L=1 = 100% da estaca) 59

Figura 22 – Representação da solução da equação da onda pelo método das características 62

Figura 23 – Representação dos resultados obtidos pelo método das características para uma estaca livre 63

Figura 24 – Processo de cálculo para a solução da equação da onda por análise espectral 64

Figura 25 – Representação da estaca segundo o método de Smith (1960) 67

Figura 26 – Modelo de cálculo unidimensional – simulação do ensaio por elementos finitos 72

Figura 27 – Representação de um elemento infinito 74

Figura 28 – Representação de um sinal de ensaio PIT amplificado 76

Figura 29 – Fluxograma das etapas de desenvolvimento da pesquisa 82

Figura 30 – Casos considerados para validação dos modelos numéricos – sem o solo 85

Figura 31 – Caso considerado para validação dos modelos numéricos com o solo 88

Figura 32 –Foto tirada durante a execução das estacas 89

Figura 33 – Destaque para os furos de sondagem executados próximos ao estaqueamento 90

Figura 34 – Exemplo de gráfico de monitoramento das estacas 91

Figura 35 – Estaca padrão modelada em 1-D e definição das propriedades do concreto – validação sem o solo 96

Figura 36 – Variação da força “F” aplicada no topo da estaca em função do tempo “t” transcorrido desde o início do contato do martelo com a estaca – validação inicial sem o solo 97

Figura 37 – Reflectograma – velocidade x tempo obtido para o caso “a” - modelo unidimensional – validação inicial sem o solo 99

Figura 38 – Reflectograma – velocidade x tempo obtido para o caso “b“ – modelo unidimensional – validação inicial sem o solo 99

Figura 39 – Reflectograma – velocidade x tempo obtido para o caso “c“ – modelo unidimensional – validação inicial sem o solo 99

Figura 40 – Reflexão das ondas de tensão para o caso “c” 101

Figura 41 – Estaca padrão modelada em 3-D e definição das propriedades do concreto – validação inicial sem o solo 103

Figura 42 – Discretização dos elementos no modelo 3-D– validação inicial sem o solo 105

Figura 43 – Reflectograma – velocidade x tempo obtido para o caso “a“ – modelo tridimensional – validação inicial sem o solo 105

Figura 44 – Reflectograma – velocidade x tempo obtido para o caso “b“ – modelo tridimensional – validação inicial sem o solo 106

Figura 45 – Reflectograma – velocidade x tempo obtido para o caso "c" – modelo tridimensional – validação inicial sem o solo 106

Figura 46 – Comparativo entre reflectogramas (velocidade x tempo) dos modelos uni e tridimensionais para os casos "a", "b" e "c" 107

Figura 47 – Indicativo da área de aplicação da carga (impacto do martelo) e ponto de detecção das variações de velocidade de partícula (instalação do acelerômetro).. 108

Figura 48 – Estaca modelada em 1-D e definição das propriedades do concreto – validação com o solo por comparação com Liao e Roesset (1997) 111

Figura 49 –Validação do modelo 1-D com o solo – sobreposição dos reflectogramas obtidos por Liao e Roesset (1997) e pelo autor desta pesquisa..... 113

Figura 50 – Estaca modelada em 1-D e definição das propriedades do concreto – validação com o solo por comparação com Chow et al. (2003) 114

Figura 51 –Validação do modelo 1-D com o solo – sobreposição dos reflectogramas obtidos por Chow et al. (2003) e pelo autor desta pesquisa 115

Figura 52 – Estaca e solo modelados em 3-D– validação com o solo por comparação com Liao e Roesset (1997) 118

Figura 53 –Validação do modelo 3-D com o solo – sobreposição dos reflectogramas obtidos por Liao e Roesset (1997) e pelo autor desta pesquisa..... 119

Figura 54 – Estaca e solo modelados em 3-D– validação com o solo por comparação com Chow et al. (2003) 122

Figura 55 – Corte da estaca e do solo modelados em 3-D– validação com o solo por comparação com Chow et al. (2003)..... 122

Figura 56 – Validação do modelo 3-D com o solo – sobreposição dos reflectogramas obtidos por Chow et al. (2003) e pelo autor desta pesquisa 123

Figura 57 – Locação das estacas da pesquisa de campo..... 129

Figura 58 – Foto retirada durante a execução dos ensaios de integridade PIT nas estacas da pesquisa de campo 132

Figura 59 – Detalhe da armadura das estacas..... 133

Figura 60 – Resumo dos resultados obtidos nos relatórios de sondagem – pesquisa de campo..... 134

Figura 61 – Locação dos furos de sondagem – banco de dados – Grupo 2 137

Figura 62 – Resumo dos resultados obtidos nos relatórios de sondagem – banco de dados – Grupo 2..... 138

Figura 63 – Locação dos furos de sondagem – banco de dados – Grupo 3 138

Figura 64 – Resumo dos resultados obtidos nos relatórios de sondagem – banco de dados – Grupo 3..... 139

Figura 65 – Locação dos furos de sondagem – banco de dados – Grupo 4 139

Figura 66 – Resumo dos resultados obtidos nos relatórios de sondagem – banco de dados – Grupo 4 140

Figura 67 – Locação dos furos de sondagem – banco de dados – Grupo 5 140

Figura 68 – Resumo dos resultados obtidos nos relatórios de sondagem – banco de dados – Grupo 5 141

Figura 69 – Comparação entre resultados variando o módulo de elasticidade do concreto – estaca hipotética 147

Figura 70 – Reflectogramas amortecido e amplificado – simulação 2 numérica 152

Figura 71 – Comparação entre o reflectograma amplificado obtido na simulação 2 numérica e os obtidos nos ensaios PIT das estacas do Grupo 2 do banco de dados 152

Figura 72 – Comparação entre o reflectograma amplificado calibrado obtido na simulação 2 numérica e o obtido no ensaio PIT na estaca E75 do Grupo 2 do banco de dados 153

Figura 73 – Reflectogramas amortecido e amplificado – simulação 6 numérica 156

Figura 74 – Comparação entre o reflectograma amplificado obtido na simulação 6 numérica e o obtido nos ensaios PIT do Grupo 3 do banco de dados 157

Figura 75 – Comparação entre o reflectograma amplificado calibrado obtido na simulação 6 numérica e o obtido no ensaio PIT na estaca E43 do Grupo 3 do banco de dados 157

Figura 76 – Reflectogramas amortecido e amplificado – simulação 10 numérica ... 161

Figura 77 – Comparação entre o reflectograma amplificado obtido na simulação 10 numérica e o obtido nos ensaios PIT realizados nas estacas do Grupo 1 161

Figura 78 – Comparação entre o reflectograma amplificado calibrado obtido na simulação 10 numérica e o obtido no ensaio PIT na estaca E7 do Grupo 1 162

Figura 79 – Reflectogramas amortecido e amplificado – simulação 14 numérica ... 165

Figura 80 – Comparação entre o reflectograma amplificado obtido na simulação 14 numérica e o obtido nos ensaios PIT realizados nas estacas do Grupo 4 165

Figura 81 – Comparação entre o reflectograma amplificado obtido na simulação 14 numérica e o obtido no ensaio PIT realizado na estaca E12 do Grupo 4 166

Figura 82 – Reflectogramas amortecido e amplificado – simulação 18 numérica ... 170

Figura 83 – Comparação entre o reflectograma amplificado obtido na simulação 18 numérica e o obtido nos ensaios PIT do Grupo 5 do banco de dados 170

Figura 84 – Comparação entre o reflectograma amplificado obtido na simulação 18 numérica e o obtido no ensaio PIT realizado na estaca E9 do Grupo 5 171

Figura 85 – Simulações 1 a 4 – Análise da influência da armadura inserida nas estacas 173

Figura 86 – Simulações 5 a 8 – Análise da influência da armadura inserida nas estacas 178

Figura 87 – Simulações 9 a 12 – Análise da influência da armadura inserida nas estacas 180

Figura 88 – Resultado do ensaio PIT na estaca E11 da pesquisa de campo (Grupo 1) 181

Figura 89 – Simulações 13 a 16 – Análise da influência da armadura inserida nas estacas 183

Figura 90 – Resultado do ensaio PIT na estaca E6 do Grupo 4 185

Figura 91 – Simulações 17 a 20 – Análise da influência da armadura inserida nas estacas 187

Figura 92 – Resultado do ensaio PIT na estaca E12 do Grupo 5 do banco de dados 188

Figura 93 – Indicação das amplitudes do sinal inicial ("V0") e de ponta ("V1") 191

Figura 94 – Classificação do possível dano na transição entre trecho armado e não armado para concreto simples com E=25000 MPa 194

Figura 95 – Classificação do possível dano na transição entre trecho armado e não armado para concreto simples com E=30000 MPa 195

Figura 96 – Classificação do possível dano na transição entre trecho armado e não armado para concreto simples com E=35000 MPa 195

Figura 97 – Classificação do possível dano na transição entre trecho armado e não armado para concreto simples com E=40000 MPa 195

Figura 98 – Gráfico-resumo da classificação do possível dano na transição entre trecho armado e não armado para concreto simples com módulo de elasticidade entre 25000 MPa e 40000 MPa 196

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Faixas de frequências induzidas por martelos de acordo com sua rigidez 35

Tabela 2 – Resumo das massas dos martelos citados em estudos publicados 36

Tabela 3 – Resumo das características recomendadas pela norma americana ASTM D5882-07 (2013) para os acelerômetros 37

Tabela 4 – Resumo das características recomendadas pela "PDI" para os acelerômetros 37

Tabela 5 – Classificação do dano de acordo com o método Beta (β) 78

Tabela 6 – Dados de entrada considerados para validação complementar dos modelos numéricos – com o solo – Liao e Roesset (1997) 87

Tabela 7 – Dados de entrada considerados para validação complementar dos modelos numéricos – com o solo – Chow et al. (2003) 87

Tabela 8 – Resumo das estacas do banco de dados 92

Tabela 9 – Resumo das simulações realizadas para comparação com resultados de campo 94

Tabela 10 – Cálculo das velocidades, tempos e reflexões para o caso "c" – modelo unidimensional – validação inicial sem o solo 102

Tabela 11 – Cálculo dos coeficientes de amortecimento e constantes elásticas para aplicação no modelo – validação com o solo por comparação com Liao e Roesset (1997) 112

Tabela 12 – Cálculo dos coeficientes de amortecimento e constantes elásticas para aplicação no modelo – validação com o solo por comparação com Chow et al. (2003) 115

Tabela 13 – Resumo das resistências do concreto das estacas obtidas em corpos de prova e estimativas do E_{dyn} – Estacas do Grupo 1 130

Tabela 14 – Diâmetro (Φ) e comprimento (L) das estacas, tempo de contato do martelo com o topo da estaca (tc) e carga aplicada no topo (F) – Estacas do Grupo 1 131

Tabela 15 – Resumo das médias obtidas para cada grupo de estacas do banco de dados 136

Tabela 16 – Resumo das resistências do concreto das estacas obtidas em corpos de prova e estimativas do E_{dyn} – Estacas do Grupo 1 143

Tabela 17 – Resumo das estimativas do E_{dyn} calibrado e diferenças para o Edyn Calculado – Estacas dos Grupos 2 a 5 144

Tabela 18 – Módulo de elasticidade do solo estimado para cada camada – Simulação 2 150

Tabela 19 – Cálculo dos coeficientes de amortecimento e constantes elásticas para aplicação no modelo – Simulação 2/Grupo 2 151

Tabela 20 – Módulo de elasticidade do solo estimado para cada camada – Grupo 3 155

Tabela 21 – Cálculo dos coeficientes de amortecimento e constantes elásticas para aplicação no modelo – Simulação 6/Grupo 3 155

Tabela 22 – Módulo de elasticidade do solo estimado para cada camada – Estacas do Grupo 1/Simulação 10 159

Tabela 23 – Cálculo dos coeficientes de amortecimento e constantes elásticas para aplicação no modelo – Estacas do Grupo 1/Simulação 10 160

Tabela 24 – Módulo de elasticidade do solo estimado para cada camada – Estacas do Grupo 4/Simulação 14 163

Tabela 25 – Cálculo dos coeficientes de amortecimento e constantes elásticas para aplicação no modelo – Estacas do Simulação 14/Grupo 4 164

Tabela 26 – Módulo de elasticidade do solo estimado para cada camada – Estacas do Grupo 5/Simulação 18 168

Tabela 27 – Cálculo dos coeficientes de amortecimento e constantes elásticas para aplicação no modelo – Estacas do Simulação 18/Grupo 5 169

Tabela 28 – Resumo das propriedades médias do concreto consideradas em cada simulação 173

Tabela 29 – Resumo das análises dos reflectogramas das Simulações 1 a 4 174

Tabela 30 – Relação entre amplitudes do pico inicial e da reflexão na ponta da armadura, fator Beta e classificação das estacas do Grupo 2 175

Tabela 31 – Resumo das médias obtidas para cada grupo de estacas do banco de dados 177

Tabela 32 – Resumo das análises dos reflectogramas das Simulações 5 a 8 178

Tabela 33 – Resumo das propriedades médias do concreto consideradas em cada simulação 179

Tabela 34 – Resumo das análises dos reflectogramas das Simulações 9 a 12 180

Tabela 35 – Resumo das médias obtidas para cada grupo de estacas do banco de dados 183

Tabela 36 – Resumo das análises dos reflectogramas das Simulações 13 a 16 184

Tabela 37 – Resumo das médias obtidas para cada grupo de estacas do banco de dados 186

Tabela 38 – Resumo das análises dos reflectogramas das Simulações 17 a 20 187

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Principais normas existentes no mundo regulamentando a execução de ensaios de integridade PIT 26

Quadro 2 – Soluções para a equação da onda 57

Quadro 3 – Classificação dos danos pelo método de Liang e Rausche (2011) e Webster et al. (2011) 78

Quadro 4 – Forma de obtenção de parâmetros para simulação do ensaio nas estacas do Grupo 1 126

Quadro 5 – Forma de obtenção de parâmetros - simulação do ensaio nas estacas dos Grupos 2 a 5 126

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 18

1.1 PROBLEMATIZAÇÃO **19**

1.2 OBJETIVOS **20**

1.3 JUSTIFICATIVAS **20**

1.3.1 Ambiental 21

1.3.2 Social 21

1.3.3 Econômica 22

1.3.4 Tecnológica 23

1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO **24**

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 25

2.1 HISTÓRICO RECENTE **25**

2.2 PROCEDIMENTOS PARA A REALIZAÇÃO DO ENSAIO E ASPECTOS RELEVANTES **27**

2.3 CARACTERÍSTICAS ESPECÍFICAS DOS EQUIPAMENTOS UTILIZADOS **33**

2.3.1 Martelo 33

2.3.2 Instrumentos de medição 36

2.3.3 Processadores 39

2.4 TEORIA DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS **40**

2.4.1 Tipos de ondas 40

2.4.1.1 Ondas de compressão (tipo “P”) 41

2.4.1.2 Ondas de cisalhamento (tipo “S”) 41

2.4.1.3 Ondas Rayleigh (tipo “R) 42

2.4.2 Características de propagação das ondas 43

2.4.2.1 Velocidades 43

2.4.2.2 Amplitude de onda 45

2.4.2.3 Reflexões de ondas 47

2.4.3 Atenuação dos sinais 50

2.4.4 Equação da onda 54

2.5 SOLUÇÕES PARA A RESOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS **56**

2.5.1 Solução analítica pelo método da transformada de Laplace 57

2.5.2 Solução analítica pelo método da separação de variáveis 59

2.5.3 Solução analítica pelo método das características 61

2.5.4 Solução analítica por análise espectral 64

2.5.5 Solução analítica tridimensional 65

2.5.6 Soluções numéricas – evolução histórica 67

2.5.7 Soluções numéricas por elementos finitos 69

2.5.7.1 Princípio básico e métodos de integração 69

2.5.7.2 Simulação unidimensional por elementos finitos 71
2.5.7.3 Simulação bidimensional e tridimensional por elementos finitos 73
2.5.7.3.1 Discretização 73
2.5.7.3.2 Condições de contorno 74
2.5.7.3.3 Intervalo de tempo para cada passo de cálculo 75
2.5.7.3.4 Modelo constitutivo do solo 75
2.5.7.3.5 Atribuição das condições de contato na interface solo-estaca 75

2.6 TRATAMENTO DOS RESULTADOS OBTIDOS NO ENSAIO 76
2.6.1 Amplificação 76
2.6.2 Filtragem 77

2.7 MÉTODOS E CLASSIFICAÇÕES PARA ANÁLISE DOS RESULTADOS 77
2.7.1 Método Beta 77
2.7.2 Classificação de Liang e Rausche (2011) e Webster et al. (2011) 78

2.8 LIMITAÇÕES DO ENSAIO 80
2.8.1 Interação solo-estaca e relação máxima comprimento/diâmetro da estaca 80
2.8.2 Influência da armadura 81

3 PROGRAMA DE PESQUISA 82

3.1 PESQUISA NUMÉRICA 82
3.1.1 Validação dos modelos numéricos 84
3.1.1.1 Validação inicial dos modelos numéricos – sem o solo 85
3.1.1.2 Validação complementar dos modelos numéricos – com o solo 86

3.2 PESQUISA DE CAMPO 88

3.3 BANCO DE DADOS 92

3.4 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS E COMPARAÇÃO COM RESULTADOS DE CAMPO 93

4 PESQUISA NUMÉRICA 95

4.1 DESENVOLVIMENTO DOS MODELOS NUMÉRICOS E VALIDAÇÃO INICIAL SEM O SOLO 95
4.1.1 Modelo numérico unidimensional 95
4.1.2 Modelo numérico tridimensional 103

4.2 VALIDAÇÃO COMPLEMENTAR COM O SOLO 110
4.2.1 Modelo numérico unidimensional 110
4.2.1.1 Validação por comparação com Liao e Roesset (1997) 110
4.2.1.2 Validação por comparação com Chow et al. (2003) 114
4.2.2 Modelo numérico tridimensional 116
4.2.2.1 Validação por comparação com Liao e Roesset (1997) 116
4.2.2.2 Validação por comparação com Chow et al. (2003) 120

4.3 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES 123

5 PESQUISA DE CAMPO E BANCO DE DADOS – ENSAIOS E OBTENÇÃO DE PARÂMETROS PARA INPUT NOS MODELOS NUMÉRICOS 125

5.1 FORMA DE OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS PARA INPUT NOS MODELOS **125**

5.2 ENSAIOS E OBTENÇÃO DE PARÂMETROS **128**
5.2.1 Pesquisa de campo 128
5.2.2 Banco de dados 135

6 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS, COMPARAÇÃO COM RESULTADOS DE CAMPO E CONCLUSÕES 142

6.1 PROPRIEDADES DO CONCRETO E VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS DE TENSÃO **142**

6.2 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS E COMPARAÇÃO COM RESULTADOS DE CAMPO – EFEITO DE AMORTECIMENTO GERADO PELO SOLO **148**
6.2.1 Simulação 2 x Grupo 2 do banco de dados 148
6.2.2 Simulação 6 x Grupo 3 do banco de dados 154
6.2.3 Simulação 10 x Grupo 1 (estacas da pesquisa de campo) 158
6.2.4 Simulação 14 x Grupo 4 das estacas do banco de dados 163
6.2.5 Simulação 18 x Grupo 5 das estacas do banco de dados 167

6.3 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS E COMPARAÇÃO COM RESULTADOS DE CAMPO – EFEITO DA ARMADURA INSERIDA NA ESTACA 172
6.3.1 Simulações 1 a 4 172
6.3.2 Simulações 5 a 8 177
6.3.3 Simulações 9 a 12 179
6.3.4 Simulações 13 a 16 182
6.3.5 Simulações 17 a 20 186

6.4 RESULTADOS OBTIDOS 189
6.4.1 Conclusões gerais 189
6.4.2 Novo sistema de classificação de potenciais danos na transição entre trecho armado e não armado da estaca 193

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS 198

7.1 CONCLUSÕES FINAIS 198

7.2 LIMITAÇÕES 200

7.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS 201

REFERÊNCIAS 203

1 INTRODUÇÃO

Os riscos associados a problemas de integridade em fundações profundas levaram as normas brasileiras e internacionais a incluírem o tema em seus textos. Especificamente para estacas escavadas, a norma brasileira ABNT NBR 6122 (2010) determina inspeções visuais em 1% das estacas (no mínimo uma por obra) para verificação da qualidade e integridade do fuste. Ainda que não requerida pela norma brasileira, algumas empresas têm exigido de seus fornecedores a execução de ensaios de integridade PIT em até 100% das estacas. A velocidade de execução e o custo relativamente baixo são apontados como principais vantagens do ensaio. No entanto, muitas vezes a interpretação dos resultados desses ensaios é difícil especialmente quando há alterações na seção transversal das estacas ou quando há influência do solo circundante (SCHAUER; LANGER, 2012). Bungenstab e Beim (2015) indicam também que a armadura exposta acima do topo da estaca e estacas armadas parcialmente podem gerar alterações nos sinais obtidos no ensaio e dificultar a identificação de um dano.

Uma das formas de avaliação dos resultados obtidos no ensaio PIT e da influência desses fatores externos nos resultados é simular o ensaio numericamente ou analiticamente e comparar o resultado teórico obtido com o resultado prático. Ordóñez e Botero (2010) por exemplo, utilizando uma solução analítica para o problema de propagação de ondas (base do ensaio PIT), simularam os resultados que seriam obtidos em estacas íntegras e em estacas com variações de seção em diversas condições. Ambrosini e Ezeberry (2005) e Chai et al. (2011) publicaram resultados obtidos em simulações numéricas modelando a estaca como uma barra e o solo como molas e amortecedores obtendo uma boa correspondência entre a simulação e resultados práticos em campo. Alguns trabalhos foram publicados recentemente simulando o ensaio em modelos numéricos tridimensionais com objetivos distintos como os de Luo, Chen e Hu (2010), Ding et al. (2011), Schauer e Langer (2012), Cosic, Folic B. e Folic R. (2014), Wang, Wu, Xiao (2014), Hetland (2015) e Hou et al. (2016). Nenhum deles utilizou o modelo, entretanto, para avaliar a influência da armadura das estacas nos resultados.

Neste trabalho são desenvolvidos dois modelos numéricos por elementos finitos: um unidimensional e outro tridimensional. Os resultados obtidos nos modelos para condições específicas são validados por comparação com os resultados obtidos

analiticamente e numericamente por outros autores. Os modelos validados são utilizados em simulações complementares variando as propriedades e características da estaca, do solo e do concreto. Por comparação com resultados de campo é avaliada a influência nos resultados da armadura inserida nas estacas, a previsão da velocidade de propagação de ondas de tensão nas estacas a partir do f_{ck} do concreto e a previsão dos efeitos de amortecimento dos sinais gerados pelo solo com base em ensaios SPT. Um novo sistema de classificação de possíveis danos é proposto baseado na análise de reflexões observadas na ponta da armadura inserida em estacas parcialmente armadas.

1.1 PROBLEMATIZAÇÃO

A verificação da integridade das estacas em uma obra é importante para evitar que um potencial dano em uma estaca gere problemas e manifestações patológicas em parte ou em toda a estrutura. Um dos ensaios utilizados para esse fim é o ensaio mais conhecido no Brasil como PIT derivado do nome de um equipamento utilizado no ensaio (Pile Integrity Tester). Nesse ensaio, são registradas as variações de velocidade de partícula no topo da estaca, em função do tempo, após um golpe aplicado com o uso de um martelo (VELLOSO; LOPES, 2010). De acordo com a teoria de propagação unidimensional das ondas de tensão, as características do sinal (positivas e negativas) assim como sua amplitude são função da relativa variação de impedância da estaca (NI et al., 2006). Sendo a impedância de uma estaca função de sua área e do módulo de elasticidade e densidade do concreto pode-se inferir que reduções de impedância indiciem potenciais danos nas estacas (BUNGENSTAB; BEIM, 2015).

As principais vantagens do teste são a velocidade de execução, o custo relativamente baixo e a portabilidade dos equipamentos o que o tornaram um método padronizado para a garantia de qualidade de fundações profundas em muitos países (KLINGMÜLLER; KIRSCH, 2004) [no Brasil, o ensaio não é obrigatório segundo as prescrições da norma ABNT NBR 6122 (2010)]. A despeito disso, há diversas variáveis a serem consideradas no ensaio como o comprimento máximo admissível da estaca, as variações na estratigrafia e características do solo e a dificuldade de detecção de problemas mais sérios no caso de estacas com muitas variações de geometria do fuste (NI et al., 2006), motivos pelos quais os relatórios com os

resultados de ensaios PIT informam que eles não são conclusivos. Segundo Bungenstab e Beim (2015), pode inclusive haver subjetividade na interpretação dos resultados. Sendo assim, os problemas que motivam a realização desta pesquisa são: é possível simular numericamente o ensaio PIT e suas principais variáveis? Qual a influência da armadura inserida nas estacas? Como classificar possíveis reflexões no sinal observadas na transição entre o trecho armado e o não armado? É possível simular numericamente o amortecimento gerado no ensaio e, por conseguinte, prever a relação L/D (comprimento/diâmetro da estaca) máxima admissível para a execução de um ensaio PIT para determinadas condições de solo? É possível prever as propriedades dinâmicas do concreto e, por conseguinte, a velocidade de propagação de ondas num ensaio PIT antes de realizá-lo possibilitando uma precisão maior na determinação do comprimento efetivo das estacas ensaiadas?

1.2 OBJETIVOS

Os objetivos do presente trabalho são elaborar modelos numéricos que permitam simular ensaios PIT e avaliar, comparando resultados obtidos numericamente com resultados de campo: a influência, nos resultados, da armadura inserida na estaca quando esta é parcialmente armada, a previsão do amortecimento gerado pelo solo no ensaio e a previsão da velocidade de propagação de ondas.

1.3 JUSTIFICATIVAS

As justificativas para a realização da presente pesquisa fundamentam-se na importância do ensaio PIT que, por possibilitar a avaliação da integridade das estacas, pode aumentar a confiabilidade do estaqueamento executado. Além disso, pode-se destacar sua praticidade e seu baixo custo executivo. Estudos como este, pelo seu ineditismo na abordagem do tema, podem contribuir para a avaliação dos resultados obtidos e as influências das armaduras nos resultados. Também podem auxiliar na determinação, previamente à realização do PIT, de uma relação L/D limite para que uma estaca possa ser ensaiada, dependendo das condições do solo e na previsão da velocidade de propagação de ondas no ensaio aumentando a precisão da determinação do comprimento real da estaca. As justificativas foram subdivididas em quatro áreas principais: ambiental, social, econômica e tecnológica.

1.3.1 Ambiental

Na execução de um ensaio de integridade PIT não são gerados resíduos. Trata-se, portanto, de um ensaio não-destrutivo (CUNHA; DE CARVALHO; SILVA, 2002). Alguns outros ensaios com o mesmo objetivo geram mais resíduos e maior dispêndio de materiais como a extração de testemunhos ou escavações laterais às estacas (KLINGMÜLLER; KIRSCH, 2004).

Conforme pesquisa divulgada pela Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais - ABRELPE (2014), realizada em conjunto com o IBGE, foram coletadas 122.262 toneladas por dia de resíduos da construção civil (construção e demolição) no Brasil representando um aumento de mais de 4,1% em relação a 2013 (117.435 toneladas por dia). Segundo a mesma publicação, este volume não representa o total de resíduos gerados no setor mas é a parcela do total que possui os registros mais confiáveis. O crescente volume de resíduos de construção civil gerados e coletados tem se tornado um problema nas grandes cidades com a necessidade de destinação de grandes áreas de aterro para sua deposição e usinas para reciclagem e tratamento. Portanto, a utilização de um método de ensaio que não seja destrutivo pode contribuir para minimizar os impactos ambientais relativos à geração de resíduos sólidos na indústria da construção civil.

1.3.2 Social

Segundo Milititsky, Schnaid e Consoli (2005) houve uma evolução no desenvolvimento de equipamentos construtivos resultando no aumento da capacidade de carga dos elementos individuais e fazendo com que, em grande número de casos, seja utilizada uma única estaca para cargas elevadas. Existe, portanto, um grande risco estrutural associado à falha de uma estaca podendo gerar grandes danos sociais em caso de colapso. Um eventual acidente ocasionado por um dano em uma ou mais estacas pode resultar em necessidade de interdição de edificações e danos à imagem dos profissionais envolvidos.

Na cidade de Hong Kong no ano 2000 foi publicado o caso de dois edifícios de mais de trinta andares que foram demolidos devido aos excessivos recalques de suas fundações detectados já durante a fase construtiva pelas autoridades competentes. Os edifícios faziam parte de um projeto denominado Yuen Chau Kok, Shatin Area 14B,

Phase 2. Relatórios técnicos apontaram que uma das causas principais foi que o executor não seguiu os procedimentos adequados de projeto fazendo com que parte das estacas ficasse até 15,40 m mais curta e com problemas de integridade (descontinuidades e redução de fuste). Apesar de terem sido especificados ensaios de integridade nessas estacas, os executores fraudaram relatórios exigidos pelas autoridades competentes. Dois dos diretores responsáveis pela construção foram presos e multas foram aplicadas. Os investidores do empreendimento também tiveram suas vidas afetadas pela ampla divulgação do caso e pela notícia de que, se as autoridades não tivessem descoberto os relatórios fraudados, 656 famílias poderiam ter se mudado para o edifício e sido colocadas em grave risco (HERTLEIN; DAVIS, 2006). Se ensaios de integridade PIT tivessem sido executados e interpretados por técnicos capacitados possivelmente os danos citados acima poderiam ter sido evitados. Portanto, a execução de ensaios de integridade e sua adequada interpretação e entendimento dos fatores que influenciam os resultados é uma questão de interesse social. A falha de uma das estacas pode, a exemplo do que aconteceu em Hong Kong, afetar a vida de muitas pessoas.

1.3.3 Econômica

O ensaio de integridade PIT é um ensaio relativamente barato sendo assim reportado por diversos autores como Ni et al. (2006) e Niederleithinger e Taffe (2006). Um segundo fator que contribui para a boa relação custo-benefício desse ensaio é a velocidade de execução. Segundo Kormann (2002), em uma campanha de um dia é possível ensaiar até cinquenta estacas. Em grande parte dos empreendimentos, o tempo é fator determinante e impactante no custo final da obra. Outro benefício econômico que pode surgir da análise de ensaios de integridade PIT é a minimização de riscos associados a um eventual problema estrutural ocasionado por uma falha em uma estaca. O custo de reforçar uma fundação, além dos custos indiretos com descarregamento da estrutura, evacuação da edificação, pode ser muitas vezes superior ao custo inicial de sua execução.

1.3.4 Tecnológica

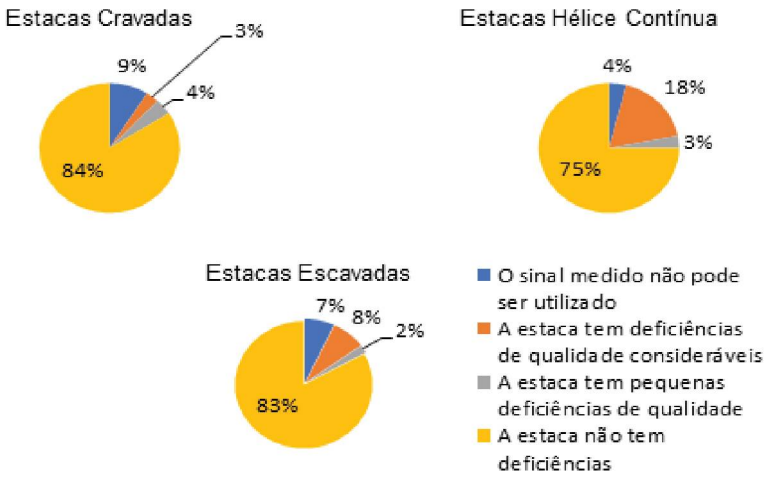
A aplicação do ensaio de integridade PIT em estacas moldadas no local é motivo de críticas de parte da comunidade geotécnica (BUNGENSTAB; BEIM, 2015). No entanto, uma adequada interpretação e sua associação com outros dados disponíveis pode ajudar consideravelmente no controle de qualidade e aceitação das estacas executadas minimizando as incertezas e subjetividade na análise dos resultados (CUNHA; DE CARVALHO; SILVA, 2002). Na Figura 1 abaixo pode-se notar um caso real em que a redução de fuste ("estrangulamento") de uma estaca foi identificada em um ensaio de integridade PIT.

Figura 1 – Estaca escavada com redução de fuste identificada por ensaio de integridade PIT

Fonte: Mililitsky, Schnaid e Consoli (2005)

Klingmüller e Kirsch (2004) citam um estudo realizado pelo Instituto de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações da Universidade Técnica de Braunschweig na Alemanha que investigou 3773 ensaios de integridade realizados em estacas de concreto moldado no local. O resultado deste estudo é resumido na Figura 2.

Figura 2 – Percentual de danos identificados em diferentes tipos de estacas



Fonte: Adaptado de Klingmüller e Kirsch (2004)

Nota-se que os ensaios de integridade são úteis para identificação de possíveis defeitos inclusive em estacas escavadas. Também sob o aspecto tecnológico, as análises conduzidas no presente trabalho e os modelos numéricos desenvolvidos podem contribuir para uma evolução do conhecimento a respeito da influência das armaduras e do solo nos ensaios PIT.

1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho é dividido em 8 capítulos sendo o primeiro introdutório e o último, referências. No segundo, é apresentada a revisão bibliográfica com um compêndio detalhado das principais publicações e pesquisas a respeito do tema. No terceiro, é apresentado o programa de pesquisa para atingir os objetivos propostos. No quarto capítulo é apresentado o desenvolvimento dos modelos numéricos e sua validação. No quinto, são apresentados os ensaios realizados em campo e os resultados obtidos bem como os resultados de ensaios disponíveis em banco de dados utilizados pelo autor para complementar a pesquisa. São, ainda, demonstrados os procedimentos realizados para obtenção dos dados de entrada para *input* nos modelos numéricos. No sexto são realizadas as análises numéricas, comparações com os resultados de campo e resultados. Por fim, no sétimo capítulo são apresentadas as conclusões obtidas na pesquisa, limitações e sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Esta revisão bibliográfica inicia com os principais aspectos relacionados com o ensaio PIT como: histórico resumido, procedimentos executivos, descrição geral do ensaio e equipamentos utilizados. Em seguida, são apresentados os principais aspectos relativos aos resultados obtidos incluindo: os conceitos da teoria de propagação de ondas que os fundamentam, os métodos utilizados para tratamento dos resultados (como amplificação e filtragem) e a relação dos reflectogramas com possíveis problemas de integridade nas estacas. Por fim, são apresentadas as limitações do ensaio apontadas por autores cujos trabalhos já foram publicados.

2.1 HISTÓRICO RECENTE

O método de avaliação de integridade de uma estaca através da sua resposta a um impacto, usando um transdutor instalado no seu topo, foi primeiramente publicado em 1968 por Jean Paquet. Inicialmente chamado pelo autor de *"la méthode d`écho"*, desde então o teste recebeu vários outros nomes como PIT (*"pile integrity test"*), *"low strain integrity test"*, *"sonic echo"* e *"impulse echo"*. Paquet (1968) também introduziu noções de deconvolução do sinal de retorno para eliminar o retorno oscilatório da estaca ao equilíbrio e também a amplificação exponencial do sinal no domínio do tempo para reduzir os efeitos de amortecimento do solo e facilitar a análise dos sinais refletidos em maior profundidade. Mostrou ainda que, com a tecnologia analógica de processamento de sinais disponível à época, a análise no domínio da frequência era a melhor alternativa, especialmente quando havia defeitos nos primeiros metros de estaca. Nessa época, a análise no domínio da frequência era mais aplicada na França e no Reino Unido (onde predominavam estacas escavadas) e a análise no domínio do tempo era mais aplicada na Holanda, países escandinavos e Estados Unidos, onde predominava o uso de estacas cravadas pré-moldadas com seção constante (HERTLEIN; DAVIS, 2006).

Na década de 1980 houve uma evolução do método motivada pelo surgimento de equipamentos e técnicas que produziam resultados rápidos e confiáveis. O trabalho publicado na *"Stresswave Conference"* por Schaap e De Vos (1984) indica a utilização de equipamentos digitais. Companhias como a Pile Dynamics, Inc., CEBTP e TNO desenvolveram seus sistemas e equipamentos próprios baseados no método

de ensaio. No final dessa década, o ensaio foi expandido para determinar o comprimento de estacas sob estruturas já existentes (HUSSEIN; GOBLE, 2004). No Brasil, a aplicação de testes dinâmicos baseados na equação da teoria da propagação de ondas foi primeiramente introduzida em 1981 em estaqueamentos offshore sendo que o primeiro ensaio PIT ocorreu em 1989 (NIYAMA; BEIM, 2000).

Com o desenvolvimento da gravação e processamento digital dos resultados, novos avanços foram possíveis e possibilitaram uma expansão das aplicações do método (LIKINS; RAUSCHE, 2000). Uma série de conferências específicas sobre a aplicação da teoria de propagação de ondas em estacas, a publicação de normas e estudos contribuíram, desde então, para a evolução na análise dos resultados dos ensaios incluindo análises tridimensionais e métodos de tratamento dos resultados. No Quadro 1 é apresentada uma relação de normas existentes que regulamentam os ensaios de integridade PIT em estacas em vários países.

Quadro 1 – Principais normas existentes no mundo regulamentando a execução de ensaios de integridade PIT

Norma	**País**	**Título**
DGGT – EA – Pfähle (2012)	Alemanha	*Empfehlungen des Arbeitskreises – Pfahl - Integritätsprüfungen*
AS 2159-2009	Austrália	*Pile-Design and Installation.*
ASTM D5882-07, 2013	Estados Unidos	*Standard Test Method for Low Strain Impact Integrity Testing of Deep Foundations*
NFP 94-160-2; NFP 94-160-4	França	*Soil: investigation and testing. Auscultation of buried work. Method by reflection/impedance.*
ICE (2007)	Inglaterra	*Specification for Piling and Embedded Retaining Walls*

Fonte: O autor (2018)

No Brasil não existe normatização específica a respeito do ensaio. A norma ABNT NBR 6122 (2010) determina a realização de uma inspeção visual para verificação da integridade em 1% das estacas moldadas no local (no mínimo uma por obra) sendo que, para isso, as estacas inspecionadas devem ser expostas abaixo da cota de arrasamento e, se possível, até o nível d`água.

Os principais aspectos relacionados à evolução histórica do ensaio auxiliam na compreensão do atual estágio de desenvolvimento técnico e acadêmico do ensaio de integridade. No próximo item são apresentados os procedimentos para execução do

ensaio recomendados nas principais publicações sobre o tema bem como os estudos e justificativas encontrados para cada etapa do ensaio.

2.2 PROCEDIMENTOS PARA A REALIZAÇÃO DO ENSAIO E ASPECTOS RELEVANTES

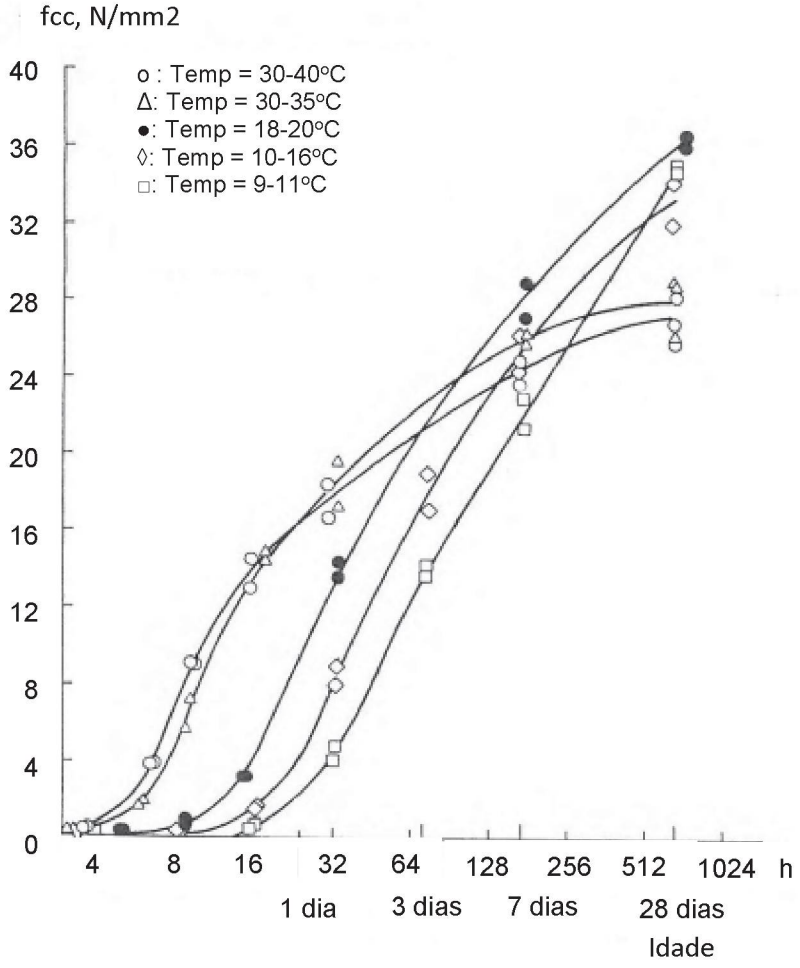
Liang e Rausche (2011) recomendam, inicialmente, obter informações para auxiliar a posterior análise dos resultados como: checar o diâmetro da estaca no seu topo, obter a data e o tempo de concretagem ou cravação da estaca, anotar o traço e o volume de concreto utilizado, a armadura projetada e executada, o comprimento da estaca efetivamente executado, obter os dados de monitoramento da execução e as informações a respeito do solo e nível d`água.

Obtidos esses dados, o teste prossegue com a preparação e nivelamento do topo da estaca para evitar que qualquer microfissura ou contaminação do concreto com solo ou resíduos de construção afete a transmissão da onda ao longo do fuste da estaca (HAJALI, 2013). Não é recomendado o nivelamento do topo com argamassa ou material diferente do que compõe a estaca efetivamente, para evitar interferências nos resultados.

Bungenstab e Beim (2015) recomendam como boa prática cortar as armaduras expostas acima do topo da estaca a no máximo 1 metro para evitar que haja interferência da vibração das barras no sinal obtido no PIT.

O concreto da estaca deve estar com uma resistência suficiente para transmitir a onda de tensão gerada pelo impacto do martelo. Uma recomendação é que o teste seja executado no mínimo depois de sete dias da concretagem da estaca e com pelo menos 75% de sua resistência de projeto (ASTM D5882-07, 2013). A evolução das propriedades mecânicas do concreto com o tempo, em especial a resistência à compressão, é influenciada por diversos fatores como fator água/cimento, temperatura de cura de concreto, tipo de cimento utilizado, aditivos e condições de cura. Relações entre a resistência à compressão do concreto e o tempo desde a concretagem foram apresentadas por Byfors (1980) considerando os diversos fatores relacionados acima. Na Figura 3, a título de exemplo, ilustram-se curvas típicas dessa relação em função da temperatura de cura do concreto.

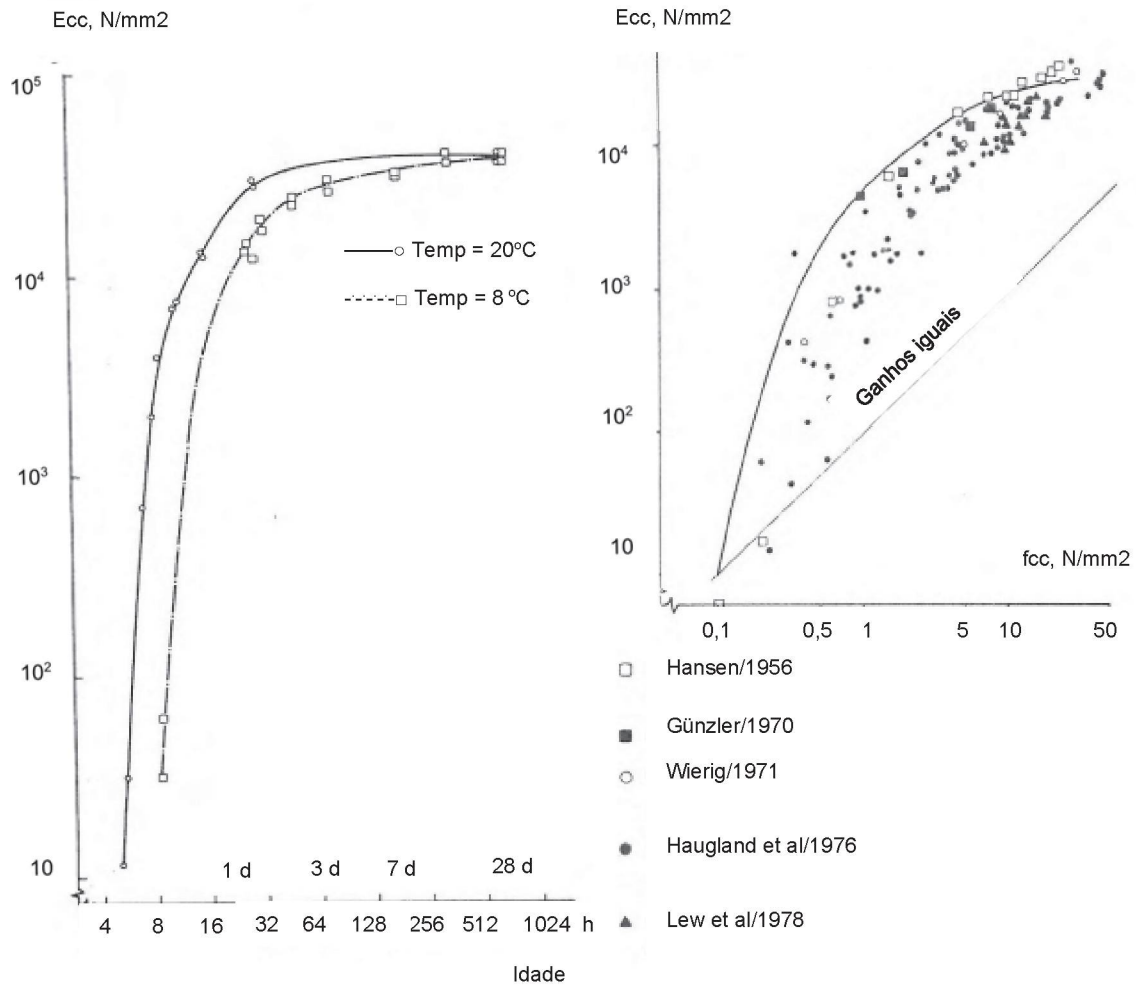
Figura 3 – Evolução da resistência à compressão do concreto com o tempo em função da temperatura de cura do concreto



Fonte: Byfors (1980)

Na Figura 3 evidencia-se que o acréscimo de resistência com o tempo não é linear e que fatores como a temperatura influenciam nesta relação. Não é garantido, portanto, que passados 7 dias da concretagem a resistência à compressão do concreto estará a 75% da resistência nominal de projeto sendo necessário o rompimento de corpos de prova para atestá-la. De particular importância para ensaios dinâmicos, o acréscimo no módulo de elasticidade do concreto com o tempo desde a concretagem também foi estudado por Byfors (1980). Assim como ocorre com o ganho na resistência à compressão do concreto, diversos fatores afetam a variação do módulo de elasticidade no tempo como: tipo do cimento empregado, temperatura, fator água/cimento. Na Figura 4 visualiza-se a curva típica dessa variação no tempo.

Figura 4 – Evolução do módulo de elasticidade do concreto com o tempo em função da temperatura de cura do concreto e evolução do módulo de elasticidade em relação à resistência à compressão



Fonte: Byfors (1980)

Na Figura 4 evidencia-se que o módulo de elasticidade cresce rapidamente nas primeiras horas de concretagem atingindo valores, em 24 horas, de até 90% do módulo de elasticidade a 28 dias. Além disso, a evolução do módulo de elasticidade ocorre mais rapidamente nos primeiros dias comparativamente com a evolução da resistência do concreto. Diversas formulações foram propostas e são encontradas na literatura correlacionando a evolução do módulo de elasticidade com a evolução da resistência do concreto. A Equação 1, proposta por Ghali e Favre (1994) e a Equação 2, proposta por Zhao (1990) são referências, ressalvando-se os inúmeros fatores que podem influenciar nessas relações e que foram expostos anteriormente.

$$E_{(t)} = 57000 \times \sqrt{f`_c} \times \sqrt{\frac{t}{4 + 0{,}85t}} \quad (1)$$

$$E_{c,t} = 8 + 0{,}08 \times f`_{cu,28} + 0{,}12 \times f`_{cu,t} + 12 \times \left(\frac{f`_{cu,t}}{f`_{cu,28}}\right) \quad (2)$$

Sendo:

$E_{(t)}$ = o módulo de elasticidade no tempo t (em psi),

$f`_c$ = a resistência do concreto a 28 dias (em psi),

t = a idade do concreto (em dias),

$E_{c,t}$ = o módulo de elasticidade no tempo t (em GPa),

$f`_{cu,28}$ = a resistência do concreto em 28 dias (em MPa),

$f`_{cu,t}$ = a resistência do concreto em "t" dias (em MPa).

O módulo de elasticidade estático, obtido aplicando as formulações acima, é sempre influenciado pela fluência. Como a tendência do concreto a fluir é maior nos primeiros dias após a concretagem, o módulo de elasticidade é mais influenciado pela duração do carregamento durante esse período. Já o módulo de elasticidade dinâmico, praticamente independe da fluência podendo ser estimado pela Equação 3 proposta por Byfors (1980).

$$E_{stat} = \frac{E_{dyn}}{(1 + 0{,}20 \times \varphi_{t0})} \quad (3)$$

Sendo:

E_{stat} = o módulo de elasticidade estático,

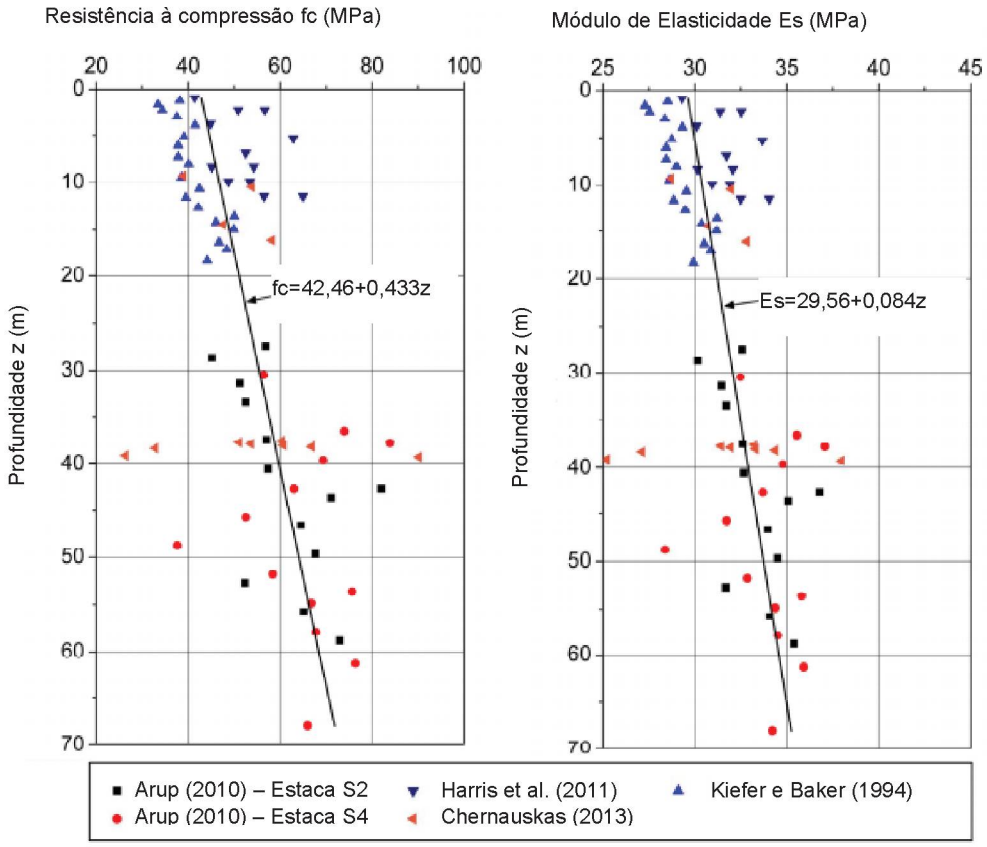
E_{dyn} = o módulo de elasticidade dinâmico,

φ_{t0} = fator que varia com a idade do concreto e pode ser obtido pela Equação 4.

$$\varphi_{t0} = \left(\frac{\frac{f`cu,t}{f`cu,28} + 0{,}17}{1{,}17}\right)^{-2/3} \quad (4)$$

Outro fator importante a destacar quanto ao módulo de elasticidade do concreto refere-se à sua variação em profundidade em estacas moldadas no local. Amir, J., Amir E. e Lam C. (2014) citam que em estacas escavadas as propriedades do concreto mudam com a profundidade influenciadas tanto pelo método em que o concreto é despejado quanto pelo peso do concreto sobrejacente que promove a compactação das camadas inferiores anteriormente concretadas. As camadas inferiores ficam, portanto, sob maior pressão que as superiores promovendo sua maior consolidação. Na Figura 5 são apresentados os resultados de ensaios realizados em testemunhos extraídos de estacas, obtidos de quatro estudos diferentes publicados.

Figura 5 – Variação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade do concreto de estacas escavadas em função da profundidade



Fonte: Amir, J., Amir E. e Lam C. (2014)

Apesar da dispersão, nota-se uma clara tendência de acréscimo na resistência e no módulo de elasticidade do concreto com o aumento da profundidade das estacas.

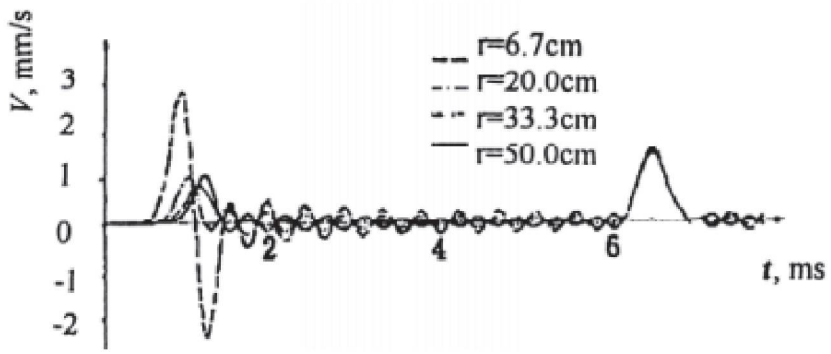
Feitas as verificações iniciais, portanto, quanto às características de projeto e execução, quanto à resistência do concreto e quanto à limpeza e nivelamento do topo

das estacas, é instalado um instrumento de medição (podendo ser um acelerômetro). Ele geralmente é fixado em uma região lisa, limpa e endurecida no topo da estaca usando um material como vaselina ou graxa (RAUSCHE; LIKINS; HUSSEIN, 1994). Na norma americana ASTM D5882-07 (2013) recomenda-se a fixação em locais afastados do perímetro da seção transversal da estaca sendo que para as que tiverem diâmetro maior que 50cm é recomendada a instalação em 3 locais distintos para permitir uma análise de integridade mais completa. É conectado por cabos a um aparelho portátil que contém um amplificador com filtros e conversores assim como uma unidade para armazenamento de dados (KLINGMÜLLER; KIRSCH, 2004). O impacto é, então, aplicado na vertical e a uma distância não maior que 300 mm do sensor [ASTM D5882-07 (2013)].

Likins e Rausche (2000) mostraram a influência da posição de um acelerômetro em relação ao local em que é aplicado o impacto com o martelo. Diferentes resultados foram obtidos para uma mesma estaca variando a posição do acelerômetro e do impacto aplicado. No entanto, os autores mostram que, com a aplicação de filtros nos sinais recebidos, eles tendem a ficar com características semelhantes e de fácil análise ressalvando o fato de que os filtros podem prejudicar a identificação de defeitos próximos ao topo das estacas e que, em estacas de grande diâmetro, pode-se não identificar um defeito dependendo do local de aplicação do impacto e de instalação do acelerômetro. Essa conclusão condiz com a recomendação da norma americana ASTM D5882-07 (2013) de variar a localização da instalação do acelerômetro e local de aplicação dos impactos em estacas de diâmetros acima de 50cm.

Luo, Chen e Hu (2010) publicaram os resultados obtidos em simulações numéricas considerando estacas sólidas de 1,00 m de diâmetro e estacas tubulares de 0,80 m de diâmetro. Várias posições foram previstas para o acelerômetro em relação a um impacto aplicado no centro da estaca. Os autores concluem que, posicionando o acelerômetro a uma distância “r” de 0,67 vezes o raio da estaca (a partir do seu centro) haveria menor influência de interferências de alta frequência não causadas por defeitos efetivos na estaca e que prejudicam a análise dos resultados. Um resumo dos resultados obtidos pelos autores consta na Figura 6.

Figura 6 – Variação dos sinais obtidos numericamente simulando a instalação do acelerômetro a uma distância "r" do centro da estaca (local de aplicação do impacto do martelo)



Fonte: Luo, Chen e Hu (2010)

Já Finno, Gassman e Osborn (1997) recomendam a aplicação do golpe no centro da estaca e o receptor próximo do perímetro da estaca (a aproximadamente 7,60 cm a 15,24 cm do perímetro externo). Klingmüller e Kirsch (2004) ressaltam ser uma boa prática variar o local e aplicar vários golpes com o martelo em cada estaca para ter uma boa representação do sinal medido. Hertlein e Davis (2006) recomendam um mínimo de 3 golpes em cada estaca pois, quanto mais registros forem feitos, maior a redução de interferências indesejáveis oriundas de atividades externas na obra. Os autores comentam que, como regra geral, pode-se prever uma redução da ordem de $\sqrt{n}$ dos ruídos externos nos resultados sendo "n" o número de sinais sobrepostos obtidos de testes em uma mesma estaca.

As principais características técnicas dos equipamentos utilizados no ensaio de integridade PIT são descritas no item subsequente.

2.3 CARACTERÍSTICAS ESPECÍFICAS DOS EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

Os resultados dos ensaios são diretamente influenciados pelos equipamentos utilizados. A seguir são apresentados os principais aspectos e características dos equipamentos utilizados nos ensaios.

2.3.1 Martelo

O golpe no topo da estaca geralmente é dado com um martelo de mão que pode ter um dispositivo para controle da força aplicada (AMBROSINI; EZEBERRY, 2005).

A medida da força pode ser realizada por um transdutor de quartzo montado no final da cabeça do martelo (lado oposto ao do impacto). Esse transdutor é um material piezoelétrico que desenvolve uma carga elétrica proporcional à pressão aplicada ou deformação. A magnitude da força gerada pelo impacto do martelo é calculada dividindo a voltagem medida pela sensitividade do martelo (Finno, Gassman e Osborn (1997). Na Figura 7 é apresentada uma foto de um martelo de mão não instrumentado comumente utilizado no ensaio.

Figura 7 – Foto de um martelo de mão utilizado no ensaio

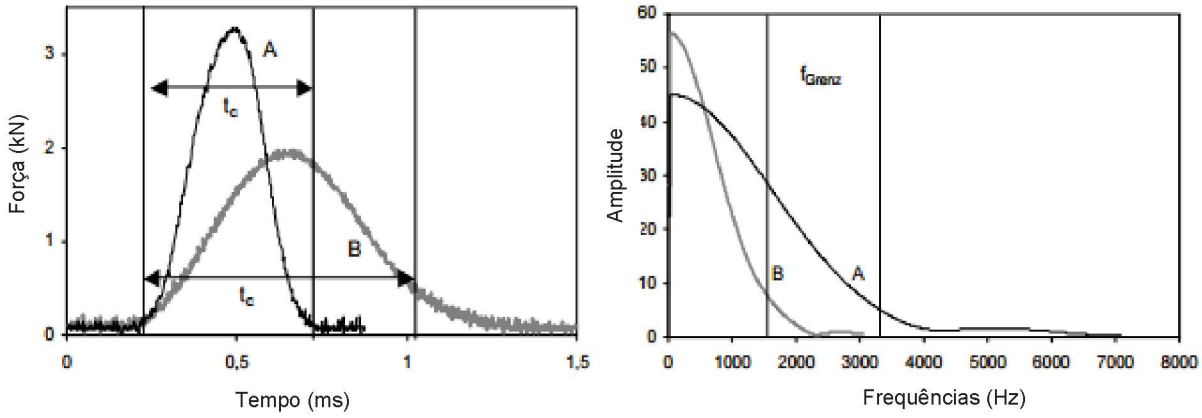
Fonte: O autor (2016)

A respeito do impacto resultante do golpe aplicado com o martelo, Rausche, Likins e Hussein (1994) afirmam que gera deformações na estaca menores que 10^{-5}, acelerações na faixa de 10 a 100 vezes “g” (aceleração aproximada da gravidade na superfície da Terra), velocidades de partícula no topo da estaca menores que 3 cm/s e deslocamentos inferiores a 0,03 mm. A força aplicada pelo martelo pode ser estimada como sendo cerca de 1000 vezes o seu peso (RAUSCHE, LIKINS e KUNG, 1992). Segundo Davis (2003), a tensão de compressão gerada no topo da estaca está diretamente relacionada com as propriedades elásticas do martelo. Martelos de borracha dura levam a tensões de compressão de pico de cerca de 5 MPa no topo da estaca e martelos de alumínio, 50 MPa.

Klingmüller e Kirsch (2004) informaram que o tipo e duração do impacto têm que ser adaptados para o propósito particular da medição a ser realizada. Comparando martelos com mesma geometria e peso, aqueles feitos com materiais mais rígidos levam a uma duração curta do impulso e a uma resolução favorável até para

deficiências pequenas nas estacas. O seu alcance, entretanto, é limitado e há o perigo inerente de que a vibração das barras que compõem a armadura da estaca prejudique a qualidade do sinal, além de poder gerar algum dano no topo da estaca. Já os martelos feitos com materiais menos rígidos resultam em impulsos com maior duração, com um alcance maior, mas resolução mais baixa (ver Figura 8).

Figura 8 – Variação da força aplicada no tempo e espectro de frequências gerados por um martelo de ferro (A) e martelo de plástico (B)



Fonte: Plassmann (2001)

A esse respeito, Finno, Gassman e Osborn (1997) apresentaram as faixas de frequências induzidas por martelos com maior ou menor rigidez informando que o martelo mais comumente utilizado em avaliações de integridade de estacas é o com cabeça de plástico mais duro (Tabela 1).

Tabela 1 – Faixas de frequências induzidas por martelos de acordo com sua rigidez

Rigidez da cabeça do martelo	**Faixa de frequências (Hz)**
Duro	0 a 2000
Médio	0 a 800
Mole	0 a 650
Muito mole	0 a 600

Fonte: Adaptado de Finno, Gassman e Osborn (1997)

A rigidez da cabeça do martelo, portanto, influencia na duração do impacto, o que permite que o executor controle a faixa de frequência do ensaio. Plassmann (2001) demonstrou que, além da rigidez do material da cabeça do martelo, influenciam nos resultados a sua massa e a área de impacto sendo que, comparando martelos

feitos de um determinado material, os maiores (com maior área na seção de impacto) e mais pesados levam a períodos de onda iniciais mais longos (duração maior do impacto) e a maiores alcances enquanto os mais leves e menores levam a períodos mais curtos (maiores frequências) permitindo uma identificação de defeitos em menores distâncias ao longo do fuste.

Na Tabela 2 é apresentado um resumo com as massas dos martelos utilizados em pesquisas ou citados em estudos sobre o assunto.

Tabela 2 – Resumo das massas dos martelos citados em estudos publicados

Publicação	**Peso do martelo (kg)**
AMBROSINI e EZEBERRY (2005)	0,59 a 3,00
DAVIS (2003)	1,00
HERTLEIN; DAVIS (2006)	<1,00
MASOUMI; DEGRANDE; HOLEYMAN (2009)	0,50 a 5,00
NI et al. (2006)	5,50
RAUSCHE; LIKINS; KUNG (1992)	0,50 a 5,00

Fonte: O autor (2018)

Pelo que está apresentado na Tabela 2, observa-se que há uma ampla gama de tipos de martelos que podem ser escolhidos sendo que usar diferentes tipos e tamanhos em um teste pode ser útil: os menores para revelar detalhes do fuste a menores profundidades e os maiores para gerar reflexão da ponta (RAUSCHE; LIKINS; KUNG, 1992).

2.3.2 Instrumentos de medição

As medições no topo da estaca podem ser feitas por sensores de velocidade (geofones), deslocamento ou aceleração (acelerômetros). Os acelerômetros e os geofones têm propriedades diferentes nas faixas de freqüência altas e baixas. Acelerômetros geralmente levam a resultados mais precisos em altas freqüências enquanto geofones têm uma faixa de freqüência mais baixa e são mais pesados (maior dificuldade para fixação no topo da estaca) mas seus resultados não precisam ser integrados para obtenção da variação de velocidade de partícula (RAUSCHE; LIKINS; KUNG, 1992). Como geralmente os ensaios de integridade PIT são realizados com o uso de acelerômetros (LUO; CHEN; HU, 2010), mais especificamente

piezoelétricos (KLINGMÜLLER; KIRSCH, 2004), neste trabalho dá-se foco maior a este tipo de instrumento de medição.

Quando se utiliza um acelerômetro, os sinais obtidos são integrados para obtenção da variação de velocidade de partícula no topo da estaca. Ele deve ser sensível ao movimento para ser acionado assim que houver o impacto do martelo e posteriormente receber as reflexões de onda. As características recomendadas na norma americana ASTM D5882-07 (2013) são resumidas na Tabela 3.

Tabela 3 – Resumo das características recomendadas pela norma americana ASTM D5882-07 (2013) para os acelerômetros

Tipo de Resposta	**Característica**	**Recomendação**
AC	Constante de tempo de descarga	>0,5s
	Frequência ressonante	>30000Hz
	Tipo de média	Linear até pelo menos 50 vezes "g" (gravidade)
DC	Faixa de Frequência	Até 5000Hz
	Linearidade	Linear até pelo menos 50 vezes "g" (gravidade)

Fonte: ASTM D5882-07 (2013)

A PDI (2016) especifica para os ensaios a utilização de acelerômetros com as características indicadas na Tabela 4.

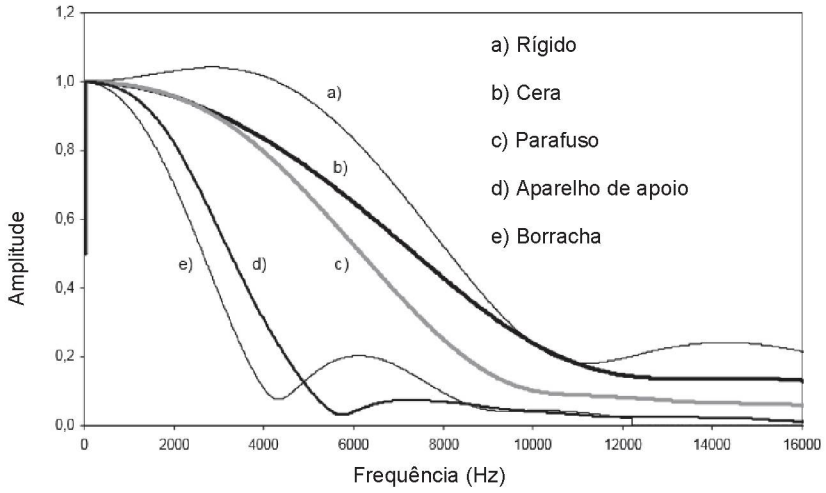
Tabela 4 – Resumo das características recomendadas pela "PDI" para os acelerômetros

Característica	**Recomendação**
Tamanho	20x20x60 mm
Circuito	Eletrônico conversor de impedância integral
Faixa de aceleração	±100 vezes "g" (gravidade)
Faixa de Frequência	0,7 a 9000 Hz
Frequência ressonante	>40 kHz
Tipo de cabo	De baixo ruído blindado (1500 mm)
Faixa de temperatura	-50 a 120°C
Sensitividade Nominal	50 mV/g
Limite de choque	30000 g
Linearidade de amplitude	< ± 1%
Constante de tempo nominal	0,5 s

Fonte: PDI - Pile Dynamics, Inc. (2016)

O material utilizado na fixação do acelerômetro na estaca influencia na faixa de freqüência transmitida ao sensor sendo, portanto, de fundamental importância. Plassmann (2001) estudou os efeitos nos resultados de diferentes tipos de materiais usados para fixação dos acelerômetros (Figura 9).

Figura 9 – Freqüência transmitida por diversos tipos de fixação dos acelerômetros



Fonte: Plassmann (2001)

Em geral é utilizada cera nos ensaios PIT no Brasil. As componentes de freqüências mais altas aumentam com o aumento da rigidez da conexão podendo aumentar as interferências nos resultados devido a vibrações. Na Figura 10 é mostrada uma foto de um acelerômetro em uso em um ensaio de integridade.

Figura 10 – Foto de um acelerômetro utilizado no ensaio PIT

Fonte: O autor (2016)

Os sinais provenientes dos acelerômetros são convertidos de analógicos para digitais por um conversor de resolução superior a 12 bits e transferidos para um equipamento (processador) que contém o sistema de gravação, digitalização e processamento dos dados recebidos.

2.3.3 Processadores

Os processadores geralmente são de pequenas dimensões de tal forma que podem ser facilmente transportados e contêm uma tela em que são mostrados, durante a realização do ensaio, os gráficos de variação de velocidade de partícula no topo da estaca, em função do tempo, para cada golpe dado no topo da estaca (ver Figura 11). A integração das acelerações medidas em velocidades é feita pelo aparelho, portanto.

Figura 11 – Foto de um processador em uso em ensaio PIT

Fonte: O autor (2016)

Eles têm uma capacidade de armazenamento, de tal forma que é possível guardar as informações recebidas de várias estacas para posterior análise e também permitem a transferência de dados para outro aparelho ou disco. O equipamento também pode fazer uma média dos sinais recebidos de vários golpes realizados em uma mesma estaca, algo que pode reforçar as informações mais repetitivas e as características do solo e da estaca além de reduzir os efeitos de ruídos externos ou

aleatórios (RAUSCHE; LIKINS; KUNG, 1992). Nos processadores, os sinais podem ser amplificados no tempo (para facilitar a interpretação dos sinais que são amortecidos pelo solo e pelo material da estaca) e filtrados (para eliminar interferências no sinal provenientes de freqüências altas ou baixas).

2.4 TEORIA DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS

O sensor (acelerômetro) instalado no topo da estaca detecta as acelerações, no ponto em que está instalado, após o impacto do martelo. Esses dados são transferidos ao processador que, após integrar as acelerações em velocidades geralmente fornece como resultado final, portanto, gráficos indicando a variação de velocidade de partícula do topo da estaca ao longo de um período de tempo após o golpe dado pelo martelo. O ensaio PIT baseia-se no princípio da indução, propagação, reflexão, refração e recepção de ondas elásticas em estacas e, portanto, para a análise dos resultados obtidos no ensaio, é fundamental o conhecimento da teoria de propagação de ondas.

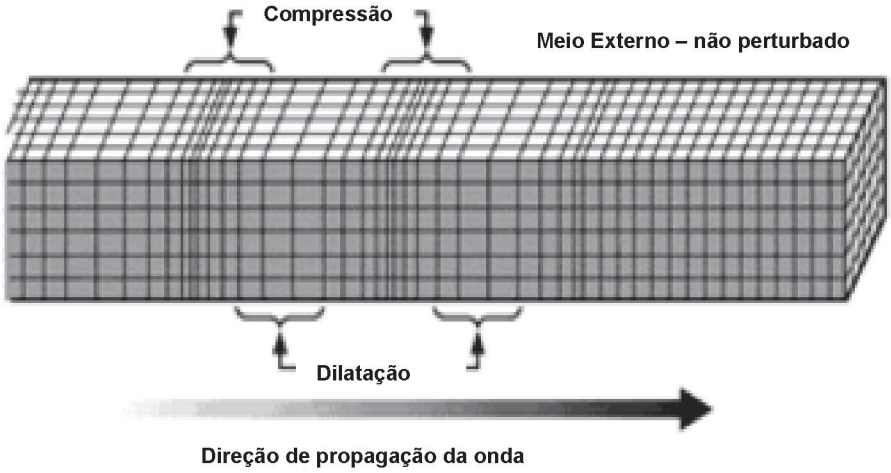
2.4.1 Tipos de ondas

Quando é dado o golpe com o martelo no ensaio, gera-se um pulso de tensão, transiente, cujo efeito se propaga ao longo da estaca. Devido à inércia do elemento, a tensão e deformações causadas pela força radiam do ponto de aplicação para todas as direções. Qualquer ponto da estaca estará em completo repouso antes e depois que todos os efeitos do impacto gerado sejam dissipados. Esse fenômeno é chamado de propagação de uma onda de tensão. Há, geralmente, três tipos de ondas de tensão gerados quando se causa alguma movimentação repentina em um corpo elástico e uma distorção física no meio como no caso do ensaio PIT: ondas de compressão (ondas tipo “P” ou longitudinais), ondas de cisalhamento (ondas tipo “S” ou transversais) e ondas que se propagam pela superfície e penetram relativamente pouco no interior da estaca (ondas Rayleigh ou ondas tipo “R”) (FINNO; GASSMAN; OSBORN, 1997).

2.4.1.1 Ondas de compressão (tipo "P")

As ondas do tipo "P" se propagam paralelamente à direção do movimento de partícula gerado pelo impacto e são transmitidas no material e refletidas nos seus limites. São também chamadas de ondas de compressão devido a seu movimento de "dilatação-contração" (HETLAND, 2015) como ilustrado na Figura 12. São ondas mais rápidas que as "S" e "R".

Figura 12 – Comportamento de dilatação e compressão de uma onda do tipo "P"



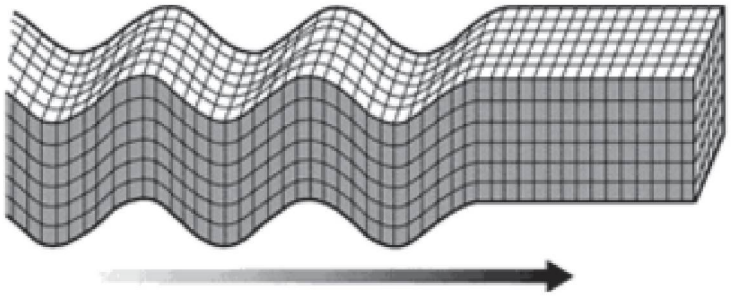
Fonte: Olivadoti (2001)

Visualiza-se que ondas desse tipo fazem com que as partículas de um elemento se movam numa direção em específico.

2.4.1.2 Ondas de cisalhamento (tipo "S")

As ondas do tipo "S" induzem as partículas a se moverem perpendicularmente à direção de propagação. A energia de uma onda "S" se propaga pelo material como uma sequência de vibrações para cima e para baixo sendo que sua velocidade é menor que a das ondas "P" mas maior que de ondas "R" (OLIVADOTI, 2001). Na Figura 13 ilustra-se a forma de propagação de uma onda "S".

Figura 13 – Comportamento de uma onda do tipo “S”



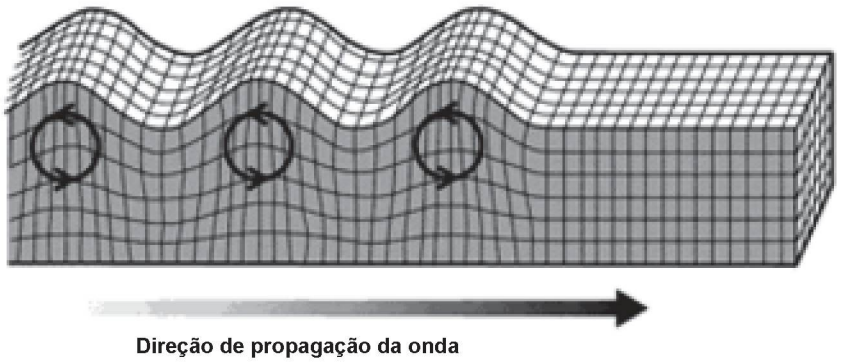
Fonte: Olivadoti (2001)

Observa-se que as ondas do tipo “S” não causam mudanças de volume do meio, apenas distorção.

2.4.1.3 Ondas Rayleigh (tipo “R)

As ondas do tipo “R” são as mais lentas e com maior energia dentre as três (OLIVADOTI, 2001). Podem ser vistas como uma combinação de ondas “P” e “S” com indução de movimento das partículas em ambas as direções (HETLAND, 2015). As partículas seguem um caminho elíptico em plano vertical paralelo à direção de propagação (Figura 14).

Figura 14 – Comportamento de uma onda do tipo “R”



Fonte: Olivadoti (2001)

São ondas de superfície com reduzido efeito em profundidade (FINNO; GASSMAN; OSBORN, 1997).

2.4.2 Características de propagação das ondas

2.4.2.1 Velocidades

A velocidade de propagação de ondas de tensão em um meio elástico infinito é calculada em função das propriedades do material. A velocidade das ondas de compressão "P" em um sólido infinito é calculada pela Equação 5 e a de ondas de cisalhamento "S" pela Equação 6 (FINNO; GASSMAN; OSBORN, 1997).

$$c_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \qquad (5)$$

Sendo:

c_p = velocidade de ondas "P",

E = o módulo de elasticidade do material,

ρ = a massa específica do material,

ν = o coeficiente de Poisson do material.

$$c_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} \qquad (6)$$

Sendo:

c_s = velocidade de ondas "S",

E = o módulo de elasticidade do material,

ρ = a massa específica do material,

ν = o coeficiente de Poisson do material.

Para um coeficiente de Poisson da ordem de 0,20 (típico para o concreto) e utilizando as Equações 5 e 6 pode-se concluir que a velocidade teórica de ondas tipo "P" em um meio elástico infinito é cerca de 1,63 vezes maior que a de ondas tipo "S". Segundo Rausche, Likins e Hussein (1994), para estacas de concreto, a velocidade "c_p" em um ensaio PIT varia de 3000 a 4500 m/s sendo afetada diretamente pela evolução do módulo de elasticidade do concreto nos primeiros dias, como demonstraram Niederleithinger e Taffe (2006).

Em um semi-espaço elástico a velocidade de ondas Rayleigh (“R”) pode ser determinada pela Equação 7 (ACHENBACH, 1973).

$$c_R = \frac{0{,}862 + 1{,}14\nu}{1+\nu} c_s \qquad (7)$$

Sendo:

c_R = velocidade de ondas “R”,

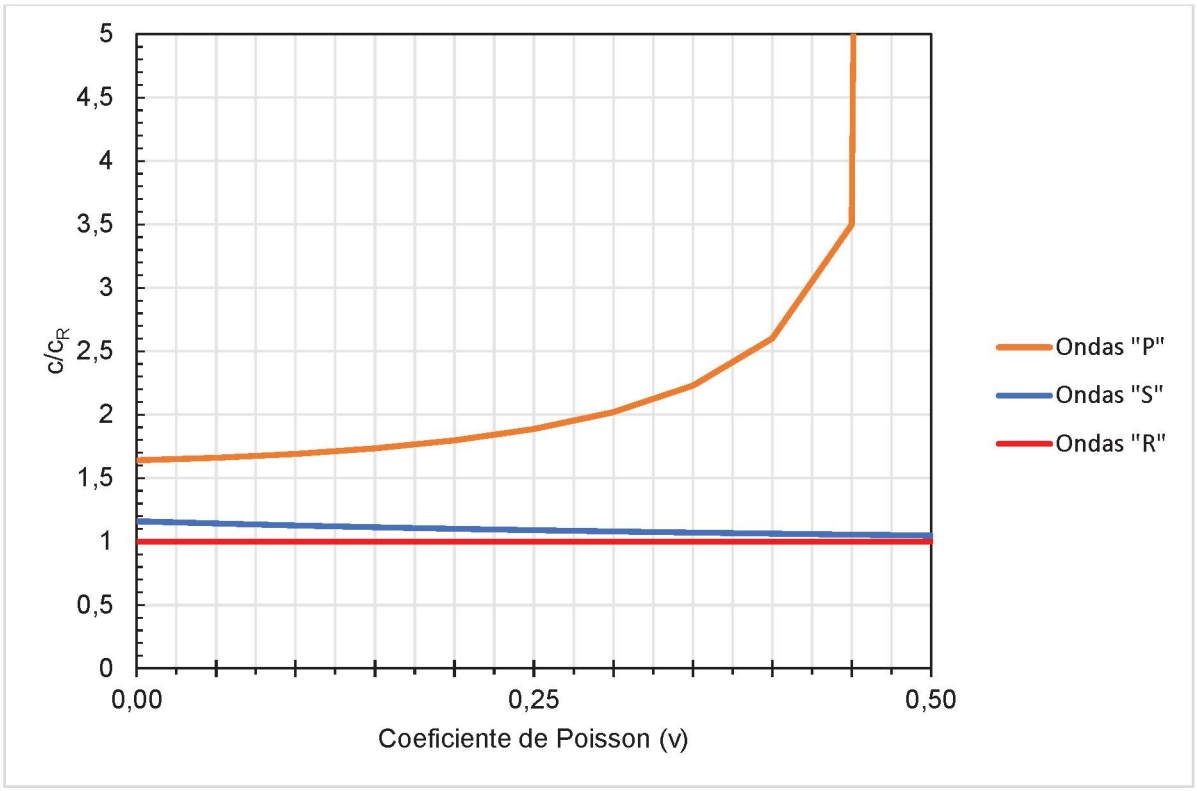
ν = o coeficiente de Poisson do material,

c_s = velocidade de ondas “S”.

Como o coeficiente de Poisson de um material com comportamento elástico varia de 0 a 0,5, a velocidade da onda Rayleigh varia de $0{,}862c_s$ a $0{,}955c_s$.

Utilizando as Equações 5 a 7, pode ser gerado um gráfico indicando a variação de velocidade das ondas “P”, “S” e “R”, normalizadas em relação a c_R, em relação à diferentes meios (diferentes coeficientes de Poisson) (Figura 15).

Figura 15 – Velocidade de ondas “P”, “S” e “R” normalizadas em relação a cR



Fonte: O autor (2018) – adaptado de Kramer (1996)

Na Figura 15 fica clara a maior velocidade das ondas "P", seguidas pelas ondas "S" e depois "R". Em uma barra longa e esbelta, como no caso de uma estaca delgada, a velocidade da onda de compressão "P" independe do coeficiente de Poisson se o diâmetro da barra for muito menor que os comprimentos das ondas. Neste caso, a componente do esforço perpendicular ao eixo da barra se torna desprezível (TIMOSHENKO; GOODIER, 1970) e a Equação 5 pode ser simplificada conforme indicado na Equação 8[1].

$$c_p = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \tag{8}$$

Segundo Luo, Chen e Hu (2010), uma estaca pode ser considerada uma barra elástica unidimensional se ela satisfizer duas condições: o comprimento de onda ser maior que o diâmetro da estaca e que o comprimento de onda seja menor que o comprimento da estaca para reduzir o efeito similar a de um corpo rígido em movimento, algo que se comprova em simulações numéricas do ensaio PIT.

2.4.2.2 Amplitude de onda

A carga aplicada no modelo no topo da estaca (impacto do martelo) não pode ser considerada como estática visto que há uma variação da força aplicada ao longo do tempo em que o martelo fica em contato com a estaca. Assim, a Equação 9 define que a variação da força do martelo durante o tempo de contato com o topo da estaca é uma função seno considerando apenas metade da onda (AMBROSINI; EZEBERRY, 2005).

$$F(t) = Fmax \times sen\, \pi \frac{t}{tc} \tag{9}$$

Sendo:

F(t) = a força no instante "t",

Fmax = a força máxima aplicada e

tc = o tempo de contato do martelo com o topo da estaca.

[1] A velocidade da onda calculada considerando o coeficiente de Poisson de 0,20 pela Equação 5 seria 5,41% superior ao resultado obtido pela Equação 8. Isso ocorre fisicamente porque deslocamentos laterais são possíveis em uma barra devido às condições de contorno da forma cilíndrica do elemento, o que não ocorre em um meio infinito (FINNO; GASSMAN; OSBORN, 1997).

A Equação 9 é válida para o intervalo de “t” entre 0 e “tc”. Na Figura 16 ilustra-se na forma de um gráfico a variação típica da força aplicada no topo da estaca durante o tempo de contato do martelo.

Figura 16 – Variação da força “F” aplicada no topo da estaca em função do tempo “t” transcorrido desde o início do contato do martelo com a estaca

Fonte: O autor (2018)

O impacto gerado pelo golpe do martelo no topo da estaca gera pulsos de baixa frequência. O espectro de frequências gerado por um impacto é uma função da sua duração e magnitude sendo que a parcela mais significativa da energia gerada por um impacto é encontrada na faixa de frequências até o inverso do tempo de contato do martelo com o topo da estaca (tc). A Equação 10 relaciona a velocidade de propagação das ondas (c), o comprimento de onda (λ) e a frequência (f) (FINNO; GASSMAN; OSBORN, 1997).

$$c = f\lambda \qquad (10)$$

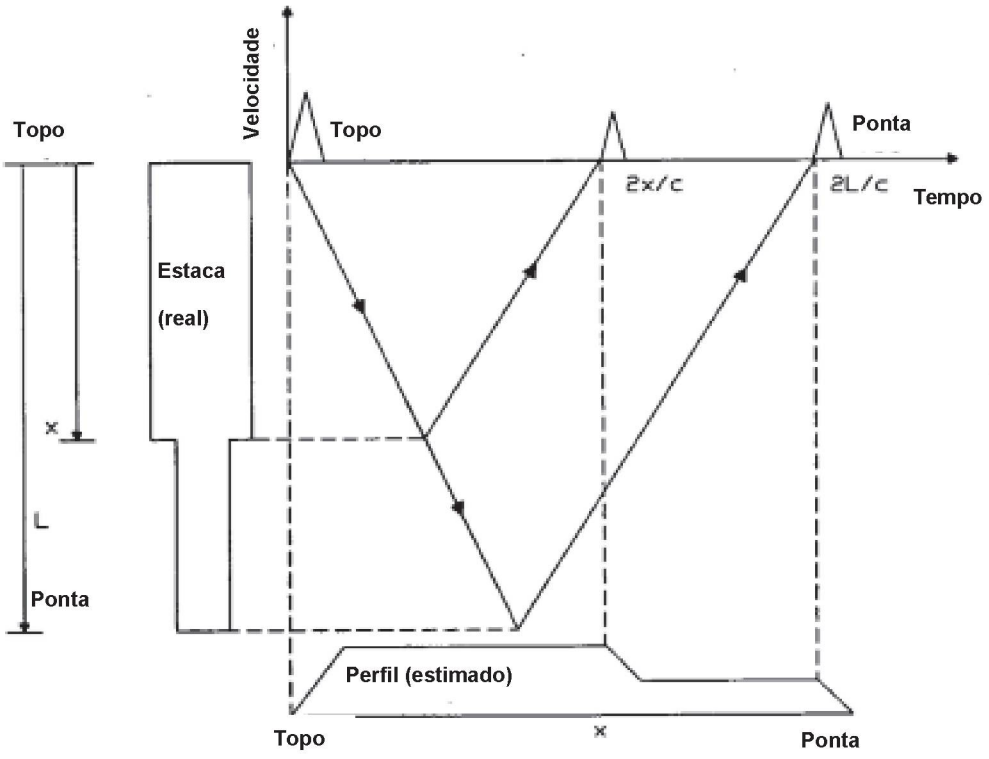
Assumindo a velocidade de onda no concreto igual a aproximadamente 4000 m/s, com uma frequência de até 2000 Hz conforme exposto nos itens anteriores, o

comprimento de onda de compressão mais curto esperado no ensaio é de aproximadamente 2 m (NI et al., 2006).

2.4.2.3 Reflexões de ondas

Considerando uma barra de comprimento infinito, a onda de compressão se propaga axialmente para baixo e se reflete para cima quando atinge sua ponta. Outras reflexões podem ocorrer quando houver uma mudança no material da estaca, uma mudança na área da estaca ou um seccionamento da estaca. Na Figura 17 é ilustrado esse fenômeno.

Figura 17 – Reflexões de onda na ponta da estaca e na variação de seção



Fonte: Rausche; Likins e Hussein (1994)

Um conceito usualmente utilizado para avaliar as reflexões de onda (identificadas pelas variações de aceleração/velocidade de partícula no acelerômetro) é o da impedância, definida pela Equação 11.

$$Z = \frac{F}{v} = \rho c A = \frac{EA}{c} = A\sqrt{E\rho} \qquad (11)$$

Sendo:

Z = impedância,

F = força em uma seção transversal,

v = velocidade instantânea de partícula,

ρ = massa específica do material,

c = velocidade de onda,

A = área da seção transversal do elemento,

E = módulo de elasticidade do material.

Sendo assim, a relação entre força aplicada em determinado ponto e a velocidade de partícula naquele ponto é dada pela impedância. Mudanças nessa relação ao longo do fuste da estaca indicam uma variação nesta relação por um dos motivos listados anteriormente e são detectáveis pelos acelerômetros através de variações na aceleração e, consequentemente, na velocidade de partícula (v) no topo da estaca. Reduções de impedância geram pulsos de velocidade (v) no mesmo sentido do pulso inicial (gerado pelo impacto do martelo). Aumentos de impedância geram pulsos no sentido oposto ao inicial e mudanças graduais de velocidade (v) geralmente refletem a resistência do solo (BUNGENSTAB; BEIM, 2015). Fica evidente que a utilização desse conceito para avaliar um possível dano em uma estaca não permite uma identificação se a variação de impedância foi causada por uma variação no módulo de elasticidade (E), na massa específica (ρ) do concreto ou uma variação na seção transversal da estaca (A), apesar do maior peso desta última variável na equação da impedância. Segundo Rausche, Likins e Hussein (1994) variações na velocidade de partícula (v) podem ocorrer também por variações de resistência do solo sendo que a variação de impedância leva em consideração aspectos relativos ao concreto e geometria da estaca somente, sendo válido, o conceito, portanto, para situações em que não haja mudanças de resistência no solo e sem interferências externas.

Quando uma mudança de impedância ocorre, portanto, uma parte da onda incidente é refletida. As parcelas da onda refletida (B) e da onda transmitida (T) em

termos de velocidade podem ser calculadas pelas Equações 12 e 13 (YU; LIAO, 2006).

$$B = \frac{Z_1 - Z_2}{Z_1 + Z_2} I \qquad (12)$$

$$T = \frac{2Z_1}{Z_1 + Z_2} I \qquad (13)$$

Sendo:

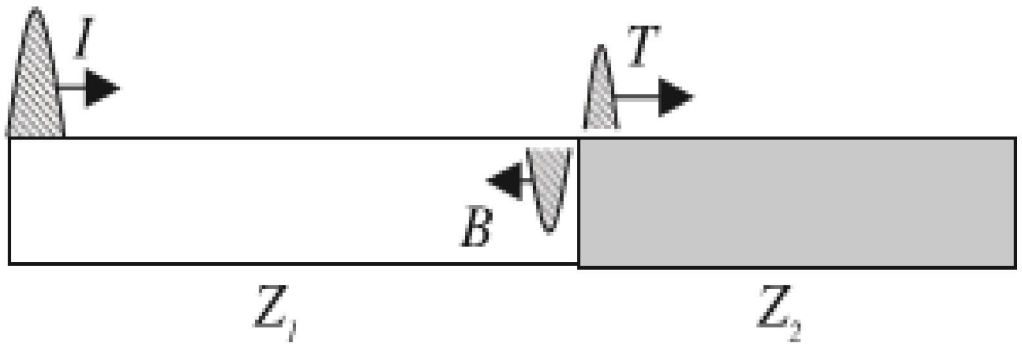
Z_1 = impedância do primeiro trecho,

Z_2 = impedância do segundo trecho,

I = amplitude da onda incidente.

Na Figura 18 são ilustradas as ondas refletidas e transmitidas em uma estaca em que há uma variação de impedância na interface entre os trechos 1 e 2.

Figura 18 – Reflexões de onda em uma interface com diferentes impedâncias

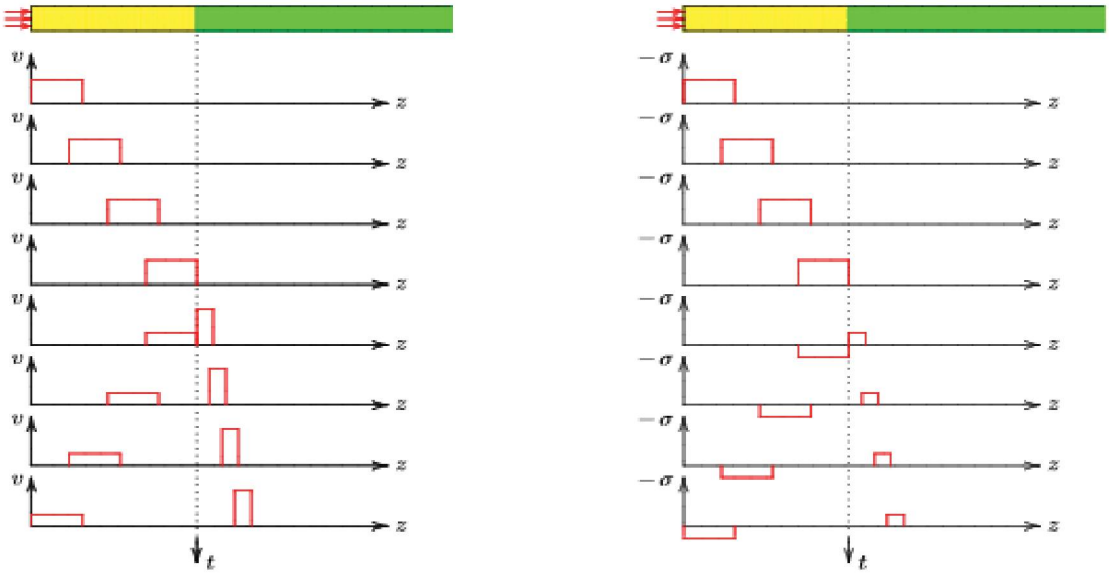


Fonte: Yu; Liao (2006)

Resumindo o conceito com base em tensões e velocidades, quando Z_2 é totalmente negligenciável (por exemplo quando a estaca é uniforme e consiste só da primeira parte com liberdade de movimento na ponta) o coeficiente de reflexão é igual a um (1) e toda a onda de compressão é refletida como de tração (há troca de sinais na tensão que se propaga pela estaca). Já a velocidade da onda refletida terá o mesmo sinal que a onda incidente. No caso de Z_2 muito alto (rigidez elevada) como quando a estaca está apoiada em uma fundação rígida, a onda de compressão é

refletida como de compressão e a velocidade da onda refletida terá sinal oposto ao da onda incidente. Na Figura 19 é representada essa troca de sinais da onda refletida em termos de velocidade e em termos de tensão (VERRUIJT, 2009).

Figura 19 – Variações de velocidade e tensão de ondas refletidas e transmitidas em uma interface com diferentes impedâncias



Fonte: Verruijt (2009)

Quando a reflexão de onda na ponta da estaca é visível é possível estimar o comprimento da estaca pela Equação 14.

$$L = \frac{t \times c}{2} \qquad (14)$$

Sendo:

L = comprimento da estaca,

t = tempo transcorrido entre o impacto e a recepção da onda refletida,

c = velocidade da onda.

2.4.3 Atenuação dos sinais

Em um material homogêneo, elástico e linear, as ondas de tensão se propagam sem mudança de amplitude (até haver alguma reflexão). Em materiais reais, entretanto, há uma atenuação das ondas. Isso se deve a dois tipos de amortecimento:

o causado pelo material (parte da energia da onda é transferida termicamente ao material) e o geométrico (em que a energia gerada em um espaço restrito se propaga em uma área maior causando uma redução na energia específica da onda) e ambos causam dissipação de energia em um sistema (HETLAND, 2015). Diversos autores como Ambrosini e Ezeberry (2005), Chow et al. (2003), Lu, Wang e Liu (2013), Luo, Chen e Hu (2010), Yu e Liao (2006) assumem como insignificantes os efeitos de amortecimento internos causados pelos materiais (concreto e solo) em ensaios de integridade de baixa deformação sendo mais importantes os efeitos de amortecimento decorrentes da interação entre o solo e a estaca. Ni et al. (2006) afirmam que o amortecimento causado pela interação solo-estaca é o principal motivo da perda de energia das ondas de tensão.

A quantificação do amortecimento na prática é complicada pois a irregularidade da seção transversal da estaca e o atrito com o solo têm uma grande influência gerando refrações diferenciais na onda incidente (KLINGMÜLLER, 1993). No entanto, alguns autores propuseram equações para estimar o efeito da atenuação de uma onda em ensaios de integridade PIT como Briard (1970) que definiu um fator de amortecimento (σ) calculado conforme a Equação 15.

$$\sigma = \frac{\rho_s c_s}{\rho_c c_p r} \tag{15}$$

Sendo:

ρ_s = massa específica aparente do solo (em kg/m^3),

c_s = velocidade da onda de cisalhamento no solo (em m/s),

ρ_c = massa específica do concreto (em kg/m^3),

c_p = velocidade da onda de compressão no concreto da estaca (em m/s),

r = raio da estaca (em m).

Baseado na equação da onda e no solo atuando como um material viscoso linear Amir (2009) deduziu que a força dinâmica "P_0" aplicada em uma extremidade chegaria na próxima extremidade com uma força calculada conforme a Equação 16.

$$P_L = P_0 e^{-k} \tag{16}$$

Sendo:

P_L= força na extremidade oposta,

P_0= força aplicada no topo da estaca,

k = expoente calculado conforme indicado na Equação 17.

$$k = \frac{L}{D}\frac{2\eta}{\sqrt{E\rho}} \tag{17}$$

Sendo:

L = comprimento da estaca,

D = diâmetro da estaca,

η = viscosidade do solo,

E = módulo de elasticidade do concreto,

ρ = massa específica do concreto.

Nazir e Hussien (2013) propuseram a estimativa do amortecimento com base na Equação 18.

$$\frac{A_1}{A_0} = \left(\frac{r_0}{r_1}\right)^{\gamma} e^{\alpha(r_0 - r_1)} \tag{18}$$

Sendo:

A_1 = amplitude de vibração a uma distância r_1,

A_0 = amplitude de vibração a uma distância r_0,

γ = coeficiente que depende do tipo da onda,

α = coeficiente de amortecimento do material.

Essa equação, segundo os autores, seria utilizada, então, para estimar a área de influência da estaca no solo e a correspondente fricção (atrito lateral) que reduz a força da onda que se propaga pela estaca.

Ambrosini e Ezeberry (2005), Chow et al. (2003), Cosic, Folic B. e Folic R. (2014), Yu e Liao (2006) fizeram simulações numéricas substituindo o solo por molas (componente estática) e amortecedores (componente dinâmica) sendo que os últimos objetivam representar o amortecimento total no ensaio. Os valores adotados para

esses parâmetros por unidade de comprimento da estaca são calculados pelas Equações 19 a 21.

$$c_v = 2\pi\rho_s c_s r_p \qquad (19)$$

Sendo:

c_v = coeficiente de amortecimento ao longo do fuste da estaca (lateral) [em kg/(m.s)],

ρ_s = massa específica do solo (em kg/m^3),

c_s = velocidade das ondas "S" no solo (em m/s),

r_p = raio da estaca (em m).

$$C_v = \frac{0{,}85 K_v r_p}{c_s} \qquad (20)$$

Sendo:

C_v = coeficiente de amortecimento na ponta da estaca (em kg/s),

r_p = raio da estaca (em m),

c_s = velocidade das ondas "S" no solo (em m/s),

K_v = constante elástica da mola que representa o solo na ponta, calculada conforme Equação 21 (em N/m).

$$K_v = \frac{4 G_s r_p}{(1 - \nu_s)} \qquad (21)$$

Sendo:

K_v = constante elástica da mola que representa o solo na ponta da estaca (em N/m),

G_s = Módulo de elasticidade transversal do solo (em N/m^2),

r_p = raio da estaca (em m),

ν = o coeficiente de Poisson do solo.

As Equações 19 a 21, baseadas nos estudos de Lysmer e Richart (1966), Novak (1974) e Simons e Randolph (1985), são derivadas assumindo um disco rígido em um

plano elástico. Segundo Yu e Liao (2006) os erros introduzidos por essa simplificação são pequenos.

2.4.4 Equação da onda

Nos itens 2.4.1 a 2.4.3 foi dada ênfase aos principais aspectos e características das ondas de tensão, como os tipos de ondas, suas características de propagação e reflexão em uma estaca e o efeito do solo. Neste item são destacadas as equações que descrevem a propagação das ondas e que formam a base teórica dos resultados obtidos nos ensaios.

A equação geral de dinâmica estrutural de acordo com a segunda lei de Newton pode ser representada em sua forma matricial pela Equação 22.

$$[M]\{a\} + [C]\{V\} + [K]\{U\} = [F(t)] \qquad (22)$$

Sendo:
[M] = matriz de massa,
{a} = vetor da aceleração,
[C] = matriz de amortecimento,
{V} = vetor da velocidade,
[K] = matriz de rigidez,
{U} = vetor da deformação,
F(t) = vetor das cargas externas.

Soluções analíticas para esta equação considerando todos os efeitos tridimensionais são complexas sendo comum na literatura a simplificação da Equação 22 para o problema específico de um teste como o PIT admitindo a estaca como uma barra prismática unidimensional, com as seguintes premissas (AMIR, 2009):

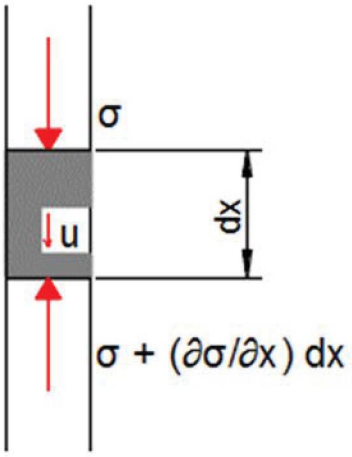
a) O comprimento de onda seja igual ou maior que o diâmetro da estaca,
b) A barra seja prismática com uma seção transversal constante,
c) Seja formada por um material elástico e homogêneo,

d) As seções transversais permaneçam planas, paralelas e uniformemente tensionadas,

e) Os efeitos inerciais laterais sejam insignificantes.

Nessas condições, como demonstraram Timoshenko e Goodier (1970), a dedução pode ser realizada considerando um elemento da barra de comprimento infinitesimal "dx", sujeita a um deslocamento "u" (ver Figura 20).

Figura 20 – Trecho de uma barra prismática – dedução da equação da onda unidimensional



Fonte: O autor (2018) – adaptado de Amir (2009)

De acordo com a segunda lei de Newton (força é igual à massa vezes a aceleração), é deduzida a Equação 23.

$$F = A(\frac{\partial \sigma}{\partial x})dx = Adx\rho\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \qquad (23)$$

Sendo:

F = força atuante no elemento,

A = área da seção transversal,

σ = tensão,

dx = comprimento infinitesimal do elemento,

ρ = massa específica do elemento,

u = deslocamento,

t = tempo da análise.

Pela lei de Hooke, a tensão é proporcional ao módulo de elasticidade dividido pela deformação, substituindo os termos na Equação 23 obtém-se a Equação 24 que é a equação de propagação da onda unidimensional.

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \tag{24}$$

Essa equação é classificada como diferencial parcial linear de segunda ordem e não leva em consideração os efeitos do solo. Como demonstrou Verruijt (2009), a incorporação do efeito do solo na Equação 24 resulta na Equação 25.

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - \frac{C\tau}{\rho A} \tag{25}$$

Sendo:

C = perímetro da estaca,

τ = tensão de cisalhamento (resistência lateral) desenvolvida na interface.

A resistência lateral oferecida pelo solo tem duas componentes: a estática e a dinâmica cujos efeitos de atenuação e estimativas de magnitude foram assunto do item 2.4.3. Existem diferentes soluções para resolver as equações de propagação de ondas sendo as principais apresentadas no item 2.5.

2.5 SOLUÇÕES PARA A RESOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS

A solução da equação de propagação de ondas de tensão em estacas pode ser obtida de forma analítica ou numérica. Resolvendo a equação, podem ser obtidos dados como a variação no tempo da velocidade de partícula no topo da estaca e compará-la com o gráfico obtido em um ensaio real. Esse recurso é utilizado para analisar os resultados obtidos em um ensaio. Verruijt (2009) apresenta três soluções analíticas para o problema e uma solução numérica considerando a propagação de ondas unidimensional. Doyle (1997) apresenta a solução analítica por análise espectral. Zheng et al. (2015) apresentaram uma complexa solução analítica tridimensional para o problema. As soluções numéricas com modelagem

computacional são especialmente úteis em problemas mais complicados podendo, inclusive, serem levados em conta de forma mais rápida esses efeitos tridimensionais do ensaio. Neste trabalho são apresentados resumos de soluções analíticas sendo dada ênfase, no entanto, a soluções numéricas por elementos finitos com o auxílio computacional dado que essas são as soluções adotadas na presente pesquisa. No Quadro 2 é apresentado um resumo das soluções da equação da onda abordadas neste trabalho.

Quadro 2 – Soluções para a equação da onda

Tipo de solução	**Método**
Analítica - unidimensional	Transformada de Laplace
	Separação de variáveis
	Método das características
	Análise Espectral
Analítica - tridimensional	Método proposto por Zheng et al. (2015)
Numérica - unidimensional	FEM – Elementos finitos
Numérica - tridimensional	FEM/SBFEM – Elementos finitos e infinitos

Fonte: O autor (2018)

2.5.1 Solução analítica pelo método da transformada de Laplace

O método da transformada de Laplace pode ser utilizado para resolver equações diferenciais através de uma equação algébrica. Como demonstrou Verruijt (2009), considerando o ensaio PIT como unidimensional, portanto, a transformada de Laplace para o deslocamento (u) é calculada conforme a Equação 26.

$$\bar{u}(z,s) = \int_0^\infty u(z,t)\exp(-st)dt \tag{26}$$

Sendo:

s = parâmetro da transformada de Laplace,

z = distância da ponta da estaca.

A Equação 24 diferencial fica, portanto, transformada na Equação 27.

$$\frac{d^2\bar{u}}{dx^2} = \bar{u}\frac{s^2}{c^2} \tag{27}$$

Cuja solução para uma barra de comprimento finito é dada pela Equação 28.

$$\bar{u} = A\exp(sz/c) + B\exp(-sz/c) \tag{28}$$

As constantes A e B podem ser determinadas pelas transformadas das condições de contorno do problema. Para o caso específico de uma estaca de comprimento finito submetida a um impacto repentino, após operações matemáticas, é obtido o resultado indicado na Equação 29.

$$\frac{u}{u_0} = 1 - \frac{4}{\pi}\sum_{k=0}^{\infty}\frac{(-1)^k}{(2k+1)}\cos[(2k+1)\frac{\pi z}{2h}]\cos[(2k+1)\frac{\pi ct}{2h}] \tag{29}$$

Sendo:

u = deslocamento no ponto considerado,

u_0 = deslocamento inicial do topo,

z = distância da ponta da estaca ao ponto considerado,

h = comprimento da estaca,

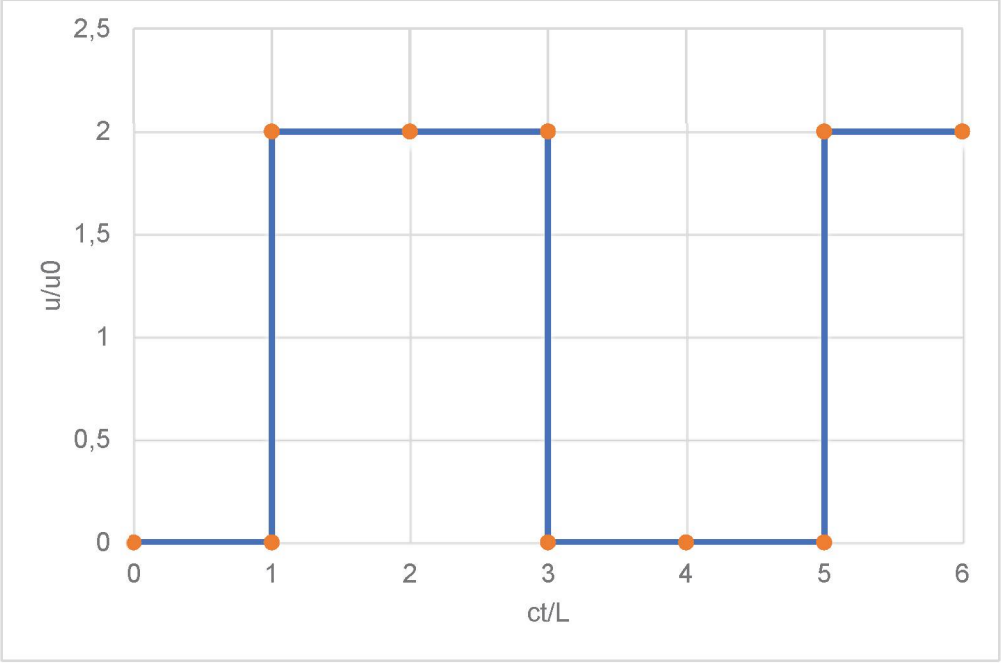
c = velocidade da onda unidimensional,

k = coeficientes de uma série de Fourier,

t = tempo desde o início da análise.

Resolvendo a Equação 29, que está na forma de séries de Fourier, em uma planilha de cálculo, pode-se obter, de forma similar ao que fez Verruijt (2009), um gráfico indicando a variação de u/u_0 da ponta da estaca em função do trecho percorrido pela onda de tensão na estaca (ct/L) (ver Figura 21).

Figura 21 – Variação do deslocamento da ponta de uma estaca com ponta livre em função trecho percorrido pela onda de tensão (ct/L=1 = 100% da estaca)



Fonte: O autor (2018) – adaptado de Verruijt (2009)

Assim, demonstra-se que a ponta livre não se desloca até a chegada da onda de tensão (quando ct/L=1). Neste momento, a ponta sofre um deslocamento repentino equivalente a duas vezes u0, permanecendo assim por um período equivalente a 2ct/L (tempo para a onda retornar ao topo e refletir novamente até a ponta) (Verruijt, 2009). Esse raciocínio condiz exatamente com o princípio de reflexão das ondas exposto no item 2.4.2.3 e na Figura 19.

2.5.2 Solução analítica pelo método da separação de variáveis

O método da separação de variáveis é utilizado para transformar matematicamente uma equação diferencial parcial em um conjunto de equações diferenciais ordinárias para cada variável independente. Para possibilitar uma comparação e exemplificar a aplicação dessa solução, a solução apresentada abaixo é para as mesmas condições de contorno do problema usadas no item 2.5.1: estaca finita com ponta livre submetida a um impacto repentino.

Verruijt (2009) demonstrou que a solução para este problema poderia se dar de acordo com as Equações 30 a 37.

$$u = u_0 + Z(z)T(t) \tag{30}$$

Sendo:

u = deslocamento no ponto considerado,

u_0 = deslocamento inicial do topo,

Z = função dependente de z (distância da ponta da estaca ao ponto considerado),

T = função dependente de t (tempo desde o início da análise).

Substituindo a Equação 30 na Equação 24 (que define a propagação da onda unidimensional), obtemos a Equação 31.

$$\frac{1}{c^2}\frac{1}{T}\frac{d^2T}{dt^2} = \frac{1}{Z}\frac{d^2Z}{dz^2} \tag{31}$$

Usando o princípio da solução por separação de variáveis, então, são obtidas as Equações diferenciais 32 e 33 que definem Z e T.

$$\frac{1}{Z}\frac{d^2Z}{dz^2} = -\lambda^2 \tag{32}$$

$$\frac{1}{T}\frac{d^2T}{dt^2} = -c^2\lambda^2 \tag{33}$$

Sendo:

λ = uma constante não conhecida.

As soluções gerais das Equações 32 e 33 são as Equações 34 e 35.

$$Z = C_1\cos(\lambda z) + C_2 sen(\lambda z) \tag{34}$$

$$T = A\cos(\lambda ct) + Bsen(\lambda ct) \tag{35}$$

Sendo:

A, B, C_1 e C_2 = constantes.

Como $C_2 = 0$ para as condições de contorno estabelecidas, a Equação 30 pode ser reescrita conforme a Equação 36, substituindo as variáveis Z e T.

$$u = u_0 + \sum_{k=0}^{\infty} [A_k \cos(\lambda_k ct) + B_k sen(\lambda_k ct)] \cos(\lambda_k z) \tag{36}$$

Para satisfazer a condição inicial em repouso, $B_k = 0$ e A_k pode ser calculado pela Equação 37.

$$A_k = \frac{4}{\pi} \frac{u_0}{(2k+1)} (-1)^k \tag{37}$$

Substituindo a Equação 37 na 36 obtém-se um resultado igual à Equação 29 o que demonstra que a solução analítica pelo método da separação de variáveis leva ao mesmo resultado que a solução pelo método da transformada de Laplace.

2.5.3 Solução analítica pelo método das características

Middendorp (2004) apresenta um resumo histórico da aplicação do método das características para solução da equação da onda. O método original foi desenvolvido para uma barra livre, sem resistência de ponta e sem interação com o solo. Até o início da década de 1970, soluções teóricas analíticas eram conhecidas apenas para estacas sem atrito lateral sendo que era praticamente impossível resolver o problema analiticamente se o atrito lateral do fuste da estaca com o solo era assumido, por exemplo, dependente da velocidade ou deslocamento. Nesses casos eram usadas soluções numéricas como a de Smith (1960). Van Hamme et al. (1974) desenvolveram o método com a consideração do atrito lateral. De maneira geral, o método baseia-se na solução da Equação 24 diferencial utilizando funções como as indicadas na Equação 38.

$$u = f(x + ct) + f_1(x - ct) \tag{38}$$

Sendo:

u = deslocamento no ponto considerado,

x = distância percorrida pela onda ao longo do eixo da barra,

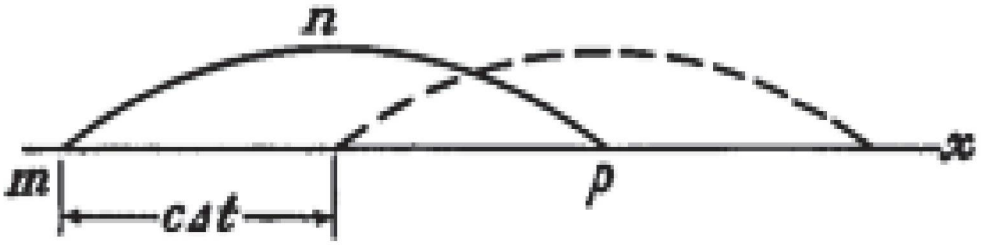
c = velocidade da onda longitudinal,

t = tempo transcorrido.

A interpretação física da Equação 38 é a seguinte: para um tempo "t" definido, a função f_1 da equação depende apenas de "x" e pode ser representada com uma curva como a delimitada pelos pontos "m", "n" e "p" na Figura 22. Depois de um intervalo de tempo Δt a função f_1 fica igual a $x-c(t+\Delta t)$ mas não sofre alterações pois, ao mesmo tempo em que o tempo "t" aumentou em "Δt", "x" aumentou em $\Delta x = c\Delta t$. A curva "mnp" original (ver linha tracejada na Figura 22) desloca-se ao longo do eixo da estaca e, portanto, a função f_1 representa a onda que se propaga na direção do eixo "x" com uma velocidade constante "c".

Pode ser demonstrado, de forma similar, que a função "f" (primeiro termo da Equação 38) representa a onda se propagando na direção oposta (TIMOSHENKO; GOODIER, 1970).

Figura 22 – Representação da solução da equação da onda pelo método das características

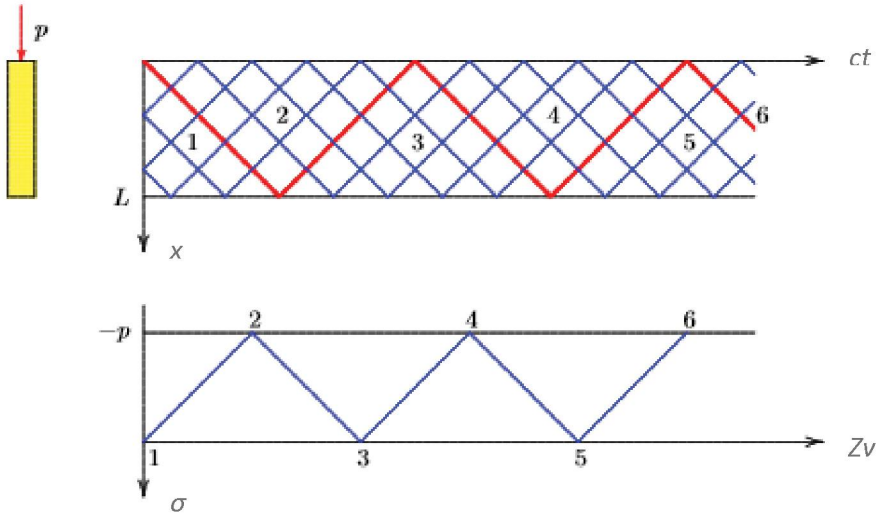


Fonte: Timoshenko e Goodier (1970)

A solução de um problema particular, com condições de contorno (apoio) específicas pode ser obtida a partir do desenvolvimento da solução da Equação 38.

Mantendo para este método as mesmas condições hipotéticas usadas para exemplificar os métodos da transformada de Laplace e o método da separação de variáveis (estaca com ponta livre com impacto = "P" aplicado no tempo "t" = 0) chega-se ao resultado indicado na Figura 23.

Figura 23 – Representação dos resultados obtidos pelo método das características para uma estaca livre



Fonte: Adaptado de Verruijt (2009)

Na primeira parte da Figura 23 estão indicadas linhas azuis que representam as constantes (conforme Equação 38) x+ct (linhas que saem de uma determinada região do gráfico para outra de cima para baixo) e x-ct (linhas que saem de uma determinada região do gráfico para outra de baixo para cima). Na segunda parte da Figura 23 estão indicadas as tensões ao longo da estaca em função de Zv (impedância vezes a velocidade de partícula). Todos os pontos na região 1 da parte superior dessa figura são representados pelo ponto 1 na parte inferior, os pontos na região 2 da parte superior pelo ponto 2 na inferior e assim sucessivamente. Assim, a linha (x=L) que representa a ponta da estaca na parte superior da Figura 23 é interceptada por linhas azuis em um movimento descendente (x+ct) nas regiões 1, 3 e 5 indicando que a tensão na ponta é sempre 0 (pontos 1, 3 e 5).

Já o topo da estaca (linha x=0) é interceptado por linhas azuis em um traçado ascendente (x-ct) nas regiões 2, 4 e 6 indicando a tensão igual a -p no topo da estaca para todos os tempos “t” e a velocidade v = p/Z (coincidindo com a Equação 11). A partir de determinado tempo “t” as linhas descendentes que interceptam a ponta da estaca partem da região 2 e chegam na região 3. Portanto, o ponto 3 passaria a representar a condição da ponta em termos de tensão. Da condição inicial, a tensão permaneceu igual a 0 mas Zv aumentou, podendo-se concluir que a velocidade na ponta da estaca passa a ser v = 2p/Z (o dobro da velocidade no topo da estaca) (VERRUIJT, 2009). Essa conclusão condiz exatamente com os princípios de variação

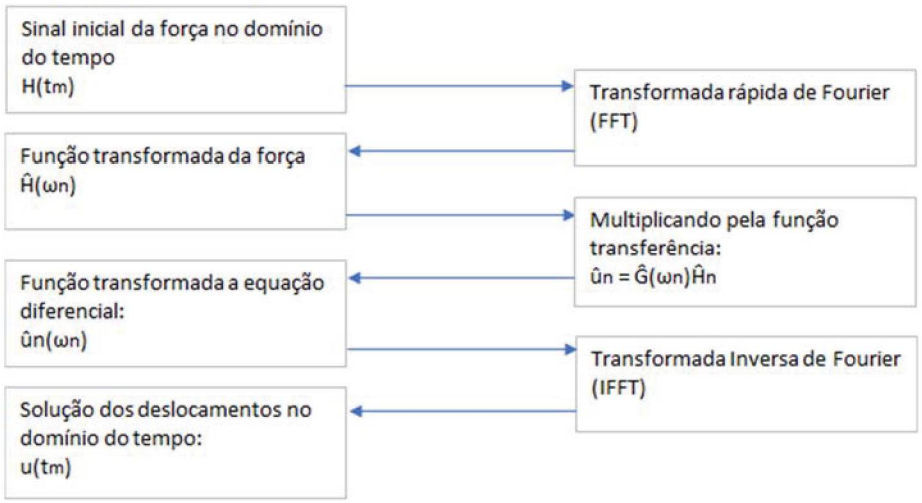
de velocidades e tensões expostos no item 2.4.2.3. Dessa maneira, a velocidade de partícula e a tensão na estaca poderiam ser obtidas pelo método das características.

2.5.4 Solução analítica por análise espectral

Os métodos analíticos anteriormente descritos são utilizados para resolver a equação da onda sempre no domínio do tempo. Com a solução analítica por análise espectral, a equação é transformada do domínio do tempo para o domínio da frequência e depois transformada novamente para o domínio do tempo.

A teoria básica que envolve a análise no domínio da frequência foi desenvolvida por Paquet (1968). Segundo Haddad (2010) as soluções analíticas pelos métodos descritos nos itens 2.5.1 a 2.5.3 são muito complexas quando é necessária a consideração das forças externas relacionadas ao solo sendo que a solução por análise espectral teria a vantagem de ser mais simples, comparativamente com as demais analíticas, nesse quesito. De acordo com Doyle (1997) um sinal no domínio do tempo pode ser pensado como uma superposição de componentes sinusoidais. O processo, portanto, para resolver a equação da onda por análise espectral envolve converter o sinal inicial no domínio do tempo (força x tempo) para sua forma espectral usando o algoritmo da transformada rápida de Fourier (FFT), multiplicar a função transformada da força encontrada por uma função de transferência para cada frequência e, então, obter a solução aplicando a inversão da transformada rápida de Fourier (IFFT). O processo de cálculo está resumido na Figura 24.

Figura 24 – Processo de cálculo para a solução da equação da onda por análise espectral



Fonte: Adaptado de Doyle (1997)

Sendo assim, como demonstrou Doyle (1997), a Equação 25 (propagação de ondas unidimensionais) pode ser representada na sua forma espectral pela Equação 39.

$$EA\frac{\partial^2 \hat{u}}{\partial x^2} + [\omega^2 \rho A - K - i\omega\eta]\hat{u} = 0 \qquad (39)$$

Sendo:

K = constante que representa o atrito lateral do solo,

η = constante que representa a viscosidade, efeito de amortecimento,

i = número complexo $\sqrt{-1}$,

ω = frequência.

A Equação 39 tem a solução dada pela Equação 40.

$$\hat{u}(x) = Ae^{-ikx} + Be^{+ikx} \qquad (40)$$

Sendo:

A e B = amplitudes indeterminadas para cada frequência.

Quando a variação do tempo é avaliada, duas ondas são consideradas na solução, uma que se propaga no sentido positivo e outra no negativo obtendo, então, a forma final da solução (Equação 41).

$$u(x,t) = \sum Ae^{-i(kx-\omega t)} + \sum Be^{+i(kx+\omega t)} \qquad (41)$$

Segundo Haddad (2010) os valores de A, B, k são calculados para cada frequência ω e dependem das condições de apoio iniciais.

2.5.5 Solução analítica tridimensional

Zheng et al. (2015) publicaram uma solução analítica pioneira considerando os efeitos tridimensionais dos ensaios de integridade de baixa deformação. O desenvolvimento das equações é extenso e consta no trabalho referenciado neste

texto. Cabe aqui, no entanto, a reprodução das Equações 42 e 43 que, resolvidas, indicam as variações de deslocamento e velocidade de partícula do topo da estaca em função do ponto de aplicação do impacto (r) (referenciado ao centro do círculo que define o topo da estaca) e da frequência (ω).

$$V_{pk}(z, r, \omega) = i\omega U_{pk}(z, r, \omega) \tag{42}$$

Sendo:

i = número complexo √-1,

ω = frequência,

U_{pk} = conforme Equação 43.

$$U_{pk} = \sum_{n=1}^{\infty} (C_{kn} e^{\alpha_{kn} z} + D_{kn} e^{-\alpha_{kn} z}) I_0(\beta_{ln} r) \tag{43}$$

Sendo:

C_{kn} e D_{kn} = coeficientes indeterminados,

I_0 = funções de Bessel de primeira espécie de ordem zero,

α_{kn} = coeficiente calculado a partir das propriedades do material da estaca.

A Equação 42 pode ser expressa no domínio do tempo usando a transformada inversa de Fourier (Equação 44).

$$v_{pk}(z, r, t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} V_{pk}(z, r, \omega) e^{i\omega t} d\omega \tag{44}$$

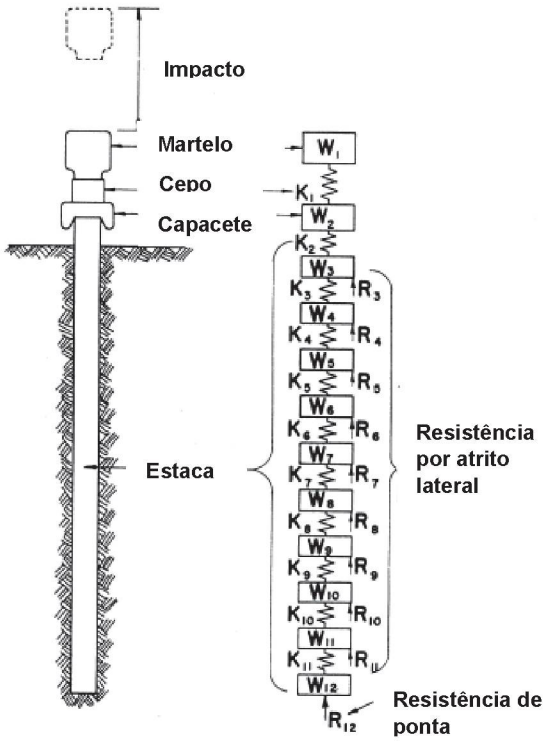
Zheng et al. (2015) fizeram, então, uma série de comparações numéricas entre a solução analítica unidimensional e a tridimensional proposta por eles chegando a resultados similares. A diferença mais significativa foi que houve maior acurácia na previsão de interferências de alta frequência para as soluções tridimensionais. Comparativamente com análises numéricas tridimensionais, Zheng et al. (2015) afirmam que sua solução analítica pode ser programada em computador e utilizada para resolver mais rapidamente o problema.

2.5.6 Soluções numéricas – evolução histórica

Hussein (2004) resumiu a evolução histórica das soluções numéricas para a equação da onda. Considera-se que Smith (1960) seja o precursor, tendo proposto em seu trabalho uma solução numérica por diferenças finitas considerando os efeitos do solo. Ainda que a solução tenha sido publicada com ênfase na cravação de estacas, ela pode ser adaptada para o ensaio PIT já que o princípio de propagação de ondas de tensão é aplicável à ambos. Smith (1960) dividiu a estaca em pesos separados por molas e o tempo de análise em intervalos pequenos em que admitem-se constantes a velocidade, a força e os deslocamentos da estaca. A solução numérica de Smith (1960) tornou-se a base para o desenvolvimento de trabalhos que resolvem o problema unidimensionalmente e de softwares computacionais como o WEAP. O programa CAPWAP que automatizou o processo de inversão a partir de dados medidos e a evolução do WEAP chamada GRLWEAP são considerados marcos da análise unidimensional de ondas (HUSSEIN, 2004).

Na Figura 25 é representado o conceito do método publicado originalmente por Smith (1960).

Figura 25 – Representação da estaca segundo o método de Smith (1960)



Fonte: Adaptado de Smith (1960)

Na década de 1990 e na primeira década dos anos 2000 programas como o PIT-S da Pile Dynamics, Inc. foram desenvolvidos com base em soluções numéricas unidimensionais para simular os resultados de testes de integridade em estacas. Diversos autores como Ambrosini e Ezeberry (2005) e Chai et al. (2011) publicaram resultados obtidos de simulações numéricas unidimensionais do ensaio de integridade PIT modelando a estaca como uma barra e o solo como molas e amortecedores. Schubert, Koehler e Peiffer (2001) apresentaram uma solução numérica chamada CEFIT (Cylindrical Elastodynamic Finite Integration Technique) para modelar a propagação de ondas elásticas em meios lineares elásticos, isotrópicos, anisotrópicos, homogêneos, heterogêneos, dissipativos e não-dissipativos dando o exemplo, inclusive, da aplicação da solução em 2-D para o problema específico de propagação de ondas de tensão em estacas. Baseado na técnica CEFIT Niederleithinger (2006 e 2008) fez simulações numéricas bidimensionais para prever os resultados de ensaios em estacas com defeitos e variações de seções não convencionais argumentando que frequentemente soluções analíticas não seriam possíveis para esses problemas.

Procurando analisar o problema tridimensionalmente, trabalhos foram publicados utilizando o método dos elementos finitos (FEM).

Lin, Sansalone e Carino (1991) mostraram que o método FEM é uma ferramenta poderosa para estudar a resposta de elementos de fundação em concreto.

Liao e Roesset (1997) compararam os resultados obtidos pelo método dos elementos finitos em modelos 1-D e 3-D chegando à conclusão de que, em termos gerais, os resultados são similares sendo que nos modelos 3-D há uma tendência de haver mais oscilações de alta frequência nos sinais de velocidade de partícula.

Chow et al. (2003) destacaram que a diferença mais significativa entre simulações numéricas uni e tridimensionais no domínio do tempo é a variação de velocidade no topo da estaca, com uma inversão de sinal que se confunde com a resposta que se obteria caso haja um defeito nos primeiros metros da estaca.

Ni et al. (2008) criaram um modelo tridimensional no software ABAQUS® para simular por elementos finitos os resultados de ensaios de integridade baseados na apresentação de resultados obtida com o método "Wavelet Transform Method" (WTM).

Luo, Chen e Hu (2010) estudaram em um modelo tridimensional usando o método FEM a influência nos resultados decorrentes da variação da locação do acelerômetro no topo da estaca.

Ding et al. (2011) desenvolveram uma solução analítica para o problema específico de testes de integridade PIT em estacas tubulares validando-a com análises tridimensionais pelo método FEM.

Schauer e Langer (2012) fizeram simulações numéricas utilizando o método dos elementos finitos em conjunto com o método SBFEM que introduz elementos "infinitos" nos bordos do modelo evitando que reflexões de onda nos seus limites interfiram nos resultados.

Cosic, Folic B. e Folic R. (2014) desenvolveram modelos bi e tridimensionais no software SAP2000® por elementos finitos simulando diversas descontinuidades e defeitos nas estacas com o objetivo de obter reflectogramas típicos para vários problemas de integridade nas estacas.

Wang, Wu, Xiao (2014) estudaram como variações no modelo numérico desenvolvido no software ABAQUS/Explicit® influenciavam nos reflectogramas obtidos. Eles variaram a malha definida para a resolução por elementos finitos, a amplitude do impulso inicial, o ponto selecionado no topo da estaca para obtenção dos reflectogramas e o módulo de elasticidade do solo.

Hetland (2015) utilizou o software PLAXIS® 3D para simular por FEM as características dinâmicas de uma estaca que seria projetada para uso em uma fundação de uma turbina.

Hou et al. (2016) simularam numericamente o problema utilizando o software ABAQUS/Explicit® validando os resultados obtidos com dados de campo.

2.5.7 Soluções numéricas por elementos finitos

2.5.7.1 Princípio básico e métodos de integração

O princípio básico das soluções por elementos finitos é subdividir o domínio de um problema em partes menores (elementos finitos) cada qual representada por um conjunto de equações. A resposta de cada elemento é caracterizada por seus graus de liberdade e definida por equações algébricas (HETLAND, 2015). Diversos softwares disponíveis no mercado atualmente foram desenvolvidos para simular

numericamente o comportamento de materiais através dos elementos finitos, dentre os quais pode-se citar o ABAQUS®, o ANSYS®, o SAP2000® e o PLAXIS®. Nesses programas estão disponíveis conjuntos de algoritmos e métodos para integração direta das equações de dinâmica estrutural no domínio do tempo (resolução da Equação 22 matricial) como os de Newmark (1959) e Hilber, Hughes e Taylor (1977) ou para resolução das equações por aproximações sucessivas em problemas de natureza não-linear como o método iterativo de Newton-Raphson.

O método de Newmark (1959) baseia-se em resolver as Equações 45 e 46 para cada intervalo de tempo pré-definido.

$$v_{i+1} = v_i + [(1-\gamma)\Delta t]a_i + (\gamma \Delta t)a_{i+1} \qquad (45)$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)v_i + [(0{,}5-\beta)(\Delta t)^2]a_i + [\beta(\Delta t)^2]a_{i+1} \qquad (46)$$

Sendo:

γ e β = parâmetros do método,

v_{i+1} = velocidade no instante i+1,

v_i = velocidade no instante i,

Δt = variação de tempo entre os instantes i e i+1,

a_{i+1} = aceleração no instante i+1,

a_i = aceleração no instante i,

u_{i+1} = deslocamento no instante i+1,

u_i = deslocamento no instante i.

Os parâmetros γ e β definem a variação da aceleração em cada período de tempo e determinam as características de estabilidade e precisão do método. O parâmetro γ geralmente é considerado igual a 0,5 (sem dissipação numérica) e 1/6 ≤ β ≤1/4 (algoritmo incondicionalmente estável). As Equações 45 e 46 combinadas com a 22 em cada intervalo de tempo fornecem os resultados de u_{i+1}, v_{i+1} e a_{i+1} a partir de resultados conhecidos de u, v, a no instante anterior i. Fica evidente que é requerido um processo iterativo de cálculo pois a_{i+1} (valor desconhecido) aparece do lado direito tanto da Equação 45 quanto da 46 (CHOPRA, 1995). Nos softwares de cálculo como por exemplo no SAP2000® a atribuição dos valores de γ e β é feita pelo usuário.

No trabalho em que publicaram o método HHT, Hilber, Hughes e Taylor (1977) demonstram as vantagens de seu método em relação ao de Newmark e também em relação ao método de outros autores como Houbolt e Wilson. O processo de determinação da aceleração, velocidade e deslocamento no topo da estaca então, baseia-se na resolução das Equações 45 e 46 de Newmark em conjunto com a Equação 47 (modificada da Equação 22) (COSIC; FOLIC, B.; FOLIC, R., 2014).

$$Ma_{i+1} + (1+\alpha)Cv_{i+1} - \alpha Cv_i + (1+\alpha)Ku_{i+1} - \alpha Ku_i = F_{i+1} \qquad (47)$$

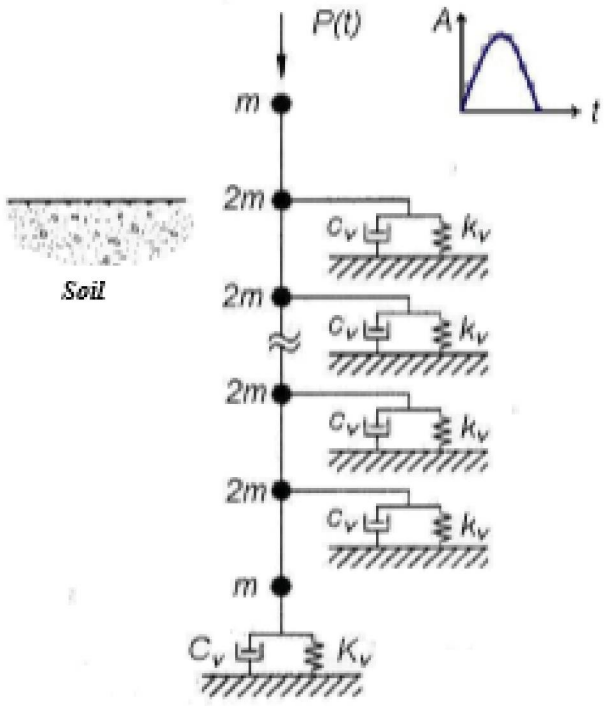
Os termos da equação acima já foram definidos na Equação 22 exceto o parâmetro α (variável de 0 a -1/3), introduzido pelos autores para controlar a estabilidade e a dissipação numérica do algoritmo. Observar que, se o parâmetro α for considerado como igual a 0, a Equação 47 fica igual à Equação 22 e o método HHT se iguala ao método de Newmark. Nos softwares de cálculo a atribuição do valor de α é feita pelo usuário.

O método de Newton-Raphson é iterativo, ou seja, converge para uma solução repetindo o processo de cálculo até que a diferença entre a solução exata do problema e a solução encontrada seja suficientemente pequena.

2.5.7.2 Simulação unidimensional por elementos finitos

As soluções por elementos finitos podem ser obtidas considerando uma barra unidimensional de forma similar ao proposto originalmente por Smith (1960). Considerando que o ensaio PIT se aproxima de um problema unidimensional, alguns trabalhos foram publicados simulando o ensaio por elementos finitos considerando a estaca como uma barra e o solo como um sistema de molas e amortecedores como por exemplo o artigo de Ambrosini e Ezeberry (2005). Os autores simularam o ensaio por elementos finitos usando o método de integração de Hilber, Hughes e Taylor (1977). Na Figura 26 ilustra-se o modelo de cálculo adotado por eles.

Figura 26 – Modelo de cálculo unidimensional – simulação do ensaio por elementos finitos



Fonte: Ambrosini e Ezeberry (2005)

A carga aplicada no modelo é uma função seno do tempo conforme descrita no item 2.4.2.2 e ilustrada na parte superior direita da Figura 26. O solo é simulado atribuindo uma mola e um amortecedor na ponta da estaca com propriedades calculadas conforme as Equações 20 e 21 e na lateral da estaca o efeito de amortecimento é atribuído conforme a Equação 19 e a mola conforme a Equação 48.

$$kv = 2{,}75Gs \qquad (48)$$

Sendo:

k_v = constante elástica da mola que representa o solo ao longo do fuste da estaca (em N/m).

Observação: Liao e Roesset (1997) atribuem a kv um valor de 2,3Gs,

G_s = Módulo de elasticidade transversal do solo (em N/m^2).

Ambrosini e Ezeberry (2005) utilizaram os resultados obtidos em seu modelo para comparar com os resultados obtidos em estacas executadas obtendo uma boa correspondência. Fizeram, adicionalmente, variações em seu modelo concluindo que é possível identificar no teste problemas de integridade e comprimento de uma estaca,

que é possível distinguir bulbos de reduções de seção e que a magnitude e a duração do impacto, além da dureza do material do martelo influenciam nos resultados obtidos.

2.5.7.3 Simulação bidimensional e tridimensional por elementos finitos

Modelos bi e tridimensionais por elementos finitos foram desenvolvidos para avaliar diferentes aspectos relativos aos ensaios. Conforme descrito no item 2.4.1, há três tipos de ondas principais que se propagam pelo meio estaca-solo quando o impacto é dado no topo da estaca. Quando se analisa o problema unidimensionalmente, a carga é considerada aplicada no ponto superior da estaca e não são levados em consideração os efeitos decorrentes da localização do impacto no topo da estaca, os efeitos decorrentes da relação entre a área de contato do martelo e a área do topo da estaca nem os efeitos decorrentes da radiação das ondas próximo ao topo da estaca.

No item 2.5.6 foi feito um resumo dos principais trabalhos publicados simulando o problema bi e tridimensional e os objetivos dos autores ao realizarem estes estudos. Neste item são resumidos, portanto, os aspectos relativos aos modelos publicados pelos autores como a malha de elementos finitos utilizada (discretização), a atribuição de condições de contorno, o intervalo de tempo adotado para cada passo do cálculo, os modelos constitutivos do solo e a atribuição das condições de contato na interface solo-estaca.

2.5.7.3.1 Discretização

Um dos fatores importantes em análises por elementos finitos é a divisão dos elementos adotados (discretização). Segundo Hetland (2015) em análises dinâmicas uma divisão em elementos muito grandes pode resultar em imprecisão dos resultados com filtragem das frequências mais altas e uma divisão em elementos muito pequenos aumenta o tempo de processamento computacional significativamente. De acordo com Kramer (1996), a dimensão máxima de cada elemento deve ser limitada a um valor entre 1/8 e 1/5 do menor comprimento de onda considerado na análise. Ambrosini e Ezeberry (2005) e Cosic, Folic B. e Folic R. (2014) consideraram uma divisão mínima de 10 elementos por comprimento de onda.

2.5.7.3.2 Condições de contorno

Quando os modelos adotados são bi ou tridimensionais, a representação do solo é limitada em relação ao todo representando uma parte de um maciço que tem continuidade na prática (o solo).

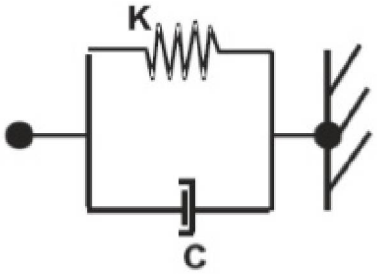
No caso específico de problemas dinâmicos, adotar condições de contorno laterais fixas pode resultar na reflexão de ondas nos limites do modelo que podem retornar ao sistema e levar a resultados imprecisos do problema.

Esse conceito foi descrito por Schauer e Langer (2012), conforme citado no item 2.5.6, que fizeram simulações numéricas utilizando o método dos elementos finitos em conjunto com o método SBFEM que introduz elementos "infinitos" nos bordos do modelo evitando que reflexões de onda nos seus limites interfiram nos resultados.

Peiris (2014) definiu os elementos "infinitos" como tendo comportamento similar ao de elementos "Kelvin" com um amortecedor associado em paralelo com uma mola ligados aos pontos mais distantes fixos (ver Figura 27).

Hetland (2015) definiu elementos viscosos associados com molas nos limites de seu modelo tridimensional elaborado no software PLAXIS® 3D com o mesmo objetivo.

Figura 27 – Representação de um elemento infinito



Fonte: Peiris (2014)

Outra técnica que pode ser utilizada é definir um modelo com tamanho suficientemente grande para evitar as reflexões mesmo que sejam atribuídas condições de apoio fixas nos limites do modelo. Com este objetivo, Wang, Wu e Xiao (2014) elaboraram um modelo para uma estaca de 1 m de diâmetro e 16 m de comprimento com o solo modelado com 10 m de diâmetro e 24 m de comprimento.

2.5.7.3.3 Intervalo de tempo para cada passo de cálculo

O intervalo de tempo para cada passo de cálculo é uma importante definição nos modelos adotados. Um intervalo muito grande pode gerar uma solução imprecisa e um intervalo de tempo muito pequeno aumenta substancialmente o tempo de cálculo já que as soluções da equação da onda pelos métodos de integração citados no item 2.5.7.1 são encontradas a cada Δt (HETLAND, 2015). Como referência, o incremento de tempo não deve ser superior à relação entre cada elemento discretizado e a velocidade da onda (FISCHER et al., 2010).

2.5.7.3.4 Modelo constitutivo do solo

As deformações causadas em um ensaio de integridade PIT são muito baixas, menores que 10^{-5} (RAUSCHE, LIKINS e HUSSEIN, 1994) e causadas por um impacto de curta duração. Por este motivo, Liao e Roesset (1997), Chow et al. (2003), Luo, Chen, Hu (2010), Fekadu (2010), Lu, Wang e Liu (2013), Wang, Wu e Xiao (2014), Yan (2015), Hou et al. (2016) definiram o solo em suas simulações numéricas como de comportamento elástico linear. Essa consideração leva à exclusão do amortecimento nos modelos. Hetland (2015) sugere a previsão desse fator com a atribuição de uma taxa de amortecimento no modelo ("Rayleigh damping") que é uma combinação linear da massa e da rigidez do corpo.

2.5.7.3.5 Atribuição das condições de contato na interface solo-estaca

A substituição do solo por molas e amortecedores é possível em modelos bi e tridimensionais mas em softwares como o ABAQUS® e o PLAXIS® geralmente se modela o solo e a atribuição de condições de contato na interface solo-estaca se torna necessária. A interação entre duas superfícies em contato consiste de duas componentes: uma normal e outra tangencial às superfícies. No ensaio PIT, como a deformação gerada é muito baixa, pode-se admitir que não haja deslizamento relativo entre a estaca e o solo e, portanto, a atribuição no software de uma interação tangencial rugosa (sem deslizamentos) pode ser assumida assim como uma interação normal "hard" (quando a restrição ao movimento é atribuída quando há um contato entre as superfícies e eliminada quando a pressão de contato se torna negativa ou

nula) (FEKADU, 2010). Schauer e Langer (2012) consideraram o mesmo, que o deslizamento relativo entre a estaca e o solo pode ser negligenciado.

2.6 TRATAMENTO DOS RESULTADOS OBTIDOS NO ENSAIO

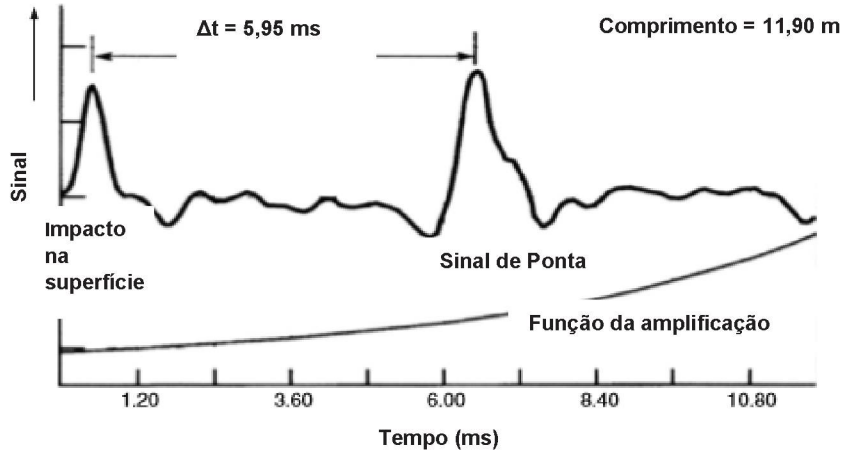
A interpretação dos resultados obtidos no ensaio pode ser melhorada com algumas transformações como a amplificação e filtragem (RAUSCHE; LIKINS; KUNG, 1992).

2.6.1 Amplificação

Como descrito no item 2.4.2.3, a onda leva um tempo igual a 2L/c para percorrer a estaca, ser refletida na ponta e retornar ao topo. Durante esse percurso ela sofre um amortecimento com consequente atenuação do sinal recebido no acelerômetro. Reflexões geradas por problemas de integridade na estaca também são reduzidas devido a esses efeitos. Consequentemente, defeitos em grandes profundidades são mais difíceis de serem detectados.

Uma das formas de minimizar esse problema é amplificar o sinal exponencialmente até a ponta da estaca. Em geral, a amplificação ocorre a partir do ponto em que começam os efeitos de atrito mais intensos (RAUSCHE; LIKINS; KUNG, 1992). Cuidados devem ser tomados na interpretação de sinais amplificados pois ruídos externos também são ressaltados no procedimento (HERTLEIN; DAVIS, 2006). Na Figura 28 está ilustrada a amplificação realizada em um sinal de ensaio PIT.

Figura 28 – Representação de um sinal de ensaio PIT amplificado



Fonte: Hertlein e Davis (2006)

2.6.2 Filtragem

Muitos equipamentos eletrônicos possuem um inerente limite de frequência de resposta. A filtragem inerente mais comum remove parcial ou totalmente os componentes de frequência acima de determinado valor. Uma filtragem adicional controlada pelo usuário pode ser necessária quando elementos de alta frequência dificultam a visualização do sinal de baixa frequência, que pode ser mais importante especialmente no ensaio PIT (RAUSCHE; LIKINS; KUNG, 1992).

2.7 MÉTODOS E CLASSIFICAÇÕES PARA ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste trabalho destacam-se o método Beta (RAUSCHE; GOBLE, 1979) e a classificação proposta por Liang e Rausche (2011) e Webster et al. (2011).

2.7.1 Método Beta

A magnitude dos potenciais danos em uma estaca pode ser estimada quando há sinal claro de ponta. Nesse caso, as amplitudes de reflexão de ponta e do impacto inicial são igualadas e a estimativa da magnitude do dano é dada pelo cálculo de Beta (β) (BUNGENSTAB; BEIM, 2015). De acordo com Rausche e Goble (1979), Beta (β) pode ser calculado pela Equação 49.

$$\beta = \frac{Z_2}{Z_1} \tag{49}$$

Sendo:

Z_2 = impedância da estaca no ponto do possível dano,

Z_1 = impedância original da estaca.

Calculado o valor de Beta (β), Rausche e Goble (1979) propuseram, então, uma maneira de estimar a severidade do dano de acordo com a Tabela 5.

Tabela 5 – Classificação do dano de acordo com o método Beta (β)

Beta (%)	Severidade do Dano
100	Sem danos.
80-99	Levemente danificada.
60-79	Significativamente danificada.
<60	Seriamente danificada.

Fonte: Rausche e Goble (1979)

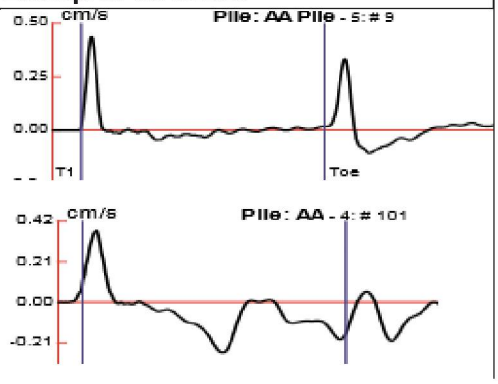
Essa classificação é questionável pois muitas vezes o Beta (β) encontrado é menor que 100% e não há danos às estacas, servindo apenas como uma referência inicial.

2.7.2 Classificação de Liang e Rausche (2011) e Webster et al. (2011)

Alguns trabalhos com autoria ou coautoria de Frank Rausche foram publicados sugerindo sistemas de classificação qualitativos para os ensaios de integridade PIT. Dentre os mais recentes pesquisados, Liang e Rausche (2011) e Webster et al. (2011) sugerem uma classificação que está resumida no Quadro 3 que inclui gráficos de sinais típicos encontrados para cada classe.

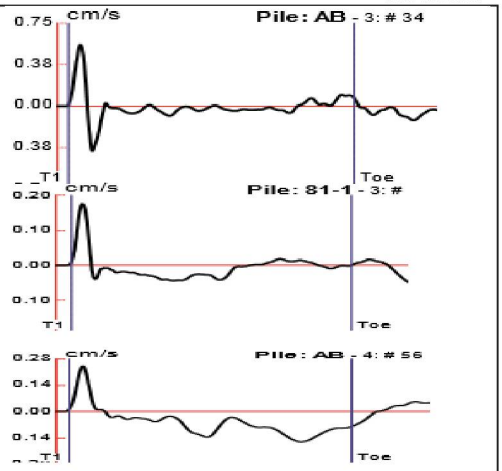
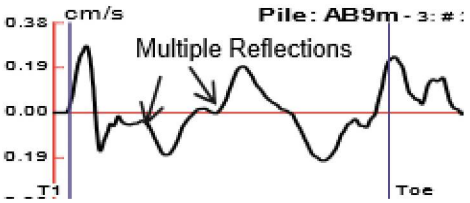
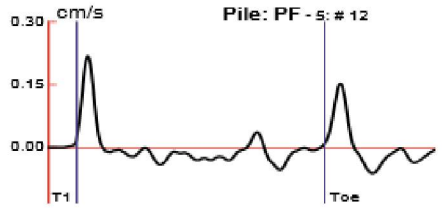
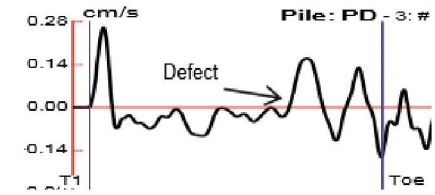
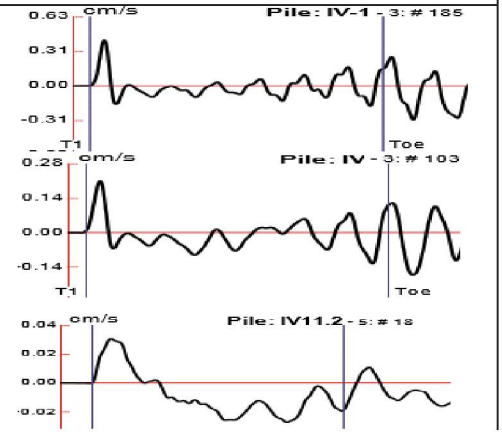
Quadro 3 – Classificação dos danos pelo método de Liang e Rausche (2011) e Webster et al. (2011)

continua

Classe	Denominação	Comentários	Exemplos de sinais
AA	Integridade do fuste claramente indicada.	Uma clara reflexão de ponta pode ser identificada correspondendo ao comprimento esperado e com uma velocidade de propagação de onda dentro de uma faixa aceitável; relatórios nesta categoria podem indicar normalmente variações aceitáveis de tamanho ou qualidade do material.	

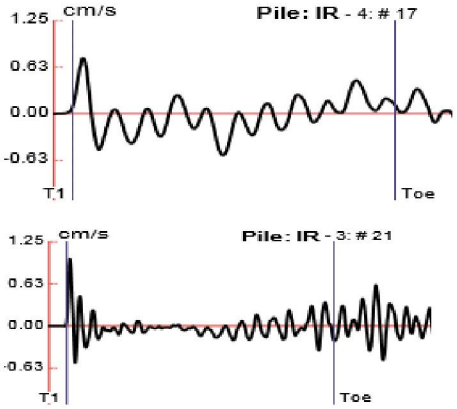
Quadro 3 – Classificação dos danos pelo método de Liang e Rausche (2011) e Webster et al. (2011)

continua

AB	Nenhum defeito importante indicado.	Os relatórios não indicam reflexões devido a reduções significativas de tamanho da estaca ou devido à qualidade do material nem uma resposta clara da ponta da estaca. Relatórios nesta categoria não indicam deficiências significativas; entretanto, também não fornecem evidências positivas de que o fuste não apresente danos em seu comprimento total.	
ABx	Nenhum defeito importante indicado até a profundidade x.	Por causa das limitações do método, a interpretação do gráfico para o comprimento total não é possível. Por exemplo, estacas muito longas e que atravessam solos de alta resistência ou com grandes bulbos são incluídos nesta classe.	
PFx	Indicação de uma possível imperfeição a uma profundidade aproximada de x.	A reflexão de ponta está aparente junto com pelo menos uma reflexão que corresponda a uma redução não planejada de tamanho ou de qualidade do material. Análises adicionais quantitativas podem ajudar a identificar a aparente severidade do dano.	
PDx	Indicação de um possível defeito a uma profundidade aproximada de x.	Os gráficos mostram uma reflexão forte correspondendo a uma redução importante de tamanho na estaca ou de qualidade do material. Uma reflexão clara de ponta não está aparente.	
IVx	Sinais inconclusivos abaixo da profundidade x devido a vibrações espúrias ao ensaio.	Os dados são inconclusivos devido a vibrações geradas por maquinário de construção ou devido ao trecho exposto da armadura da estaca. É recomendável testar novamente a estaca em algumas circunstâncias.	

Quadro 3 – Classificação dos danos pelo método de Liang e Rausche (2011) e Webster et al. (2011)

conclusão

IR	Sinais inconclusivos	- Baixa qualidade ou resistência do concreto no topo da estaca (ensaio realizado precocemente). Recomendável testar novamente depois de algum tempo e limpar o topo da estaca. - Mudanças de impedância planejadas ou juntas geram sinais que impedem a identificação do sinal de ponta.	

FONTE: Liang e Rausche (2011) e Webster et al. (2011)

Essa classificação é qualitativa e, diferentemente do método Beta, não se baseia em números ou em uma tentativa de quantificação direta do dano. Entretanto, não se limita a estacas com ponta claramente identificada como o método anteriormente descrito.

2.8 LIMITAÇÕES DO ENSAIO

A despeito das vantagens, há várias variáveis a serem consideradas no ensaio PIT como o comprimento máximo admissível da estaca, as variações na estratigrafia e características do solo e a dificuldade de detecção de problemas mais sérios no caso de estacas com muitas variações de geometria do fuste (NI et al., 2006) podendo levar, segundo Bungenstab e Beim (2015), à subjetividade na interpretação dos resultados. Nos itens a seguir são detalhadas as limitações que estão relacionadas com a influência do solo circundante e com a armadura da estaca.

2.8.1 Interação solo-estaca e relação máxima comprimento/diâmetro da estaca

É difícil determinar o comprimento de estacas longas, muito esbeltas, pois a energia do impacto é amortecida conforme abordado no item 2.4.3. Geralmente, para relações L/D (comprimento/diâmetro) da estaca iguais ou inferiores a 30, as reflexões de ponta são observadas e, portanto, o teste é aplicável (BUNGENSTAB; BEIM, 2015). Ambrosini e Ezeberry (2005) relatam a aplicação em estacas com relação L/D

de até 40 e Likins e Rausche (2000) informam que, com o avanço da tecnologia, tem sido possível ensaiar estacas com relações L/D maiores, de até 50, em solos de menor resistência e com estacas relativamente uniformes. De acordo com Chai et al. (2011), reflexões devido à interação solo-estaca também podem dificultar a interpretação dos resultados especialmente em solos cujas camadas têm características muito distintas. O comprimento da estaca pode ser estimado pelo ensaio com um desvio de aproximadamente 5% sendo que preferencialmente o comprimento da estaca esteja entre 5 m e 20 m (KLINGMÜLLER; KIRSCH, 2004).

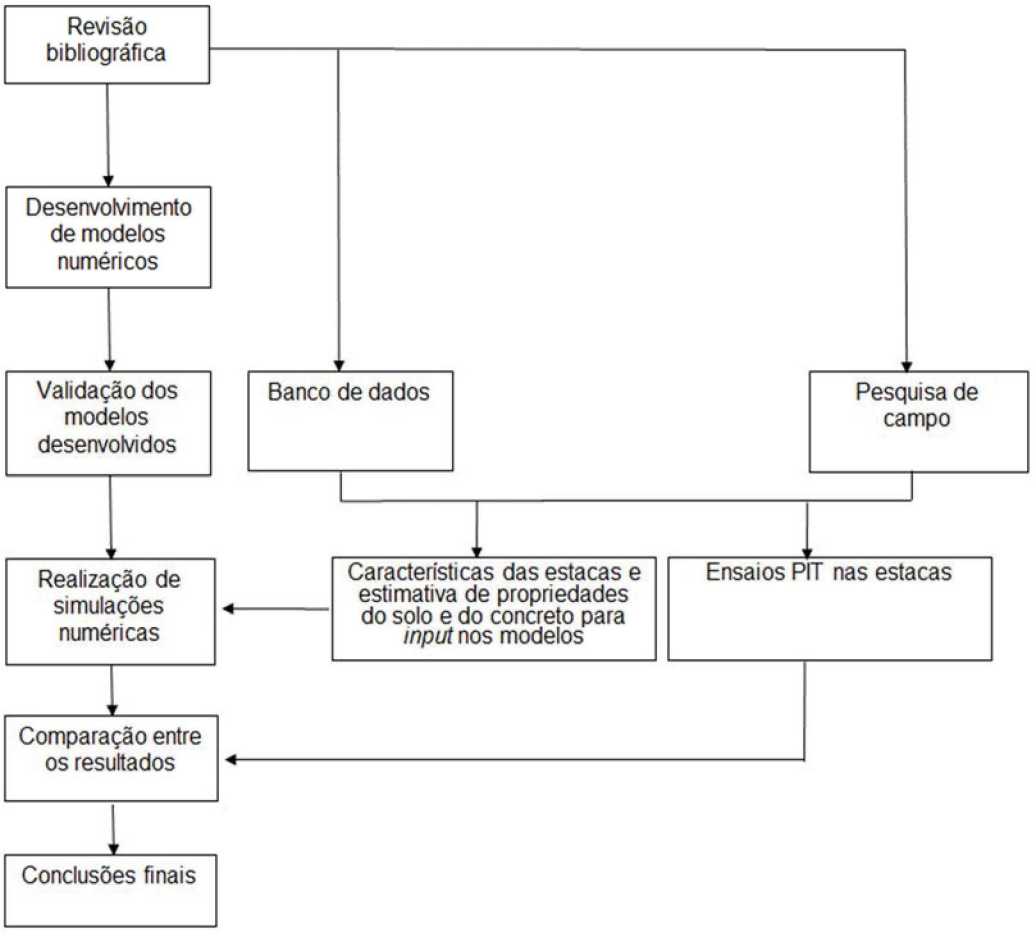
2.8.2 Influência da armadura

Quando as estacas não são armadas em toda a sua extensão, durante o ensaio as ondas de tensão se propagam parte em uma estaca armada, parte em uma estaca não armada sendo esperada uma redução de impedância na transição. Esse efeito pode causar uma reflexão no sinal de velocidade que pode ser interpretada como um dano na estaca. Outra influência da armadura é a vibração gerada pelo trecho das barras acima do topo da estaca. Segundo Bungenstab e Beim (2015) é recomendável que as barras se estendam no máximo 1 m acima do topo da estaca para evitar que sua vibração afete significativamente o sinal do ensaio.

3 PESQUISA NUMÉRICA

Neste capítulo estão descritos os estudos e trabalhos realizados para atingir os objetivos propostos da presente pesquisa bem como as justificativas para cada uma de suas etapas, resumidas na forma de um fluxograma na Figura 29. Pode-se observar que as etapas podem ser resumidamente divididas em: etapa da pesquisa de desenvolvimento e validação dos modelos numéricos, etapa da pesquisa de campo e de banco de dados e etapa das simulações numéricas e comparações com resultados de campo.

Figura 29 – Fluxograma das etapas de desenvolvimento da pesquisa



Fonte: O autor (2018)

3.1 DESENVOLVIMENTO E VALIDAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS

Modelos numéricos são desenvolvidos na presente pesquisa e posteriormente utilizados em simulações, análises e comparações com resultados de campo. Optou-

se por modelos numéricos por elementos finitos devido à aplicabilidade desse método para todas as simulações propostas e pela dificuldade de obtenção de soluções analíticas em casos mais complexos.

Ressalte-se que apenas recentemente foi publicada uma solução analítica tridimensional (ZHENG et al., 2015). Soluções numéricas vêm sendo publicadas desde o trabalho de Smith (1960) culminando com vários trabalhos a partir da década de 1990 que levam em conta, inclusive, os efeitos tridimensionais do ensaio como a pesquisa de Liao e Roesset (1997). Compartilha-se nesta pesquisa, por esses motivos, portanto, da opinião de Lin, Sansalone e Carino (1991) que mostraram que o método numérico por elementos finitos é uma ferramenta poderosa para estudar a resposta de elementos de fundação em concreto.

Optou-se pelo desenvolvimento de um modelo unidimensional e outro tridimensional para permitir uma comparação dos resultados obtidos para cada situação conferindo, adicionalmente, uma maior segurança nas análises visto que um eventual ajuste de modelagem que possa ser necessário fica, assim, mais evidente. Além disso, quando observada a similaridade de resultados entre um modelo e outro, optou-se pelas simulações no modelo unidimensional por serem muito mais rápidas do que as tridimensionais. Para desenvolvimento dos modelos foram escolhidos dois softwares: o SAP2000® e o ABAQUS®.

Na presente pesquisa são referenciados alguns trabalhos em que foram desenvolvidos modelos utilizando esses softwares e cujos resultados, ainda que com objetivos específicos distintos da presente pesquisa e sem necessariamente um detalhamento do desenvolvimento de seus modelos (apenas breves resumos), indicam que as simulações realizadas nos dois programas se aproximam dos resultados obtidos em simulações analíticas e em resultados reais de ensaios PIT. Ainda assim, como os objetivos da presente pesquisa são diferentes dos objetivos das pesquisas já realizadas, como os softwares utilizados são de uso geral e demandam a programação e *input* de uma série de dados, como as características específicas do solo podem influenciar os resultados e como em nenhuma das referências citadas há uma explicação detalhada de todos os dados de entrada e configurações fornecidas pelo usuário nos softwares, optou-se por realizar uma primeira etapa de validação dos modelos gerados.

3.1.1 Validação dos modelos numéricos

Nessa etapa de desenvolvimento da pesquisa objetiva-se conferir se os gráficos de variação de velocidade de partícula no topo da estaca ao longo do tempo obtidos nos modelos numéricos são os esperados para determinadas situações cujos resultados estão disponíveis na literatura. Optou-se por fazer uma validação inicial sem o solo e uma validação complementar, posterior, com o solo. Os motivos de fazer a validação inicial sem o solo, ainda que essa condição seja de baixa utilidade prática, são: permitir uma comparação com soluções analíticas e, também, ao desprezar a influência do amortecimento do solo e eventuais reflexões causadas por ele, evidenciar e destacar as influências e consequente validade dos demais dados de entrada dos modelos como a carga aplicada, a geometria e propriedades dos materiais da estaca, a forma de introdução nos modelos da função da força de impacto ao longo do tempo e a atribuição no software dos métodos de integração escolhidos para a resolução do problema.

Na validação complementar, modelando o solo e a estaca, optou-se por simular duas situações distintas, uma publicada por Liao e Roesset (1997) e outra por Chow et al. (2003). Ambas possuem informações suficientes dos dados de entrada utilizados, permitindo uma rastreabilidade e reprodução aproximada nos modelos desenvolvidos nesta pesquisa. Adicione-se que esses autores foram uns dos precursores das análises numéricas tridimensionais aplicadas ao ensaio PIT. Não foram utilizados resultados obtidos em campo ou em banco de dados pelo autor da pesquisa nessa etapa da pesquisa para que eventuais desvios e alterações não claramente identificados em campo prejudicassem a detecção de erros de origem nos modelos relacionados às configurações básicas quer seja na escolha do método de integração, na configuração do software ou na atribuição de propriedades dos elementos finitos, algo menos provável de ocorrer validando o modelo diretamente com resultados já calibrados e disponíveis obtidos em outra pesquisa.

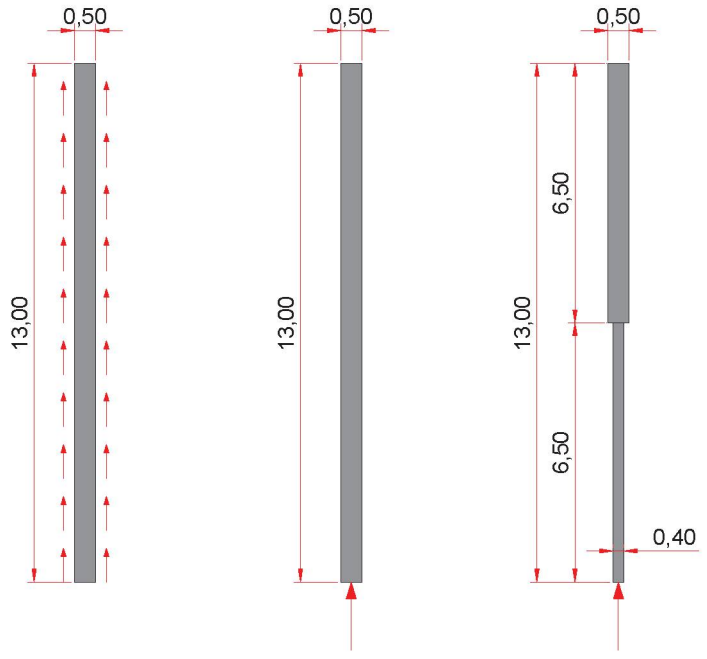
Além disso, como os resultados de campo e do banco de dados são utilizados posteriormente para comparação com os resultados das simulações numéricas realizadas, entende-se como benéfica e complementar, para os objetivos desse trabalho, a utilização de resultados de terceiros nesta etapa de validação. Considera-se que, se os resultados obtidos nos modelos numéricos deste trabalho forem aproximadamente iguais aos obtidos de forma analítica (sem o solo) e se aproximarem

dos resultados obtidos numericamente por Liao e Roesset (1997) e Chow et al. (2003) com o solo, eles podem ser utilizados, mantendo a forma de introdução dos dados, os métodos de integração utilizados e as principais considerações de cálculo e variando apenas as propriedades e geometria dos materiais, para as demais análises e variações propostas nesta pesquisa.

3.1.1.1 Validação inicial dos modelos numéricos – sem o solo

Os modelos numéricos desenvolvidos são validados em uma primeira etapa simulando três condições distintas: caso "a" em que a estaca homogênea está imersa em um meio com ponta livre e sem efeitos de amortecimento dos sinais, caso "b" em que a estaca está imersa em um meio sem atrito lateral mas apoiada na ponta e caso "c" em que a estaca está imersa em um meio sem atrito lateral, apoiada na ponta e com uma variação de seção a meia altura (ver Figura 30).

Figura 30 – Casos considerados para validação dos modelos numéricos – sem o solo



Fonte: O autor (2018)

Como nessa primeira etapa de validação dá-se ênfase à estaca e demais dados de entrada e não ao solo, têm-se a vantagem adicional de poder validar o modelo sem grandes preocupações quanto ao diâmetro e comprimento da estaca. De acordo com os princípios básicos da teoria de propagação das ondas, a variação desses dois

parâmetros tem como consequência direta a variação de amplitude dos sinais no caso de alteração de diâmetro (impedância) e do tempo necessário para a onda percorrer a estaca (no caso do comprimento) mas não tem influência na forma dos sinais recebidos, escopo principal de validação nessa etapa. Assim, entende-se, a validação inicial sem o solo está completa optando por um diâmetro e comprimento usuais para as estacas. Para esta pesquisa considera-se, portanto, uma estaca de 13,00 m de comprimento e 0,50 m de diâmetro.

Quanto ao concreto da estaca, variar o módulo de elasticidade e o peso específico teria como consequência direta apenas a variação da velocidade de propagação das ondas de tensão (c). Sendo assim, não há a preocupação quanto às variações do módulo de elasticidade relatadas no item 2.2. Estabeleceu-se nessa etapa um concreto com módulo de elasticidade dinâmico uniforme de 25000 MPa, valor aproximado esperado para um concreto com fck entre 15 e 20 MPa [usualmente adotados como máximos de projeto para estacas de acordo com a norma ABNT NBR 6122 (2010)] e peso específico de 24000 N/m^3 [válido para concreto simples de acordo com a norma ABNT NBR 6118 (2014)].

3.1.1.2 Validação complementar dos modelos numéricos – com o solo

No processo anterior não são levados em consideração alguns efeitos do solo circundante à estaca, como por exemplo o amortecimento e eventuais reflexões. São consideradas condições de apoio hipotéticas para validação dos modelos visto que o objetivo principal é avaliar se a forma dos sinais nos reflectogramas obtidos nos modelos numéricos é similar à forma esperada obtida por soluções analíticas que formam os princípios básicos da teoria de propagação de ondas e cujos resultados estão amplamente publicados e validados na literatura.

Nesta segunda etapa de validação, as condições de apoio são substituídas pelo solo. Pelos motivos relatados no item 3.1.1, optou-se por comparar os resultados obtidos nos modelos desenvolvidos para a presente pesquisa com os obtidos por Liao e Roesset (1997) e por Chow et al. (2003). Na Tabela 6 estão resumidas as propriedades dos materiais e demais condições consideradas por Liao e Roesset (1997) em sua pesquisa.

Tabela 6 – Dados de entrada considerados para validação complementar dos modelos numéricos – com o solo – Liao e Roesset (1997)

Dado de entrada	Valor	Unidade
Módulo de elasticidade do concreto da estaca (Ec)	$3{,}31 \times 10^{10}$	N/m^2
Massa específica do concreto da estaca (ρc)	2300,00	kg/m^3
Coeficiente de Poisson do concreto (ν)	0,20	-
Módulo de elasticidade do solo (Es)	$1{,}80 \times 10^{8}$	N/m^2
Massa específica do solo (ρs)	1924,00	kg/m^3
Coeficiente de Poisson do solo (ν_s)	0,40	-
Diâmetro da estaca	1,00	m
Comprimento total da estaca	12,00	m
Comprimento da estaca acima do topo do solo	1,00	m
Comprimento da estaca enterrado	11,00	m
Pressão gerada pelo martelo de 5,08 cm de diâmetro no impacto	15570	N/m^2
Tempo de contato do martelo com o topo da estaca (tc)	$1{,}50 \times 10^{-3}$	s

Fonte: Adaptado de Liao e Roesset (1997)

Na Tabela 7 estão resumidas as propriedades dos materiais e demais condições consideradas por Chow et al. (2003).

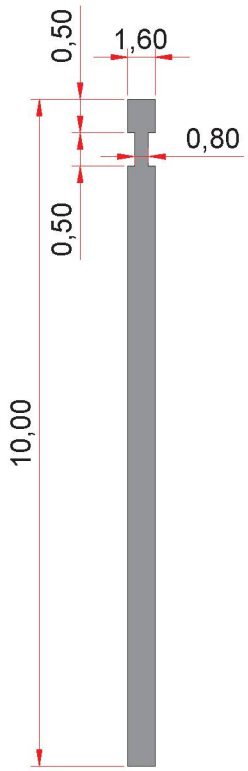
Tabela 7 – Dados de entrada considerados para validação complementar dos modelos numéricos – com o solo – Chow et al. (2003)

Dado de entrada	Valor	Unidade
Módulo de elasticidade do concreto da estaca (Ec)	$2{,}60 \times 10^{10}$	N/m^2
Massa específica do concreto da estaca (ρc)	2400,00	kg/m^3
Coeficiente de Poisson do concreto (ν)	0,20	-
Módulo de elasticidade do solo (Es)	$2{,}60 \times 10^{7}$	N/m^2
Massa específica do solo (ρs)	1800,00	kg/m^3
Coeficiente de Poisson do solo (ν_s)	0,40	-
Diâmetro da estaca	1,60	m
Comprimento total da estaca (totalmente enterrada)	10,00	m
Força gerada pelo martelo no impacto	12,60	kN
Tempo de contato do martelo com o topo da estaca (tc)	$1{,}50 \times 10^{-3}$	s

Fonte: Adaptado de Chow et al. (2003)

Chow et al. (2003) consideraram, ainda, a hipótese de haver uma redução de fuste a 0,50m de profundidade conforme indicado na Figura 31.

Figura 31 – Caso considerado para validação dos modelos numéricos com o solo



Fonte: Adaptado de Chow et al. (2003)

Os modelos numéricos desenvolvidos e validados segundo os procedimentos descritos neste item são utilizados em etapa posterior da pesquisa como indicado na Figura 29. Para subsidiar as simulações numéricas e possibilitar uma comparação entre resultados, foram realizados ensaios em campo, assunto do item 3.2.

3.2 PESQUISA DE CAMPO

No segundo semestre do ano de 2016 foi executado o estaqueamento de uma obra industrial na região metropolitana de Curitiba. O autor da presente pesquisa participou ativamente do seu projeto e execução. A área em planta da obra como um todo abrange mais de 20.000 m^2 ainda que o estaqueamento tenha se concentrado em uma área específica. O projeto inicial consistia de 64 estacas do tipo hélice contínua com 0,50 m de diâmetro e profundidades variáveis, sendo que 40 delas ficaram com comprimentos finais entre 11,78 m e 13,91 m e foram as selecionadas para esta pesquisa por estarem mais próximas de furos de sondagem e terem apresentado menor variabilidade de comprimento. Este grupo de estacas ensaiadas

foi nomeado como Grupo 1 nesta pesquisa. As estacas do banco de dados foram divididas também em grupos numerados a partir do Grupo 2 facilitando a identificação nas diversas fases da pesquisa. Na Figura 32 é indicada uma foto tirada durante a execução dessas estacas.

Figura 32 –Foto tirada durante a execução das estacas

Fonte: O autor (2016)

Em todas as 40 estacas foram executados ensaios PIT. Para que se possa fazer uma simulação numérica calibrada e comparar com os sinais obtidos nos ensaios PIT executados em campo é necessária a obtenção de dados adicionais do solo e das estacas.

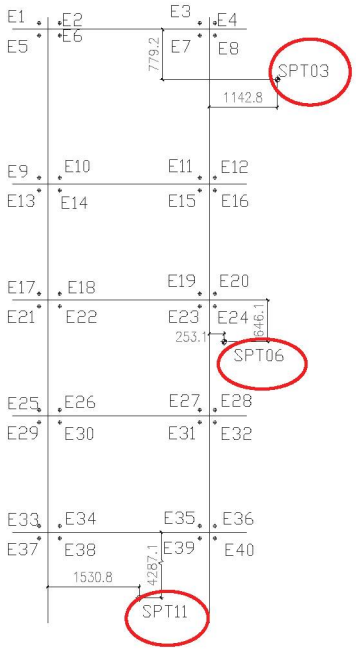
Com relação ao solo, conforme relatado no item 2.5.7.3.4, no ensaio PIT ele tem comportamento predominantemente elástico linear sendo que para a simulação do ensaio por elementos finitos é importante, portanto, a previsão dos seguintes parâmetros do solo: massa específica (ρs), módulo de elasticidade (Es) e coeficiente de Poisson (ν_s).

Foram recolhidas 6 amostras em campo do solo superficial para obtenção da massa específica do solo. Para os objetivos dessa pesquisa considera-se que a obtenção de uma média dos valores obtidos para o solo superficial natural (tomou-se o cuidado de não recolher amostras na região de aterro) possa ser aplicada para o solo como um todo por aproximação especialmente porque a influência desse parâmetro nos resultados é relativamente pequena (pela Equação 19 constata-se que a constante de amortecimento ao longo do fuste da estaca varia aproximadamente 2,70% variando a massa específica do solo de 1800 kg/m^3 para 1900 kg/m^3, mantidos

constantes os demais parâmetros do solo). Considera-se ainda que, como a variabilidade nos resultados não foi significativa (8,25% de diferença entre o menor e o maior resultado obtido) e os perfis de solo identificados nas sondagens não indicaram grandes variações de um local para o outro, que a quantidade de amostras e ensaios realizados para este fim é suficiente.

As estimativas do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson do solo são fortemente influenciadas por diversos fatores como o amolgamento gerado no solo pelos ensaios, a anisotropia dos solos, o histórico de tensões, a cimentação natural, as heterogeneidades do maciço, os níveis de tensão e a velocidade de carregamento. Como o ensaio PIT caracteriza-se por ser um ensaio de baixa deformação e dinâmico, a correlação com ensaios de campo de grande deformação e que afetam majoritariamente as camadas iniciais (como ensaios de placa) também não seria adequada. Optou-se, então, por fazer uma estimativa inicial desses parâmetros para as simulações numéricas com base em correlações obtidas a partir de ensaios SPT e uma posterior comparação, dentro da faixa estabelecida, com o amortecimento dos sinais identificados nos resultados dos ensaios de integridade PIT. Três furos de sondagem SPT foram realizados próximos ao estaqueamento executado e estão destacados na Figura 33 (foram retiradas indicações de eixos, coordenadas e outras por motivo de sigilo).

Figura 33 – Destaque para os furos de sondagem executados próximos ao estaqueamento



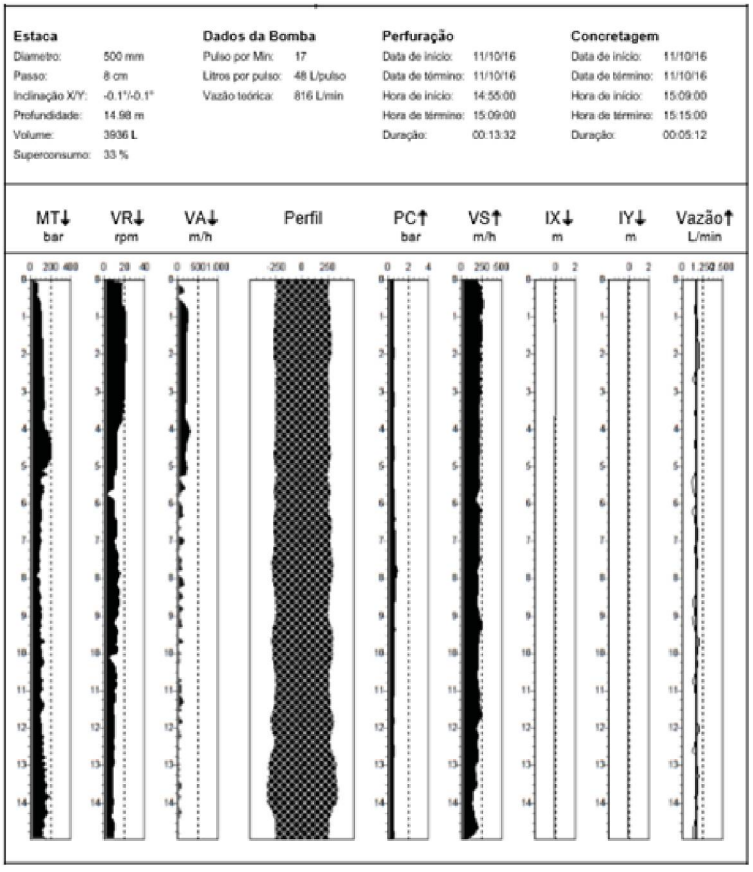
Fonte: O autor (2018)

Os resultados dos ensaios, sua interpretação e correlações para obtenção dos parâmetros geotécnicos constam do Capítulo 5.

Com relação às estacas, dispõem-se das características de projeto (diâmetro de 0,50m, comprimentos úteis entre 11,78 m e 13,91 m , armadura de 6 barras de 16mm embutidas 8 m dentro do concreto, fc_k do concreto de 20MPa).

Para uma modelagem ainda mais fidedigna, foram realizados ensaios de rompimento de corpos de prova do concreto das estacas (permitindo uma estimativa da resistência à compressão e do módulo de elasticidade do concreto) e foram obtidos os gráficos de monitoramento de execução de todas as estacas com informações como o comprimento efetivamente executado, o volume de concreto utilizado, vazão, pressão de injeção, torque, velocidades de descida e subida do trado (Figura 34).

Figura 34 – Exemplo de gráfico de monitoramento das estacas



Fonte: O autor (2018)

As armaduras das estacas foram inspecionadas em campo. Sendo assim, as estacas utilizadas nessa pesquisa foram modeladas por elementos finitos com seu comprimento real aproximado obtido a partir da profundidade de perfuração medida

nos sensores do equipamento de execução das estacas hélice contínua, seu concreto com o módulo de elasticidade estimado a partir da resistência à compressão obtida por rompimento de corpos de prova (usando as Equações 1 a 4 e as considerações do item 2.2) e calibrado com as velocidades medidas no PIT e com os parâmetros geotécnicos estimados por ensaios de campo e calibrados pela atenuação dos sinais observadas nos reflectogramadas dos ensaios PIT.

Os resultados obtidos nos ensaios, sua interpretação e sua aplicação nos modelos numéricos constam nos Capítulos 5 e 6.

3.3 BANCO DE DADOS

Para as comparações entre as análises numéricas e resultados de campo relacionadas com os efeitos gerados pelo trecho embutido de armadura em estacas parcialmente armadas, com a previsão do amortecimento gerado pelo solo e da velocidade "cp", buscou-se uma amostragem mais ampla em banco de dados disponível na empresa do autor da pesquisa (Tabela 8).

Tabela 8 – Resumo das estacas do banco de dados

Grupo	Estacas			Armadura		
	Quantidade	Diâmetro (m)	Comprimento (m)	Número de barras e bitola (em mm)	Comprimento embutido (m)	Taxa de aço (%)
2	32	0,30	15,00	4 de 16	4,60	1,14
3	12	0,50	10,90	5 de 16	8,00	0,51
4	12	0,70	20,50	5 de 32	8,80	1,04
5	12	0,80	21,80	12 de 25	10,50	1,17

Fonte: O autor (2018)

Observa-se que o banco de dados é composto por estacas de vários diâmetros, comprimentos e armaduras sendo que as estacas foram divididas em 4 grandes grupos de estacas com mesmas características de projeto numerados de 2 a 5 (o Grupo 1 é composto pelas estacas da pesquisa de campo). As estacas do Grupo 3 são escavadas e as demais, hélice contínua. As estacas dos Grupos 2 e 3 foram executadas na região de Araucária no Estado do Paraná e as estacas dos Grupos 4 e 5 em Balsa Nova no Paraná.

O banco de dados foi selecionado de tal forma que se disponha ao menos das seguintes informações para cada grupo de estacas: projeto, ensaios PIT e sondagens SPT. Com o projeto, obtém-se a geometria das estacas e a resistência especificada para o concreto. Variações significativas de comprimento que possam ter ocorrido no campo aparecem nos resultados PIT. Com as sondagens SPT, em procedimento similar ao indicado no item 3.2 são estimados os parâmetros geotécnicos.

Diferentemente da obra relatada em 3.2, entretanto, não foi possível obter a massa específica do solo por ensaios diretos para todas as regiões em que foram executadas as estacas do banco de dados sendo que esse item foi estimado com base em valores médios para cada tipo de solo disponíveis na literatura. A mesma observação vale para as propriedades do concreto, com f_{ck} admitido como sendo igual ao de projeto e módulo de elasticidade dinâmico calculado a partir do f_{ck} e comparado com o obtido pela velocidade de propagação das ondas de tensão observada nos relatórios de ensaios PIT.

3.4 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS E COMPARAÇÃO COM RESULTADOS DE CAMPO

Nesta etapa da pesquisa, com os modelos numéricos desenvolvidos e validados pelos procedimentos descritos no item 3.1 e com os parâmetros das estacas e do solo obtidos nos ensaios de campo e banco de dados, são realizadas: uma comparação entre as velocidades de propagação de ondas de tensão estimadas e observadas no ensaio PIT e 20 (vinte) simulações nos modelos numéricos. Em cinco (5) delas as propriedades do concreto da estaca, do solo circundante e a taxa de aço são atribuídas iguais às observadas nas estacas dos Grupos 1 a 5 (nos Capítulos 5 e 6 estão detalhados os procedimentos adotados para obtenção dos dados) permitindo uma comparação dos efeitos de amortecimento gerados pelo solo e da armadura inserida na estaca e os simulados. Nas outras quinze (15) simulações é variada a taxa de armadura nas estacas para possibilitar a avaliação da influência da variação desse fator nos resultados. Na Tabela 9 é apresentado um resumo das simulações realizadas.

Tabela 9 – Resumo das simulações realizadas para comparação com resultados de campo

Simulação	Diâmetro (m)	Taxa de aço (%)	Simulação	Diâmetro (m)	Taxa de aço (%)	Simulação	Diâmetro (m)	Taxa de aço (%)
1	0,30	0,50	9	0,50	0,50	17	0,80	0,50
*2	0,30	1,14	*10	0,50	0,61	*18	0,80	1,17
3	0,30	4,00	11	0,50	4,00	19	0,80	4,00
4	0,30	8,00	12	0,50	8,00	20	0,80	8,00
5	0,50	0,50	13	0,70	0,50			
*6	0,50	0,51	*14	0,70	1,04			
7	0,50	4,00	15	0,70	4,00			
8	0,50	8,00	16	0,70	8,00			

Fonte: O autor (2018)

Todas as simulações destacadas com um asterisco na Tabela 9 (simulações 2, 6, 10, 14 e 18) podem ser comparadas com resultados de ensaios de integridade PIT realizados em campo e disponíveis no banco de dados detalhado no item 3.3. A simulação 2 corresponde às estacas do Grupo 2 do banco de dados, a simulação 6 às estacas do Grupo 3 do banco de dados, a simulação 10 às estacas do Grupo 1 da pesquisa de campo, a simulação 14 às estacas do Grupo 4 e a simulação 18 às estacas do Grupo 5.

As variações realizadas nas taxas de aço das estacas indicadas na Tabela 9 seguiram a seguinte lógica: simular a influência nos resultados, mantidas as demais propriedades calibradas com os resultados de campo, da variação da taxa de armadura (relação entre a área de aço e a área de concreto) para 0,50%, a mínima prevista pela norma ABNT NBR 6122 (2010), para 4,00% e para a máxima admissível por norma (8%). O foco dessas simulações adicionais reside na observação das reflexões e variações nos sinais obtidas pela passagem da onda de tensão no ponto de término da armadura das estacas parcialmente armadas (variação gerada pela mudança de um trecho armado para um não armado da estaca). Com isso, pretende-se fazer uma análise extensiva a respeito da afirmação de Klingmuller e Kirsch (2004) de que não é possível identificar, pelos ensaios PIT, o comprimento das barras inseridas no concreto a menos que na ponta das armaduras inseridas haja uma zona de concreto com baixa resistência ou densidade. Bungenstab e Beim (2015) calcularam que, para uma estaca de 0,50 m de diâmetro parcialmente armada com 6 barras de 16 mm de diâmetro, o valor Beta (β) encontrado é de 0,97 (ver Equação 49). Ou seja, a influência das armaduras inseridas é baixa.

4 PESQUISA NUMÉRICA

O ensaio PIT foi simulado unidimensionalmente e tridimensionalmente em softwares de cálculo por elementos finitos (respectivamente o SAP2000® e o ABAQUS®). Seguindo o fluxograma apresentado na Figura 29, portanto, apresentam-se inicialmente, no item 4.1, o desenvolvimento dos modelos numéricos sem a modelagem do solo e sua validação através da comparação dos resultados obtidos com os calculados analiticamente para os três casos clássicos indicados na Figura 30. Em seguida, no item 4.2, é incluída a modelagem do solo e são realizadas as validações complementares comparando as simulações numéricas com os resultados obtidos por Liao e Roesset (1997) e por Chow et al. (2003) nas situações descritas no item 3.1.1.2.

4.1 DESENVOLVIMENTO DOS MODELOS NUMÉRICOS E VALIDAÇÃO INICIAL SEM O SOLO

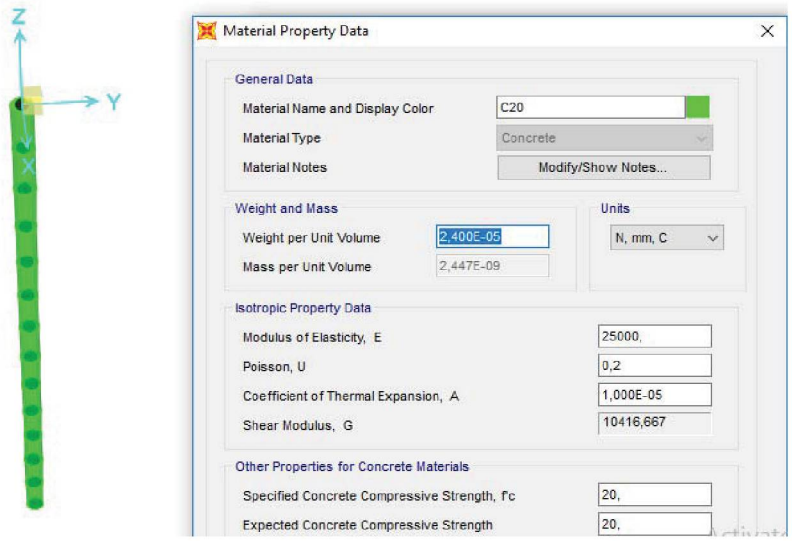
4.1.1 Modelo numérico unidimensional

O primeiro passo para o desenvolvimento do modelo numérico unidimensional foi a definição geométrica da estaca e atribuição das propriedades de seu material (concreto) no software SAP2000®.

Na Figura 35 ilustra-se a estaca padrão modelada para os casos "a" e "b" (0,50 m de diâmetro e 13,00 m de comprimento) e as propriedades definidas para o concreto (f_{ck} de 20 MPa, módulo de elasticidade de 25000 MPa e peso específico de 24000 N/m^3). Para o caso "c" foi feita a variação no modelo do diâmetro de 0,50m para 0,40m à meia profundidade conforme indicado na Figura 30.

A justificativa para esses valores adotados consta no item 3.1.1.1 ressaltando que o diâmetro escolhido de 0,50m é utilizado em muitas obras com estacas escavadas ou hélice contínua e o comprimento de 13,00m pode ser considerado como usual e comum pela experiência do autor dessa pesquisa. As propriedades atribuídas ao concreto das estacas constam como valores de referência nas normas ABNT NBR 6122 (2010) e ABNT NBR 6118 (2014) sendo que o coeficiente de Poisson e o coeficiente de dilatação térmica atribuídos (Figura 35) não têm influência na análise unidimensional.

Figura 35 – Estaca padrão modelada em 1-D e definição das propriedades do concreto – validação sem o solo

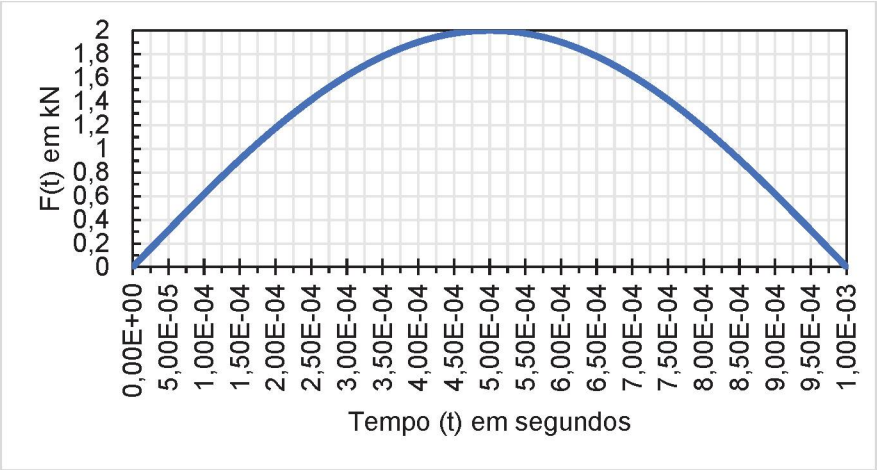


Fonte: O autor (2018)

Definidas e modeladas no software a geometria da estaca e atribuídas as propriedades ao concreto, em seguida foi definido o carregamento no modelo. A carga aplicada no modelo no topo da estaca (impacto do martelo) não pode ser considerada como estática visto que há uma variação da força aplicada ao longo do tempo em que o martelo fica em contato com a estaca. Assim, considerando a Equação 9, em que se define que a variação da força do martelo durante o tempo de contato com o topo da estaca é uma função seno considerando apenas metade da onda (AMBROSINI; EZEBERRY, 2005), foi atribuída no topo da estaca uma carga de até 2,00 kN variável no tempo conforme indicado na Figura 36.

Para os objetivos dessa validação inicial, o ajuste da carga aplicada e do tempo de contato não são imperativos dado que o objetivo nessa etapa é verificar se a forma dos reflectogramas obtidos nos modelos numéricos estão condizentes com soluções analíticas algo que pode ser obtido com qualquer magnitude de carregamento e tempo de contato do martelo no topo da estaca. Ainda assim, ressalte-se, os valores adotados não foram aleatórios, sendo iguais aos considerados na pesquisa de Ordóñez e Botero (2010).

Figura 36 – Variação da força “F” aplicada no topo da estaca em função do tempo “t” transcorrido desde o início do contato do martelo com a estaca – validação inicial sem o solo



Fonte: O autor (2018)

Para introdução da variação da força F(t) no tempo (t) no software SAP2000® (função “Time History”) foi necessária a divisão do gráfico em pontos. Optou-se pela obtenção de 33 pontos no gráfico, um a cada $3{,}125 \times 10^{-5}$ segundos. Acima disso, o tempo de processamento ficaria muito elevado sendo que, adicionalmente, não foram notadas diferenças significativas nos resultados comparativamente com a divisão em maior número de pontos no gráfico.

Definidos então, no modelo de cálculo, o material e a geometria da estaca e a variação da força aplicada ao longo do tempo no contato do martelo com a estaca, foram definidos no software: o número de etapas de cálculo, o intervalo de análise, o método de integração e a discretização em elementos finitos. Para a definição do número de etapas de cálculo e o intervalo de análise do reflectograma, é necessário calcular qual o tempo total de propagação da onda do topo da estaca até sua ponta e o retorno ao topo (reflexão) de acordo com as Equações 8 e 14. Sendo assim, dadas as características pré-estabelecidas para o concreto e a teoria de propagação de ondas cujos princípios básicos estão descritos em Timoshenko e Goodier (1970), a velocidade de onda teórica (c) calculada para os casos em estudo é igual a 3227,49 m/s e o tempo (t) necessário teórico para a onda percorrer toda a estaca, refletir na ponta e retornar ao topo é de 8,06 ms.

Com isso, foi possível definir no processo de cálculo um intervalo de tempo para análise do reflectograma de 9,25 ms correspondendo ao tempo necessário para a onda percorrer 29,85 m, o que se mostrou suficiente para detectar o aumento de

velocidade de partícula devido à reflexão da onda na ponta da estaca e o seu retorno para a linha de referência (velocidade de partícula igual a zero).

De acordo com Kramer (1996) a dimensão máxima de cada elemento no modelo deve ser limitada a um valor entre 1/8 e 1/5 do menor comprimento de onda considerado na análise. Sendo assim, utilizando a Equação 10 indicada em Finno, Gassman e Osborn (1997), temos que o comprimento de onda esperado é de 3,23 m e, portanto, a estaca deve ser discretizada no modelo em trechos menores que 0,40 m a 0,65 m. Optou-se por dividir a estaca em trechos ainda menores de 0,20 m. Foi feito um teste dividindo a estaca em elementos de 0,50 m porém no reflectograma ficaram evidentes pequenas variações de velocidade de partícula que podem ser atribuídas à definição do tamanho dos elementos. Outro teste foi realizado definindo os elementos em 0,10 m mas não houve melhoras significativas nos resultados comparativamente com a divisão de 0,20 m e o incremento de esforço computacional e de tempo de processamento foi relevante. Portanto, a divisão da estaca em elementos de 0,20 m foi considerada adequada para essa validação inicial.

Segundo Fischer et al. (2010) o incremento de tempo de cada passo de cálculo não deve ser superior à relação entre cada elemento discretizado e a velocidade da onda. Essa relação é igual a $6{,}20 \times 10^{-2}$ ms na situação em estudo. Sendo assim, o tempo total de análise do reflectograma de 9,25 ms foi dividido em 150 etapas de análise, uma a cada $6{,}17 \times 10^{-2}$ ms. Foi feito um teste aumentando o número de etapas não havendo alteração dos resultados (iguais até a casa dos mm/s) sendo considerado o número de 150, portanto, suficiente.

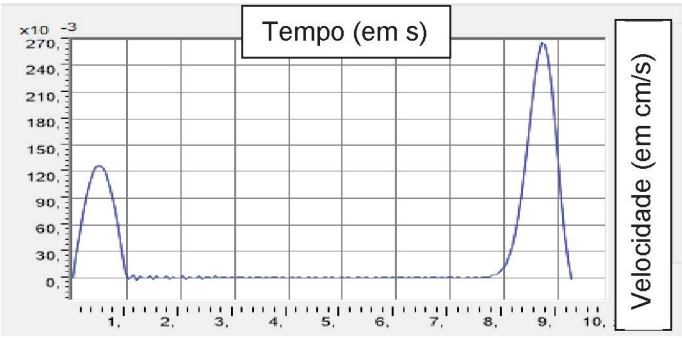
O tipo de solução numérica escolhido foi por integração direta usando o método HHT de Hilber, Hughes e Taylor (1977) no domínio do tempo. Esse método está descrito no item 2.5.7.1 desta pesquisa.

Foi feita uma última análise antes da apresentação dos resultados obtidos no modelo: o comprimento de onda é maior que o diâmetro da estaca e menor que o comprimento da estaca? O atendimento dessas duas condições é fundamental segundo Luo, Chen e Hu (2010) para que a uma estaca possa ser considerada uma barra elástica unidimensional. Como o comprimento de onda é igual a 3,23 m, as duas condições estão atendidas.

Sendo assim, foram obtidos os reflectogramas indicando a variação de velocidade de partícula ao longo do tempo para as três condições clássicas e hipotéticas indicadas na Figura 30: caso “a” com a estaca íntegra e homogênea com

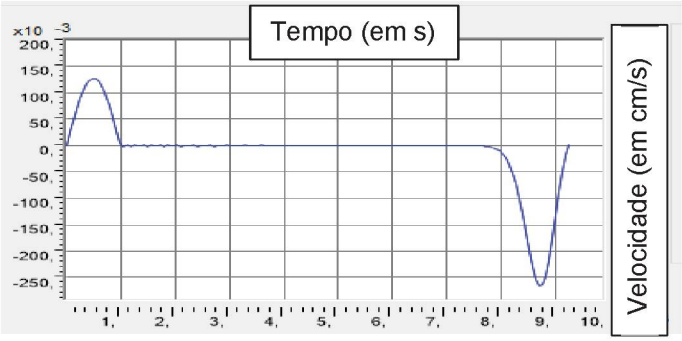
a ponta livre, caso “b” para a estaca íntegra e homogênea apoiada na ponta e caso “c” para a estaca com variação de seção à meia altura e apoiada na ponta. Os resultados obtidos nos modelos numéricos estão indicados, respectivamente, nas Figuras 37, 38 e 39.

Figura 37 – Reflectograma – velocidade x tempo obtido para o caso “a” - modelo unidimensional – validação inicial sem o solo



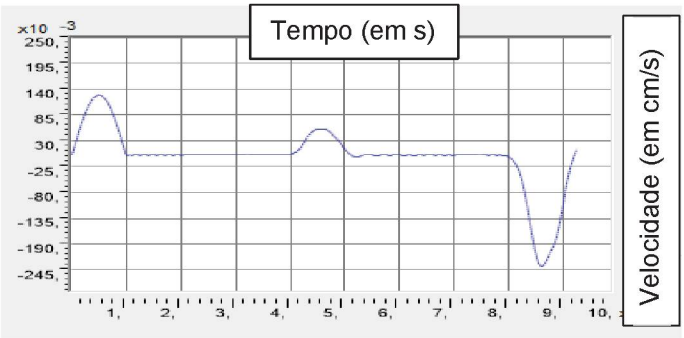
Fonte: O autor (2018)

Figura 38 – Reflectograma – velocidade x tempo obtido para o caso “b“ – modelo unidimensional – validação inicial sem o solo



Fonte: O autor (2018)

Figura 39 – Reflectograma – velocidade x tempo obtido para o caso “c“ – modelo unidimensional – validação inicial sem o solo



Fonte: O autor (2018)

A convenção adotada nos gráficos, com a orientação positiva de velocidade de partícula para o pico inicial, correspondente ao golpe do martelo, foi definida no software para que ficasse igual ao que convencionalmente se observa nos ensaios realizados no Brasil. O autor da presente pesquisa concorda, no entanto, com Amir (2009) de que a representação do pico inicial negativo, para baixo, adotada em alguns países europeus, é interessante por ser coincidente com a direção do movimento.

De posse dos gráficos resultantes das simulações numéricas, são analisados analiticamente, com base nos princípios de propagação e reflexão de ondas, todos os aspectos do reflectograma: forma, amplitude (velocidades de partícula) e comprimentos de onda (tempos) com o objetivo de validar os resultados obtidos e detectar eventuais falhas nas modelagens numéricas.

Os gráficos apresentaram resultados satisfatórios sob o aspecto de sua forma sendo que para o caso "a" representado na Figura 37 eram previstas velocidades positivas em ambos os picos, para o caso "b" da Figura 38 picos invertidos e para o caso "c" da Figura 39, velocidade positiva gerada pela reflexão na redução de seção e negativa na ponta. Os conceitos que fundamentam o princípio de reflexão de ondas de tensão e que explicam a manutenção do sinal da velocidade inicial nos reflectogramas quando há reflexão por redução de impedância de um trecho a outro e a inversão do sinal de velocidade inicial quando há reflexão por aumento de impedância, estão constam no Capítulo 2, item 2.4.2.3, e ilustrados na Figura 19.

Observa-se, nos casos "a", "b" e "c" considerados, que o pico inicial tem características iguais, com aproximadamente 0,13 cm/s de velocidade de partícula de pico e duração de 1 ms. Esse resultado é esperado visto que o pico inicial está intrinsecamente ligado ao golpe do martelo. Utilizando a Equação 11 é possível calcular que a velocidade de partícula teórica esperada desse pico coincide com a obtida nos modelos, igual a 0,13 cm/s.

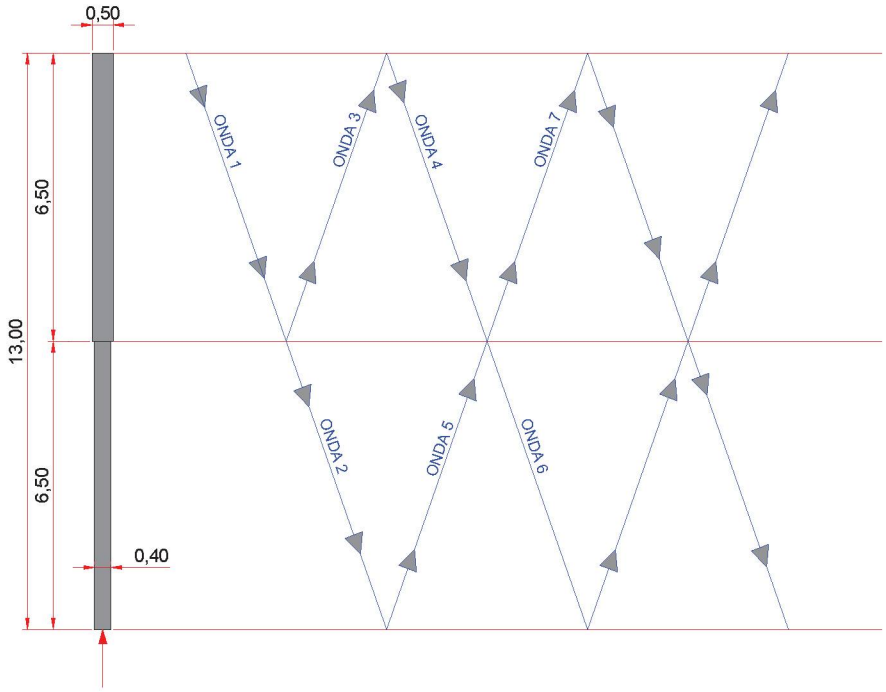
Também é possível verificar que a variação de velocidade de partícula gerada pela reflexão de ponta (início do segundo pico nos casos "a" e "b" e do terceiro no caso "c") ocorre a 8,06 ms, tempo exato necessário para a onda percorrer a estaca até a ponta e retornar, dado que a velocidade de onda é igual a 3227,49 m/s e 2 vezes o comprimento da estaca é igual a 26,00 m.

A amplitude do segundo pico de velocidade de partícula para os casos "a" e "b" é esperada que seja igual, em valores absolutos, ao dobro da amplitude do pico inicial, gerado pelo golpe do martelo. Isso pode ser explicado pelo seguinte fenômeno: a

amplitude da onda refletida na ponta da estaca (em termos de velocidade) é igual, em valores absolutos, à da onda incidente conforme Equações 12 e 13. Como o sistema é elástico e não amortecido nas simulações realizadas, a onda refletida na ponta, com mesma magnitude da onda inicial, chega ao topo livre da estaca onde ocorre nova reflexão cuja velocidade de partícula tem mesmo sinal e magnitude da onda refletida. Nesse instante ocorre a soma das velocidades o que explica a amplitude do segundo pico nos gráficos das Figuras 37 e 38 ser igual ao dobro do primeiro.

Já para o caso "c", ocorrem múltiplas reflexões de ondas, uma em cada mudança de impedância. Assim, ocorrem reflexões no topo, na variação de seção e na ponta da estaca tanto para as ondas descendentes quanto para as ascendentes, refletidas. A análise dessa situação e do gráfico da Figura 39 pode ser realizada com o auxílio da Figura 40 em que cada onda descendente e ascendente, refletida e transmitida foi indicada e identificada em números de 1 a 7 sendo que a Onda 1 é a gerada pelo impacto inicial do martelo no topo da estaca.

Figura 40 – Reflexão das ondas de tensão para o caso "c"



Fonte: O autor (2018)

Na Figura 40 observa-se que a 6,50m de profundidade, local em que há uma variação de seção da estaca, a onda se divide em uma refletida (Onda 3) e uma

transmitida (Onda 2). A Onda 2, ao atingir a ponta da estaca se reflete em Onda 5 e a Onda 3 ao atingir o topo da estaca se reflete na Onda 4. As Ondas 4 e 5 ao atingirem simultaneamente o trecho com variação de seção se dividem na Onda 6 e na Onda 7. Essas reflexões continuam indefinidamente em um sistema elástico e não amortecido. Para os casos em específico, o tempo de análise do reflectograma foi definido como 9,25 ms, suficiente para analisar o período compreendido entre o golpe do martelo e a propagação da onda de tensão até a ponta da estaca e retornando novamente ao topo. Portanto, no gráfico da Figura 39 aparecem as variações de velocidade de partícula provocadas no topo da estaca pelo impacto do martelo e pelas Ondas 3 e 7.

Analiticamente, as amplitudes das ondas (picos de velocidade de partícula) podem ser calculadas utilizando as Equações 11, 12 e 13 e os tempos pelas Equações 8 e 14. Os resultados estão resumidos na Tabela 10.

Tabela 10 – Cálculo das velocidades, tempos e reflexões para o caso "c" – modelo unidimensional – validação inicial sem o solo

Onda	Amplitude máxima em termos de velocidade (cm/s)	Tempo para início da variação de velocidade no topo (ms)	Percentual refletido na interface (%)	Percentual transmitido na interface (%)
1	0,13	0,00	22	121
2	0,16	-	100	0
3	0,03	4,03	100	0
4	0,03	-	22	121
5	-0,16	-	22	78
7	-0,12	8,06	-	-

Fonte: O autor (2018)

Na Tabela 10 foram suprimidos os dados da Onda 6 pois ela não tem influência nas variações de velocidade de partícula percebidas no topo da estaca. Sendo assim, é esperado que o pico de velocidade devido à reflexão de onda gerada na variação de seção da estaca seja de mesmo sinal que o pico gerado pelo impacto do martelo e de amplitude igual a: 0,03 x 2 = 0,06 cm/s. Como a variação de seção ocorre a 6,50 m do topo da estaca, a Onda 3 chega ao topo 4,03 ms depois da aplicação do golpe do martelo (calculado pela Equação 14). A parcela da onda refletida na ponta da estaca que chega ao seu topo somada à reflexão da Onda 4 resulta na Onda 7. Essa

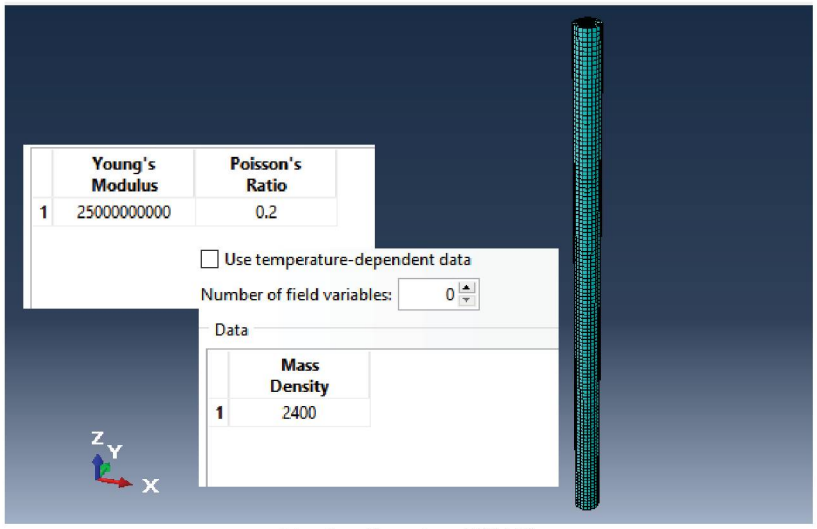
onda retorna ao topo 8,06 ms depois do impacto inicial do martelo (Equação 14). No topo, a amplitude de -0,12 cm/s indicada na Tabela 10 se duplica pelos motivos anteriormente expostos ficando com um pico de -0,24 cm/s. Tudo isso se confirmou na simulação numérica como pode ser observado na Figura 39.

Dessa forma, observa-se que a forma dos reflectogramas, a amplitude das ondas a cada reflexão (maiores velocidades de partícula) e os tempos transcorridos para recepção das ondas no topo da estaca calculados analiticamente coincidem com os gráficos obtidos nos modelos numéricos unidimensionais. Considera-se, portanto, que esta etapa de validação inicial para o modelo unidimensional está completa.

4.1.2 Modelo numérico tridimensional

De forma equivalente ao realizado para o modelo unidimensional, o primeiro passo para o desenvolvimento do modelo tridimensional no software ABAQUS® foi a definição geométrica da estaca e do seu material (concreto). Na Figura 41 ilustra-se a estaca padrão modelada (0,50 m de diâmetro e 13,00 m de comprimento) e as propriedades definidas para o concreto (f_{ck} de 20 MPa, módulo de elasticidade de 25000 MPa e peso específico de 24000 N/m^3). Observa-se que as propriedades e características da estaca e do concreto são as mesmas adotadas para validação do modelo 1-D, sendo válidas, portanto, as mesmas justificativas para a atribuição dos valores citados dadas no item anterior.

Figura 41 – Estaca padrão modelada em 3-D e definição das propriedades do concreto – validação inicial sem o solo



Fonte: O autor (2018)

Em seguida, a carga de 2,00 kN foi aplicada. A variação dessa força no tempo é atribuída no modelo igual à da Figura 36.

Diferentemente do modelo unidimensional, em que a carga é aplicada pontual no nó superior, no modelo tridimensional é necessário definir uma área de aplicação e aplicar a carga distribuída. Para esta validação inicial, foi considerada uma área de aplicação da carga igual a 45,60 cm^2, equivalente à de um martelo de 3" de diâmetro (76,2 mm). Martelos com esse diâmetro são comuns em ensaios PIT conforme pode ser verificado em PDI - Pile Dynamics, Inc. (2016).

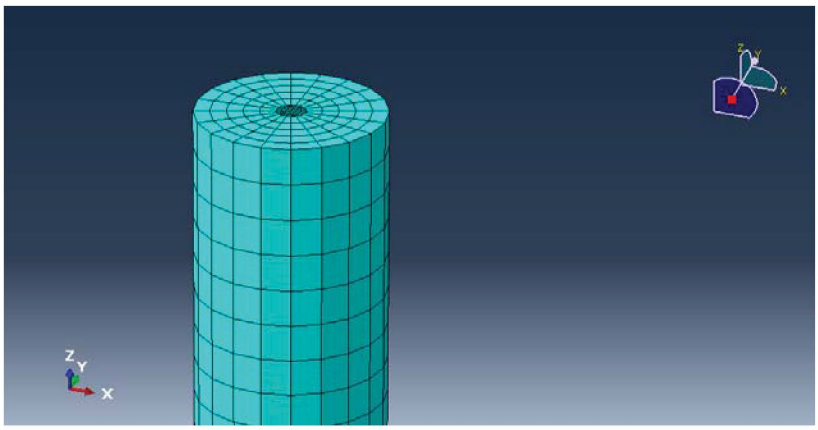
A carga foi aplicada centralizada no topo da estaca dado que não se pretende avaliar a influência da posição de aplicação dos golpes. O ponto simulado de fixação do acelerômetro foi escolhido a 8,48 cm do perímetro da estaca para os casos "a" e "b" e 9,05 cm para o caso "c" seguindo a recomendação de Finno, Gassman e Osborn (1997) que recomendam a instalação do receptor próxima do perímetro da estaca (a uma distância de, aproximadamente, 7,60 cm a 15,24 cm).

Vários testes e calibrações foram realizados na malha dos elementos finitos. Optou-se por uma malha estruturada (malhas não estruturadas poderiam se adaptar melhor a geometrias mais complexas) e com elementos hexaédricos C3D8R, com integração reduzida, para reduzir o tempo de cálculo. Testes foram feitos variando o tipo e tamanho dos elementos finitos. Um primeiro cálculo foi realizado com elementos da ordem de 0,20 m, atendendo à recomendação de Kramer (1996). O refinamento da malha com elementos iguais ou menores que 0,10 m foi necessário para redução das oscilações de alta frequência em relação à velocidade 0 (zero) geradas no modelo numérico.

Em comprimento, portanto, a estaca de 13,00 m foi dividida em 130 partes de 0,10 m. O perímetro externo foi dividido em 20 partes (cada uma com 0,078 m no trecho da estaca com 0,50 m de diâmetro e 0,063 m no trecho com 0,40 m de diâmetro) sendo que os elementos do modelo reduzem de tamanho em direção ao centro da estaca conforme indicado na Figura 42. A estaca, para os casos "a" e "b" ficou dividida, portanto, em 18720 elementos e, para o caso "c", em 17420.

Antes do processamento as malhas foram checadas pelo software, que detecta automaticamente elementos com distorções excessivas e outros problemas relacionados com a definição da malha.

Figura 42 – Discretização dos elementos no modelo 3-D– validação inicial sem o solo



Fonte: O autor (2018)

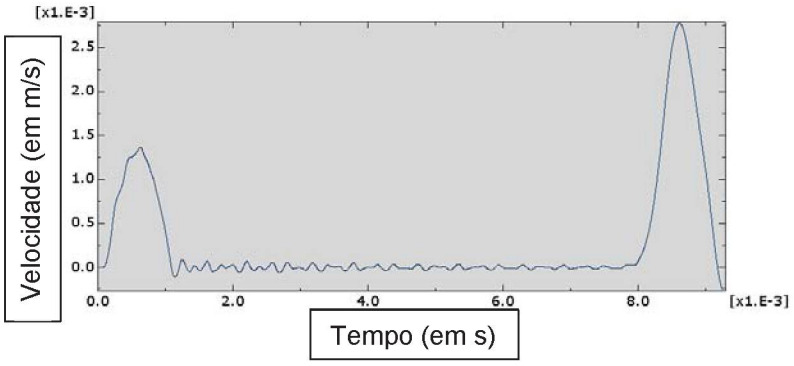
Seguindo o mesmo raciocínio e justificativas adotadas para a validação do modelo unidimensional, o intervalo de tempo para análise do reflectograma foi definido como de 9,25 ms com o processo de cálculo dividido em incrementos de tempo máximos calculados pelo software automaticamente de $2{,}57 \times 10^{-3}$ ms.

O procedimento para cálculo foi escolhido como dinâmico e explícito, também com o objetivo de redução do tempo de análise (WARRINGTON, 2013).

Sendo assim, foram obtidos os reflectogramas indicando a variação de velocidade de partícula ao longo do tempo para as três condições clássicas e hipotéticas indicadas na Figura 30: caso "a" com a estaca íntegra e homogênea com a ponta livre, caso "b" para a estaca íntegra e homogênea apoiada na ponta e caso "c" para a estaca com variação de seção à meia altura e apoiada na ponta.

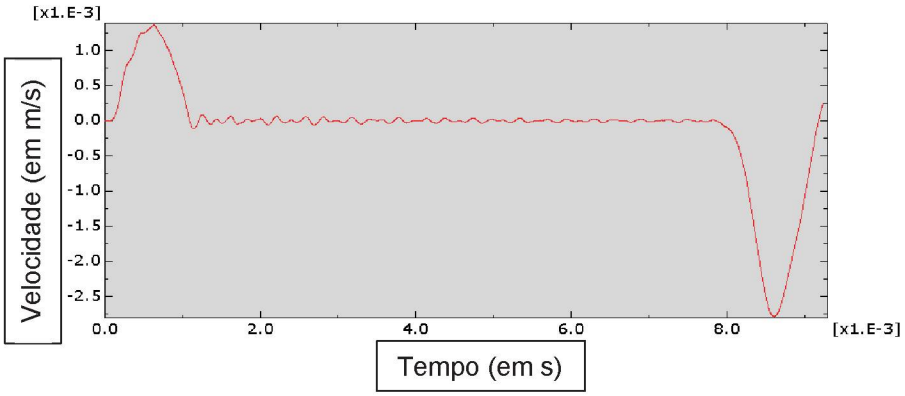
Os resultados obtidos nos modelos numéricos estão indicados, respectivamente, nas Figuras 43, 44 e 45.

Figura 43 – Reflectograma – velocidade x tempo obtido para o caso "a" – modelo tridimensional – validação inicial sem o solo



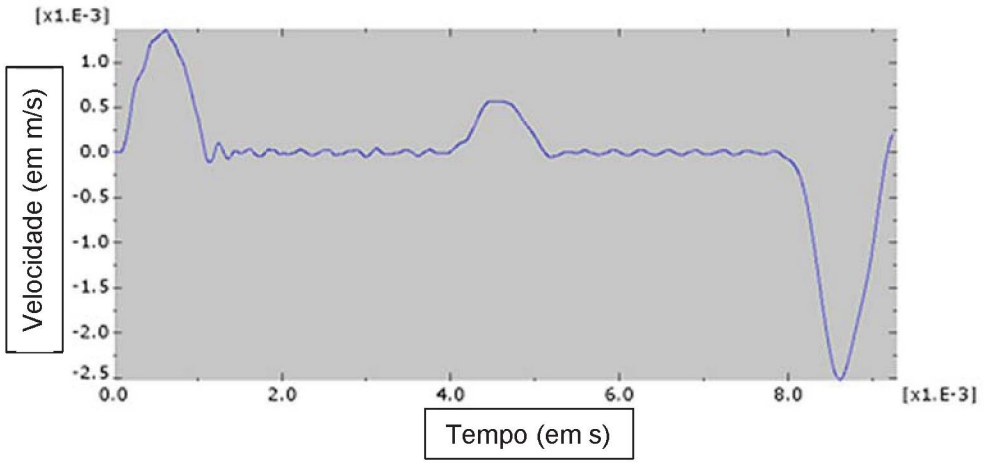
Fonte: O autor (2018)

Figura 44 – Reflectograma – velocidade x tempo obtido para o caso “b“ – modelo tridimensional – validação inicial sem o solo



Fonte: O autor (2018)

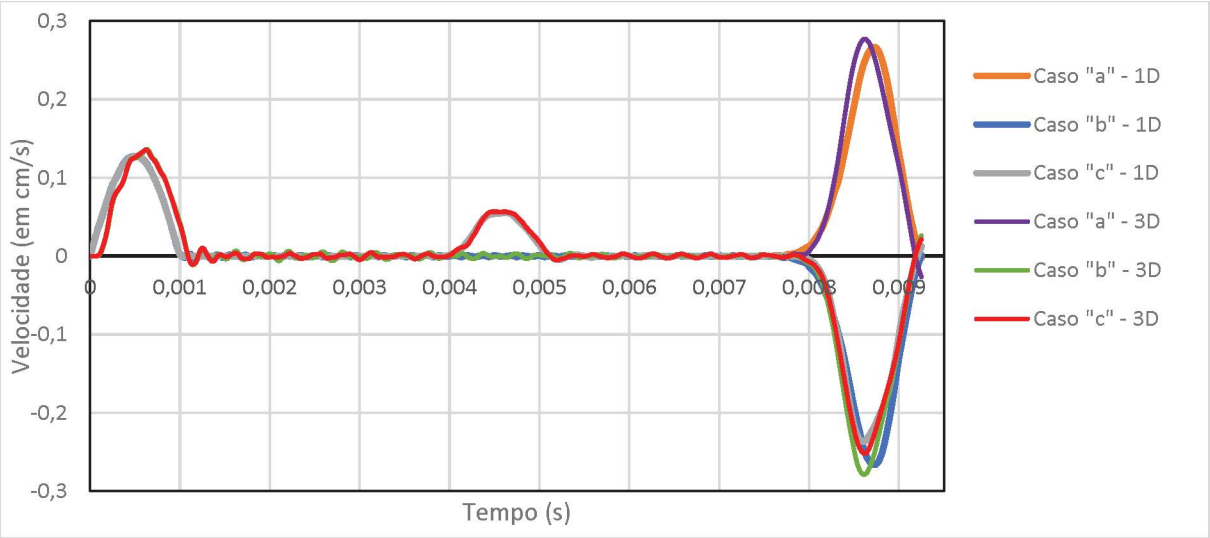
Figura 45 – Reflectograma – velocidade x tempo obtido para o caso “c“ – modelo tridimensional – validação inicial sem o solo



Fonte: O autor (2018)

Como para o modelo unidimensional foi feita uma extensa análise dos resultados comparando-os com os analíticos (Figura 40 e Tabela 10), a validação do modelo tridimensional é realizada por comparação dos resultados obtidos nos modelos 1-D e 3-D para os casos “a”, “b” e “c” (Figura 46).

Figura 46 – Comparativo entre reflectogramas (velocidade x tempo) dos modelos uni e tridimensionais para os casos “a”, “b” e “c”

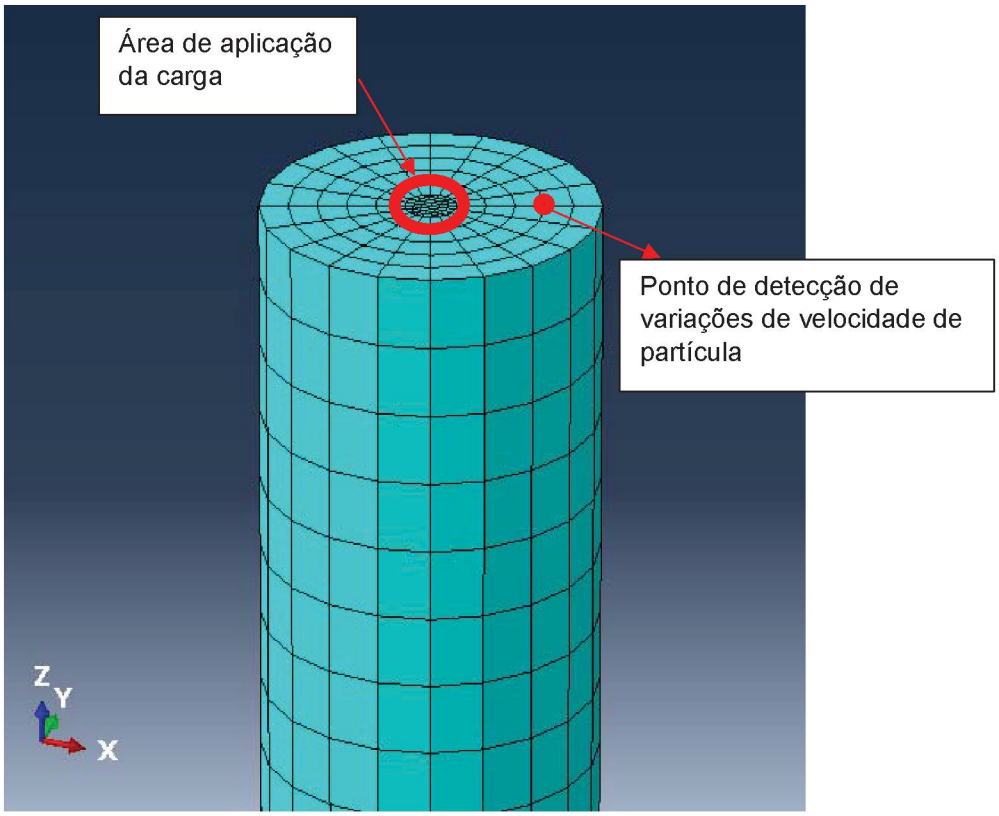


Fonte: O autor (2018)

Observa-se uma boa correspondência entre os modelos sendo que, para o modelo tridimensional houve um pequeno deslocamento à direita do pico inicial de velocidade (gerado pelo impacto do martelo). Isso pode ser explicado da seguinte forma: no modelo 1-D o topo da estaca é representado por um único ponto. Sendo assim, o impacto do martelo é simulado por uma carga que está aplicada no mesmo ponto em que as variações de velocidade são detectadas. Percebe-se na Figura 46, para as simulações 1-D, uma variação de velocidade de partícula imediatamente após o tempo zero. Já nos modelos tridimensionais, o impacto foi simulado numa área central da estaca e o ponto escolhido para detecção das velocidades (simulação do ponto de instalação do acelerômetro) encontra-se a menos de 10 cm do perímetro da estaca simulando de forma mais aproximada a condição real, de campo (Figura 47).

Sendo assim, é natural que a detecção do início da variação de velocidade de partícula ocorra alguns milésimos de milissegundos posterior ao tempo zero (tempo de início do contato do martelo com a estaca), tempo necessário para que as pequenas deformações geradas na área de impacto do martelo se propaguem até o ponto de detecção das variações de velocidade.

Figura 47 – Indicativo da área de aplicação da carga (impacto do martelo) e ponto de detecção das variações de velocidade de partícula (instalação do acelerômetro)



Fonte: O autor (2018)

Observa-se, ainda, nas Figuras 37 a 39, 43 a 46, que nos modelos 3-D foram identificadas mais interferências de alta frequência (pequenas e frequentes variações de velocidade nos sinais) do que nos modelos 1-D. Isso se deve à imperfeição da modelagem e a efeitos tridimensionais e a sua atenuação demanda a divisão da estaca em mais elementos o que aumenta significativamente o tempo de cálculo chegando a inviabilizar a presente pesquisa com os recursos computacionais de que se dispõe. Essas interferências, no entanto, são muito pequenas (as maiores da ordem de centésimos de mm/s), não se confundem com variações geradas por variações de impedância significativas nas estacas e não prejudicam a interpretação dos gráficos nas análises posteriores. A aplicação de um filtro pode eliminá-las.

Quanto às amplitudes (maiores variações de velocidade de partícula detectadas em números absolutos), observa-se uma pequena diferença entre os modelos. Para os casos “a” e “b” analiticamente a velocidade de partícula máxima calculada, considerando até a terceira casa decimal é de 0,262 cm/s conforme anteriormente exposto e as identificadas nos modelos 1-D e 3-D são 0,266 cm/s e

0,277 cm/s, respectivamente. Uma extensa análise foi realizada para identificar a origem da diferença de 5,73% entre a velocidade de partícula calculada e a obtida no modelo 3-D. Além das pequenas variações decorrentes do método de cálculo (pelo método numérico o intervalo de tempo de análise e as iterações podem gerar pequena diferença) e que explicam a diferença de 1,53% entre o modelo 1-D e a solução analítica, o principal motivo para a diferença para o modelo 3-D pode ser atribuído à geometria do modelo tridimensional.

Observa-se que a carga foi aplicada numa área exata de 45,60cm2, derivada de um martelo de 3,81cm de raio. Como a carga é de 2000 N, tem-se 43,86 N/cm2 aplicados no modelo. Quando se divide a estaca em uma malha de elementos finitos, os elementos hexaédricos, por menores que sejam, geram pequenas variações de área no elemento. Um elemento circular fica dividido com pequenas arestas retas, não circulares. Uma pequena diferença no raio em que está aplicada a carga, como por exemplo, uma variação de 3,81 cm de raio para 4,00 cm de raio (0,19 cm de diferença), gera uma variação na área em que está aplicada a carga de mais de 10%.

Como a variação da velocidade de partícula no topo da estaca é diretamente proporcional à carga aplicada, e como a velocidade gerada pela reflexão de ponta é proporcional ao dobro da velocidade gerada pelo impacto do martelo, a diferença de 5,73% identificada no modelo 3-D possivelmente decorre de uma diferença de até 5,73% da área em que está aplicada a força e de 2,83% no diâmetro equivalente. Isso significa que, após a divisão da estaca em elementos finitos, o diâmetro equivalente da área em que foi aplicada a carga variou de 3,81 cm para 3,92 cm, cerca de 1,1 mm de diferença. Isso mostra a sensibilidade da modelagem e como qualquer simplificação pode gerar grandes diferenças.

Ainda assim, observa-se que há uma proporcionalidade entre o impacto inicial e o final identificado, ou seja, a diferença percentual entre a solução analítica e o modelo 3-D encontrada na velocidade gerada pela reflexão de ponta ocorreu também na velocidade do pico inicial (Figura 46). Sob o aspecto prático, quando as análises dos resultados de ensaios de integridade PIT são feitas de modo qualitativo, realizadas com base na aparência geral do reflectograma (LIANG; RAUSCHE, 2011 e WEBSTER et al., 2011), essa diferença de 5,73% nos picos dos sinais não gera nenhum problema. Mesmo quando se opta por uma análise quantitativa, como o método “Beta” e classificação propostos por Rausche e Goble (1979), o que importa é a proporcionalidade entre o pico inicial e o refletido. Neste caso, portanto, também

não haveria variação nenhuma na análise dos resultados dos casos “a”, “b” e “c” quer seja os dados pelos modelos 1-D quer seja pelos 3-D ou analíticos.

Para os propósitos dessa pesquisa, portanto, essa pequena diferença encontrada no modelo 3-D não afetará os resultados e conclusões.

Concluindo, evidencia-se que os resultados dos modelos 3-D são satisfatórios, com forma e características principais dos sinais convergindo para as obtidas em soluções analíticas e no modelo unidimensional. Pode-se afirmar, adicionalmente, que análises de resultados realizadas pelos gráficos obtidos nos modelos 1-D, 3-D ou analíticos conduziriam aos mesmos resultados para os casos “a”, “b” e “c” simulados e, portanto, pode-se considerar que os modelos 1-D e 3-D estão validados para a condição sem o solo.

4.2 VALIDAÇÃO COMPLEMENTAR COM O SOLO

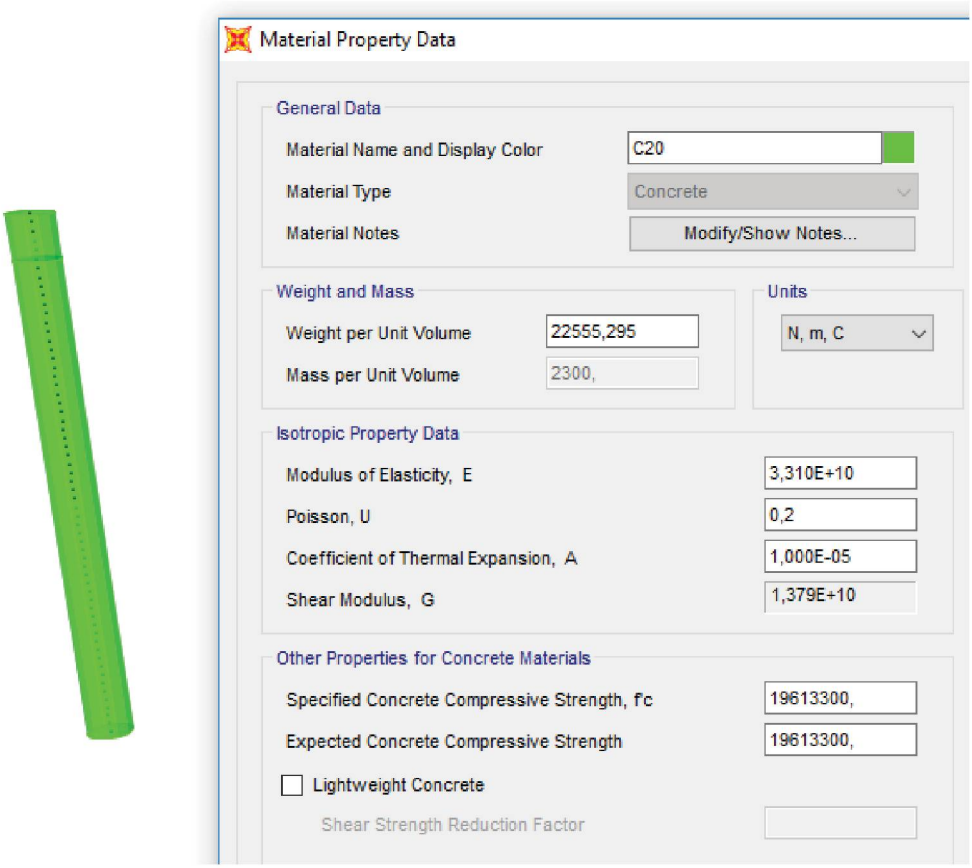
Nesta segunda etapa de validação as condições de apoio são substituídas pelo solo. Pelos motivos anteriormente relatados, optou-se por comparar os resultados obtidos nos modelos desenvolvidos para a presente pesquisa com os obtidos por Liao e Roesset (1997) e por Chow et al. (2003) sendo que as propriedades dos materiais e demais condições consideradas pelos autores estão resumidas nas Tabelas 6 e 7, respectivamente. Inicia-se, portanto, com a validação do modelo numérico unidimensional.

4.2.1 Modelo numérico unidimensional

4.2.1.1 Validação por comparação com Liao e Roesset (1997)

A geometria da estaca e as propriedades do concreto são atribuídas no modelo conforme a Tabela 6 e estão destacadas na Figura 48.

Figura 48 – Estaca modelada em 1-D e definição das propriedades do concreto – validação com o solo por comparação com Liao e Roesset (1997)



Fonte: O autor (2018)

Definidas e modeladas no software a geometria da estaca e atribuídas as propriedades ao concreto, em seguida é definido o carregamento no modelo. No modelo unidimensional, a carga é atribuída em um ponto. Como a pressão considerada por Liao e Roesset (1997) é de 15570 N/m^2 em uma área de contato de 20,27cm^2, no topo da estaca é aplicada uma carga de 31,56 N. O tempo de contato do martelo com a estaca é de 1,50 ms.

Ressalte-se que o valor do carregamento adotado nas simulações de Liao e Roesset (1997) é muito baixo comparativamente com o que se observa nos ensaios PIT conforme relatado no item 2.3.1 desta pesquisa e nas indicações de Rausche, Likins e Kung (1992) e Davis (2003). Entretanto, para permitir uma análise comparativa entre os resultados obtidos por Liao e Roesset (1997) e os obtidos nesta pesquisa, manteve-se a carga indicada.

Para a introdução da variação da força F(t) no tempo (t) no software SAP2000® (função “Time History”) é necessária a divisão do gráfico em pontos. Optou-se pela

divisão do gráfico da força aplicada ao longo do tempo em 51 pontos, um a cada $3{,}00 \times 10^{-5}$ segundos. Acima disso, o tempo de processamento ficaria muito elevado sendo que, adicionalmente, não foram notadas diferenças significativas nos resultados comparativamente com a divisão em maior número de pontos no gráfico. O intervalo de tempo de análise do reflectograma foi definido em 8 ms suficiente para a análise da reflexão de ponta.

A estaca foi discretizada no modelo em trechos de 0,20m, inferiores, portanto, aos valores máximos recomendados por Kramer (1996). O incremento de tempo de cada passo de cálculo, para atender à recomendação de Fischer et al. (2010), deve ser menor que $5{,}27 \times 10^{-2}$ ms na situação em estudo. Sendo assim, o tempo total de análise do reflectograma de 8 ms foi dividido em 152 etapas de análise, uma a cada $5{,}26 \times 10^{-2}$ ms.

O tipo de solução numérica escolhida foi por integração direta usando o método HHT de Hilber, Hughes e Taylor (1977) no domínio do tempo. Esse método está descrito no item 2.5.7.1 desta pesquisa. O solo neste modelo unidimensional foi substituído por um sistema de molas e amortecedores, um em cada ponto de divisão entre elementos finitos, conforme indicado na Figura 26.

Utilizando as Equações 19, 20, 21 e 48 e as propriedades do solo utilizadas por Liao e Roesset (1997) calculam-se os coeficientes de amortecimento e constantes elásticas na ponta e no fuste da estaca para posterior aplicação no modelo. Os resultados obtidos estão resumidos na Tabela 11.

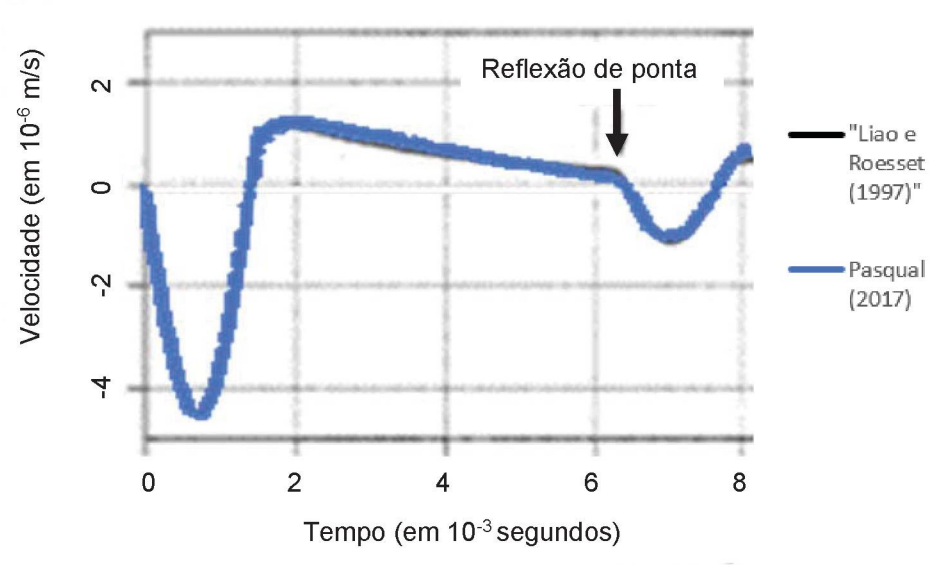
Tabela 11 – Cálculo dos coeficientes de amortecimento e constantes elásticas para aplicação no modelo – validação com o solo por comparação com Liao e Roesset (1997)

Propriedade	Fórmula utilizada	Valor calculado
Coeficiente de amortecimento no fuste (por metro)	$c_v = 2\pi\rho_s c_s r_p$	1104866,09 Ns/m^2
Constante elástica no fuste (por metro)	$kv = 2{,}30Gs$	147857142,90 N/m^2
Constante elástica na ponta	$K_v = \frac{4G_s r_p}{(1-\nu_s)}$	214285714,30 N/m
Coeficiente de amortecimento na ponta	$C_v = \frac{0{,}85K_v r_p}{c_s}$	498227,21 Ns/m

Fonte: O autor (2018)

Como Liao e Roesset (1997) apresentaram os gráficos com o pico inicial negativo, para efeito de comparação mantivemos essa convenção nesta validação. Na Figura 49, portanto, é apresentada uma sobreposição entre o gráfico obtido por eles e o gráfico obtido no modelo numérico desenvolvido para a presente pesquisa.

Figura 49 –Validação do modelo 1-D com o solo – sobreposição dos reflectogramas obtidos por Liao e Roesset (1997) e pelo autor desta pesquisa



Fonte: O autor (2018)

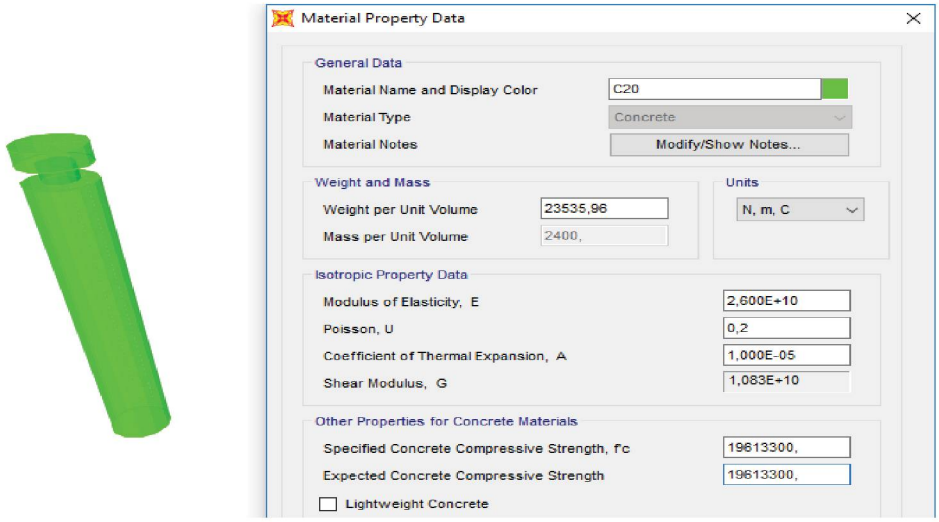
Observa-se uma correspondência entre os resultados sob os aspectos de forma do reflectograma, amplitudes e comprimentos de onda, velocidades e tempos. De especial interesse para a validação do modelo numérico com o solo é a reflexão de ponta destacada na Figura 49, diretamente influenciada pelo efeito de amortecimento dos sinais. A simulação numérica realizada nesta pesquisa coincidiu nesse aspecto com a realizada por Liao e Roesset (1997) pois em ambos os casos tanto o tempo transcorrido para início da variação de velocidade de partícula gerada pela reflexão de ponta quanto a amplitude desta onda (máxima variação de velocidade) foram praticamente iguais.

Ressalte-se que, como Liao e Roesset (1997) não apresentaram os resultados em forma de tabela, não é possível identificar eventuais pequenas diferenças entre os modelos ficando a comparação restrita à sobreposição entre os reflectogramas, sem prejuízo, entretanto, para atingir os objetivos dessa validação.

4.2.1.2 Validação por comparação com Chow et al. (2003)

A geometria da estaca e as propriedades do concreto são atribuídas no modelo conforme a Tabela 7 e estão destacadas na Figura 50.

Figura 50 – Estaca modelada em 1-D e definição das propriedades do concreto – validação com o solo por comparação com Chow et al. (2003)



Fonte: O autor (2018)

A carga de 12600 N foi aplicada considerando o tempo de contato do martelo com a estaca de 1,50 ms. O valor do carregamento adotado nas simulações de Chow et al. (2003) está dentro da faixa geralmente observada nos ensaios PIT conforme relatado no item 2.3.1 desta pesquisa e nas indicações de Rausche, Likins e Kung (1992) e Davis (2003).

Para a introdução da variação da força F(t) no tempo (t) no software SAP2000® (função "Time History") optou-se pela obtenção de 51 pontos no gráfico, um a cada $3{,}00 \times 10^{-5}$ segundos. Acima disso, o tempo de processamento ficaria muito elevado sendo que, adicionalmente, não foram notadas diferenças significativas nos resultados comparativamente com a divisão em maior número de pontos no gráfico. O intervalo de tempo de análise do reflectograma foi definido em 8,25 ms, suficiente para a análise da reflexão de ponta.

A estaca foi discretizada no modelo em trechos de 0,10m, inferiores, portanto, aos valores máximos recomendados por Kramer (1996). O incremento de tempo de cada passo de cálculo, para atender à recomendação de Fischer et al. (2010), deve ser menor que $3{,}04 \times 10^{-2}$ ms na situação em estudo. Sendo assim, o tempo total de

análise do reflectograma de 8,25 ms foi dividido em 272 etapas de análise, uma a cada $3{,}03 \times 10^{-2}$ ms.

O tipo de solução numérica escolhida foi por integração direta usando o método HHT de Hilber, Hughes e Taylor (1977) no domínio do tempo (descrito no item 2.5.7.1 desta pesquisa), o mesmo método adotado nas etapas anteriores dessa pesquisa. O solo neste modelo unidimensional foi substituído por um sistema de molas e amortecedores em cada ponto de divisão entre elementos finitos conforme indicado na Figura 26. Utilizando as Equações 19, 20, 21 e 48 e as propriedades do solo definidas por Chow et al. (2003) são obtidos os resultados resumidos na Tabela 12.

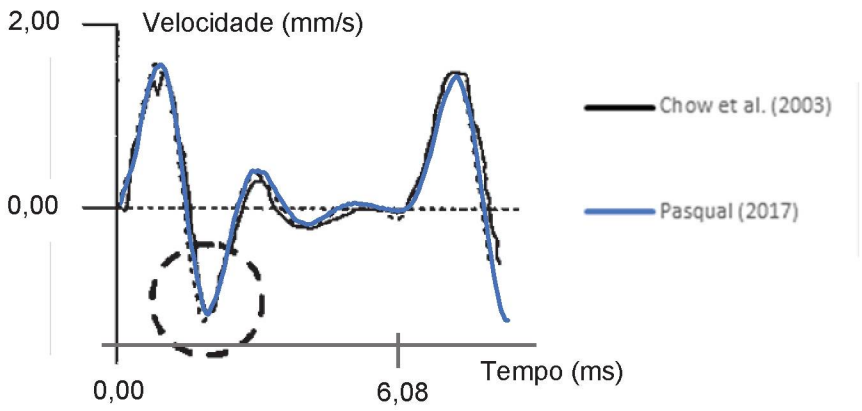
Tabela 12 – Cálculo dos coeficientes de amortecimento e constantes elásticas para aplicação no modelo – validação com o solo por comparação com Chow et al. (2003)

Propriedade	Fórmula utilizada	Valor calculado
Coeficiente de amortecimento no fuste	$c_v = 2\pi\rho_s c_s r_p$	649850,96 Ns/m^2
Constante elástica no fuste	$kv = 2{,}75Gs$	25535714,29 N/m^2
Constante elástica na ponta	$K_v = \frac{4G_s r_p}{(1-\nu_s)}$	49523809,52 N/m
Coeficiente de amortecimento na ponta	$C_v = \frac{0{,}85K_v r_p}{c_s}$	468869,03 Ns/m

Fonte: O autor (2018)

Na Figura 51, portanto, é apresentada uma sobreposição entre o gráfico obtido por Chow et al. (2003) e o gráfico obtido no modelo numérico desenvolvido para a presente pesquisa.

Figura 51 –Validação do modelo 1-D com o solo – sobreposição dos reflectogramas obtidos por Chow et al. (2003) e pelo autor desta pesquisa



Fonte: O autor (2018)

Observa-se uma correspondência entre os resultados sob os aspectos de forma do reflectograma, amplitudes e comprimentos de onda, velocidades e tempos. De especial interesse para a validação do modelo numérico com o solo é a reflexão do defeito a 0,50m destacada com um círculo na Figura 51 e a de ponta, diretamente influenciada pelo efeito de amortecimento dos sinais.

A simulação numérica realizada nesta pesquisa coincidiu nesse aspecto com a realizada por Chow et al. (2003) pois em ambos os casos tanto o tempo transcorrido para início das variações de velocidade de partícula geradas pelas reflexões quanto as amplitudes das ondas (máximas variações de velocidade) foram praticamente iguais.

Ressalte-se que, como Chow et al. (2003) não apresentaram os resultados em forma de tabela, não é possível identificar eventuais pequenas diferenças entre os modelos ficando a comparação restrita à sobreposição entre os reflectogramas, sem prejuízo, entretanto, para os objetivos dessa validação.

Destaca-se, adicionalmente, que o modelo tridimensional de Chow et al. (2003) apresentou pequenas diferenças de amplitude de onda em relação ao modelo unidimensional utilizado pelos autores e em relação ao desenvolvido pelo autor desta pesquisa, algo que foi atribuído por Chow et al. (2003) como sendo decorrente da distância adotada entre o ponto de impacto do martelo e o ponto de detecção das variações de velocidade (simulação do ponto de instalação do acelerômetro) sendo mais evidente quando o reflectograma é obtido junto ao martelo ou nos bordos extremos da estaca.

4.2.2 Modelo numérico tridimensional

4.2.2.1 Validação por comparação com Liao e Roesset (1997)

A geometria e as propriedades do concreto e do solo são atribuídas no modelo conforme a Tabela 6. Em seguida, a carga foi aplicada centralizada no topo da estaca em uma área igual a 20,27 cm^2 dado que Liao e Roesset (1997) escolheram um martelo de 5,08 cm de diâmetro para suas simulações. O ponto simulado de fixação do acelerômetro foi escolhido por Liao e Roesset (1997) a 40 cm do centro da estaca. Esta posição atende ao recomendado por Finno, Gassman e Osborn (1997) que indicam a instalação do receptor próxima do perímetro da estaca (a uma distância de,

aproximadamente, 7,60 cm a 15,24 cm). Portanto, para obtenção dos reflectogramas na simulação numérica foi escolhido um ponto a essa distância do centro da estaca.

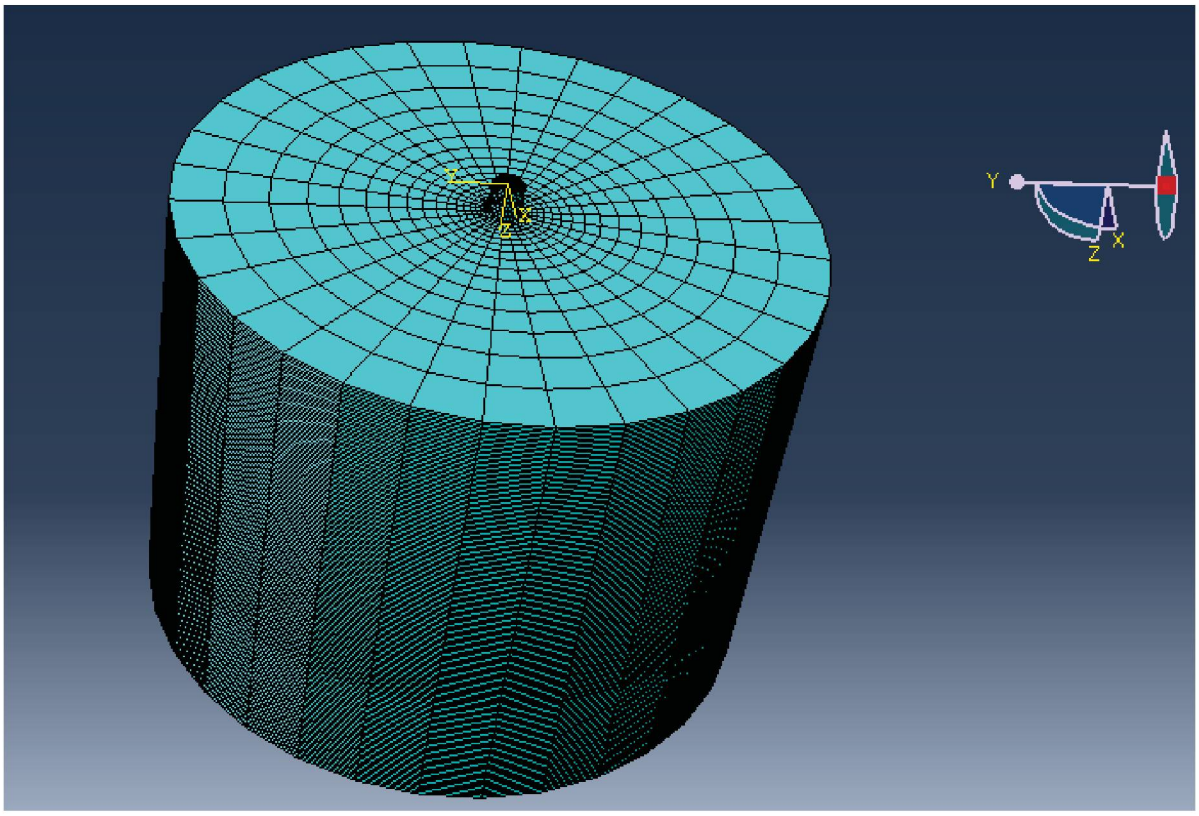
Foi definida uma malha estruturada para a estaca e para o solo, com elementos hexaédricos C3D8R, com integração reduzida, para diminuir o tempo de cálculo. Foi feito um teste com elementos hexaédricos C3D8, sem redução na integração, sendo necessário um tempo de processamento 3,40 vezes superior. Uma análise comparativa foi realizada não sendo identificado um ganho em precisão com os elementos sem integração reduzida, não justificando sua utilização para este caso, portanto. A estaca foi dividida em elementos de até 0,10 m. Em comprimento, a estaca de 12,00 m foi dividida em 120 partes de 0,10 m. O seu perímetro externo foi dividido em 32 partes de 0,098 m com elementos reduzindo em direção ao seu centro.

Para o solo, adotou-se um campo finito de análise de 20 m de diâmetro e 15 m de comprimento com condições de apoio indeslocáveis nos bordos. Como a velocidade de propagação de ondas de compressão no concreto é de 3998,79 m/s e no solo de 447,74 m/s (calculadas pela Equação 5), das ondas de cisalhamento no concreto é de 2448,75 m/s e no solo é de 182,79 m/s (calculadas pela Equação 6) e o tempo de análise do reflectograma foi definido em 8 ms (seguindo o adotado no modelo unidimensional), as reflexões de bordo laterais e no fundo do modelo de cálculo nas dimensões indicadas devem atingir o topo posteriormente ao tempo de análise, sem prejuízo, portanto, para a análise dos resultados e evitando-se, assim, a necessidade de utilização de elementos “infinitos” ou “Kelvin” (item 2.5.7.3.2).

O perímetro externo do campo de análise (com 20 m de diâmetro) foi dividido em 32 trechos de aproximadamente 1,96 m. De maneira similar ao que foi adotado para a estaca, os elementos são menores mais próximos ao centro do modelo, onde se concentra a área de análise dos resultados.

O modelo completo ficou com 128000 elementos finitos e está indicado na Figura 52 em que destaca-se o trecho de 1,00m no topo livre. Antes do processamento as malhas foram checadas pelo software, que detecta automaticamente elementos com distorções excessivas e outros problemas relacionados com a definição da malha.

Figura 52 – Estaca e solo modelados em 3-D– validação com o solo por comparação com Liao e Roesset (1997)



Fonte: O autor (2018)

Na interface entre o solo e a estaca foi atribuída uma interação tangencial rugosa (sem deslizamentos) e uma interação normal “hard” (a restrição ao movimento é atribuída quando há um contato entre as superfícies e eliminada quando a pressão de contato se torna negativa ou nula) (FEKADU, 2010).

A atribuição de alguma interação tangencial ao longo do fuste da estaca usando por exemplo o método “Penalty” disponível em softwares de cálculo tridimensional por elementos finitos demanda um processo iterativo baseado em tentativa e erro até que haja convergência de resultados. Como a modelagem da interação entre solo e estaca é complexa e de difícil previsão dado que depende da rugosidade, da geometria da estaca, do tamanho e formato dos grãos do solo e de inúmeras outras variáveis, optou-se por admitir que haja uma interação tangencial sem deslizamentos entre o solo e estaca. Além disso, dado que as deformações geradas no ensaio PIT são muito baixas, acredita-se que essa simplificação seja mais fidedigna do que a tentativa de atribuição de alguma condição de deslocamento relativo entre as superfícies. Para

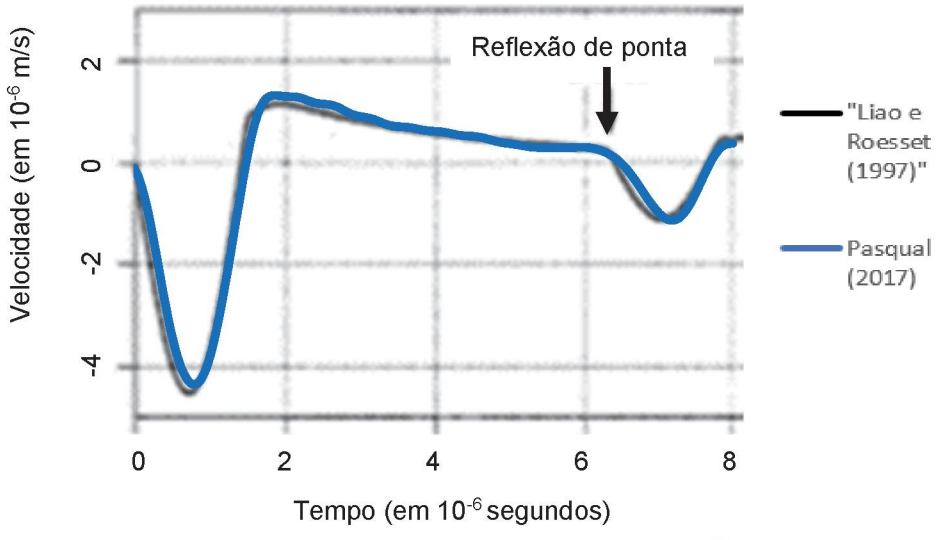
citar alguns, Fekadu (2010), Schauer e Langer (2012) e Hetland (2015) consideraram o mesmo em suas pesquisas.

O amortecimento foi calibrado por sucessivas aproximações com base na amplitude do sinal refletido obtido no modelo unidimensional. Foi utilizado o método "Rayleigh Damping" citado no item 2.5.7.3.4 desta pesquisa, o mesmo utilizado por Hetland (2015). Trata-se de um amortecimento viscoso proporcional a uma combinação linear entre a massa e a rigidez dos elementos e calibrado de acordo com a amplitude do sinal refletido na ponta.

O processo de cálculo foi dividido em incrementos de tempo máximos calculados pelo software automaticamente de $5{,}16 \times 10^{-4}$ ms porém, para construção do gráfico de variação de velocidade de partícula ao longo do tempo, foram obtidos 152 pontos, verificados como suficientes na modelagem unidimensional, algo que reduz o tempo de processamento de forma significativa.

O procedimento para cálculo foi escolhido como dinâmico e explícito, também com o objetivo de redução do tempo de análise (WARRINGTON, 2013). Sendo assim, foram obtidos os reflectogramas indicando a variação de velocidade de partícula ao longo do tempo para a condição estudada por Liao e Roesset (1997). A comparação entre os resultados obtidos está indicada na Figura 53.

Figura 53 –Validação do modelo 3-D com o solo – sobreposição dos reflectogramas obtidos por Liao e Roesset (1997) e pelo autor desta pesquisa



Fonte: O autor (2018)

Com a modelagem conjunta do solo e da estaca obteve-se um resultado inicial com interferências de alta frequência que dificultam a visualização do sinal de baixa frequência, mais importante especialmente no ensaio PIT (RAUSCHE; LIKINS; KUNG, 1992). O resultado indicado na Figura 53 já está filtrado com o uso de uma função Butterworth com um limite máximo de frequência de 1000 Hz, mesmo limite estabelecido por Liao e Roesset (1997).

Como o espectro de frequências gerado por um impacto é uma função da sua duração e magnitude, sendo a parcela mais significativa da energia encontrada na faixa de frequências até o inverso do tempo de contato do martelo com o topo da estaca (FINNO; GASSMAN; OSBORN, 1997) espera-se que um filtro acima de 667 Hz pudesse eliminar a maior parte das interferências de alta frequência indesejáveis. O valor de 1000 Hz mostrou-se suficiente nesse caso sem prejuízo aos sinais de baixa frequência e relevantes para a análise das reflexões significativas decorrentes da estaca.

Observa-se na Figura 53 uma correspondência entre os resultados sob os aspectos de forma do reflectograma, amplitudes e comprimentos de onda, velocidades e tempos. A simulação numérica realizada nesta pesquisa coincidiu com a realizada por Liao e Roesset (1997) quanto à reflexão de ponta pois em ambos os casos tanto o tempo transcorrido para início da variação de velocidade de partícula quanto a amplitude desta onda (máxima variação de velocidade) foram praticamente iguais.

4.2.2.2 Validação por comparação com Chow et al. (2003)

A geometria da estaca e as propriedades do concreto e do solo são atribuídas no modelo conforme a Tabela 7. Em seguida, a carga foi aplicada centralizada no topo da estaca e distribuída em uma área igual a 12,57 cm^2 dado que Chow et al. (2003) escolheram um martelo de 4,00 cm de diâmetro para suas simulações.

Nas simulações tridimensionais axissimétricas realizadas por Chow et al. (2003) não foram tomados pontos a distâncias do centro da estaca que atendessem ao recomendado por Finno, Gassman e Osborn (1997). Para análise comparativa foi considerado, portanto, o reflectograma obtido nas simulações de Chow et al. (2003) no bordo do martelo de 4 cm de diâmetro.

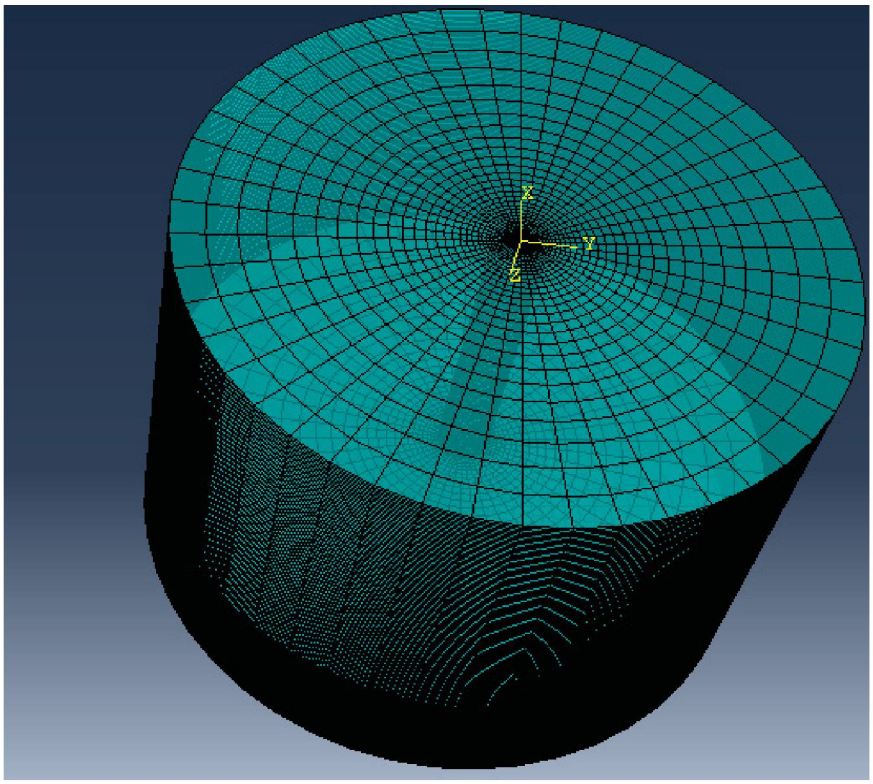
Foi definida uma malha estruturada para a estaca e para o solo, com elementos hexaédricos C3D8R, com integração reduzida, similar ao considerado nas outras validações. A estaca foi dividida em elementos de até aproximadamente 0,10 m de forma similar ao adotado nas etapas anteriores de validação. Em comprimento, a estaca de 10,00 m foi dividida em 100 partes de 0,10 m. O seu perímetro externo foi dividido em 48 partes de 0,105 m com elementos reduzindo em direção ao seu centro.

Para o solo, adotou-se um campo finito de análise de 20 m de diâmetro e 14 m de comprimento com condições de apoio indeslocáveis nos bordos. Como a velocidade de propagação de ondas de compressão no concreto é de 3469,44 m/s e no solo de 175,93 m/s (calculadas pela Equação 5), das ondas de cisalhamento no concreto é de 2124,59 m/s e no solo é de 71,82 m/s (calculadas pela Equação 6) e o tempo de análise do reflectograma foi definido em 8,25 ms (seguindo o adotado no modelo unidimensional), as reflexões de bordo laterais e no fundo do modelo de cálculo nas dimensões indicadas devem atingir o topo posteriormente ao tempo de análise, sem prejuízo, portanto, para a análise dos resultados e evitando-se, assim, a necessidade de utilização de elementos "infinitos" ou "Kelvin" (item 2.5.7.3.2).

O perímetro externo do campo de análise (com 20 m de diâmetro) foi dividido em 48 trechos de aproximadamente 1,31 m. De maneira similar ao que foi adotado para a estaca, os elementos são menores mais próximos ao centro do modelo, onde se concentra a área de análise dos resultados. O modelo completo ficou com 735360 elementos finitos. Antes do processamento, as malhas foram checadas pelo software, que detecta automaticamente elementos com distorções excessivas e outros problemas relacionados com a definição da malha.

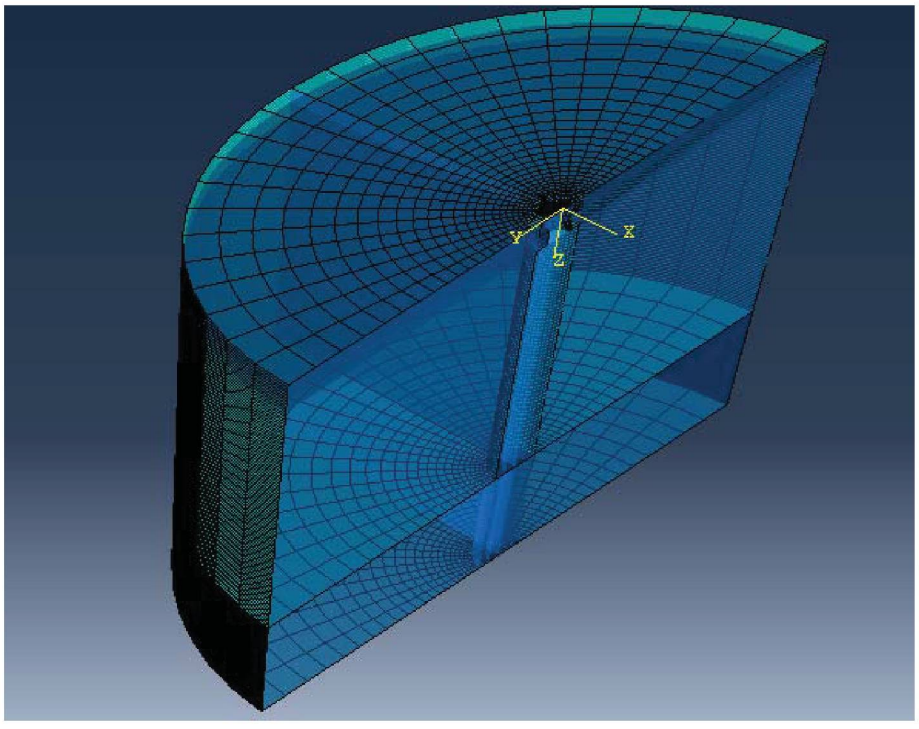
Na interface entre o solo e a estaca foi atribuída uma interação tangencial rugosa, uma interação normal "hard". O processo de cálculo foi dividido em incrementos de tempo máximos calculados pelo software automaticamente de $4{,}59 \times 10^{-4}$ ms, verificados como suficientes na modelagem unidimensional. O procedimento para cálculo foi escolhido como dinâmico e explícito, também com o objetivo de redução do tempo de análise (WARRINGTON, 2013). O modelo completo está indicado nas Figuras 54 e 55.

Figura 54 – Estaca e solo modelados em 3-D– validação com o solo por comparação com Chow et al. (2003)



Fonte: O autor (2018)

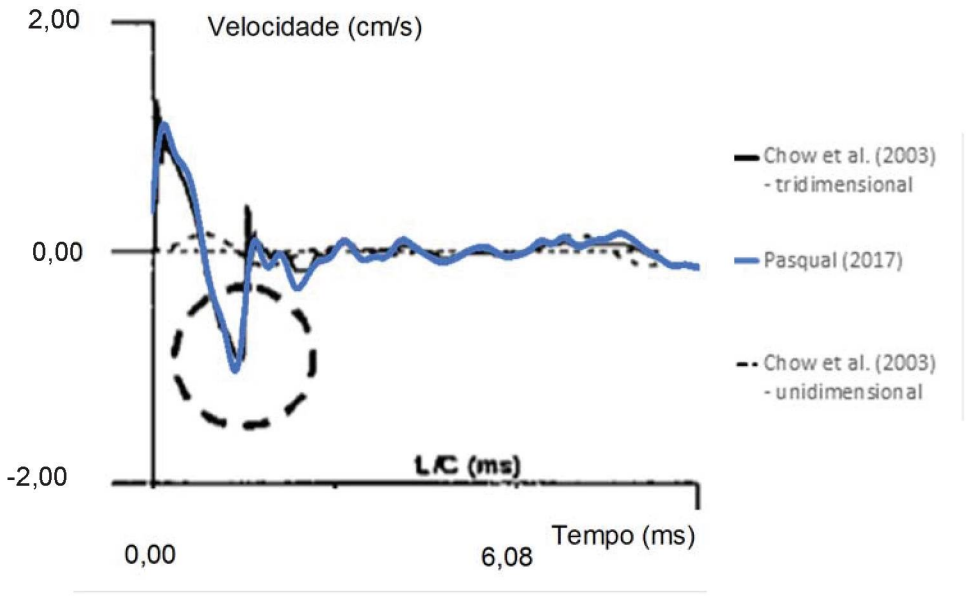
Figura 55 – Corte da estaca e do solo modelados em 3-D– validação com o solo por comparação com Chow et al. (2003)



Fonte: O autor (2018)

Definidos os modelos, foram, então, obtidos os reflectogramas indicando a variação de velocidade de partícula ao longo do tempo para a condição estudada por Chow et al. (2003). A comparação entre os resultados obtidos está indicada na Figura 56.

Figura 56 – Validação do modelo 3-D com o solo – sobreposição dos reflectogramas obtidos por Chow et al. (2003) e pelo autor desta pesquisa



Fonte: O autor (2018)

Observa-se na Figura 56 uma correspondência entre os resultados sob os aspectos de forma do reflectograma, amplitudes e comprimentos de onda, velocidades e tempos. Ressalte-se que, assim como Liao e Roesset (1997), Chow et al. (2003) não apresentaram os resultados em forma de tabela, não sendo possível identificar eventuais pequenas diferenças entre os modelos ficando a comparação restrita à sobreposição entre os reflectogramas, sem prejuízo, entretanto, para atingir os objetivos dessa validação.

4.3 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES

Com as validações realizadas nos itens 4.1 e 4.2 pode-se concluir que os modelos numéricos desenvolvidos para a presente pesquisa oferecem resultados de simulações de ensaios de integridade PIT concordantes com soluções analíticas e

com soluções para problemas específicos obtidas numericamente por diferentes autores.

As simulações unidimensionais e tridimensionais não apresentaram diferenças significativas de resultados sendo que nas simulações em 3-D o tempo de processamento e o esforço computacional são significativamente superiores. Para efeito comparativo, no caso da validação por comparação com a pesquisa de Liao e Roesset (1997), o tempo de processamento para o modelo unidimensional foi cerca de 90 vezes inferior ao do modelo 3-D.

No modelo tridimensional extensivos testes de malha, de tipo de elemento finito adotado, de atribuição de propriedades de amortecimento, de condições de contorno, de intervalo de tempo entre cada passo de cálculo e de propriedades de contato foram feitos e são necessários para se atingir um modelo com menos interferências de alta frequência, o que aumenta ainda mais o tempo total para análise de um problema específico.

Nesta etapa inicial, por comparação dos resultados 1-D e 3-D, obteve-se a mesma conclusão que Luo, Chen e Hu (2010) que uma estaca pode ser considerada, por aproximação, uma barra elástica unidimensional em simulações de ensaios PIT se ela satisfizer duas condições: o comprimento de onda seja maior que o diâmetro e menor que o comprimento da estaca.

5 PESQUISA DE CAMPO E BANCO DE DADOS – ENSAIOS E OBTENÇÃO DE PARÂMETROS PARA *INPUT* NOS MODELOS NUMÉRICOS

Os modelos uni e tridimensionais desenvolvidos e validados no Capítulo 4 desta pesquisa são utilizados para as análises subsequentes desta pesquisa conforme indicado no Capítulo 3.

Ensaios são realizados em campo para possibilitar a comparação com os resultados obtidos nas simulações numéricas. Como existe uma série de fatores externos que podem influenciar os resultados, variações físicas entre uma estaca e outra e uma grande dificuldade de isolamento de uma variável em ensaios físicos, ainda que em estacas executadas lado a lado e com amplo controle, a análise direta de uma série de relatórios de ensaios de integridade PIT realizados em campo para avaliar a influência de qualquer parâmetro nos resultados poderia ser prejudicada por variáveis não controladas. Por sua vez, análises paramétricas realizadas somente nos modelos numéricos sem nenhuma comparação com modelos físicos também poderiam gerar conclusões errôneas. Entende-se, portanto, que uma análise conjunta dos resultados físicos e simulações numéricas possa evidenciar e destacar os itens em análise nesta pesquisa, técnica utilizada por diversos autores citados no Capítulo 2.

Como foi destacado no Capítulo 3, além de ensaios realizados em uma obra específica (estacas do Grupo 1, da pesquisa de campo), uma amostragem mais ampla foi obtida em banco de dados (estacas dos Grupos 2 a 5). Para que se possa comparar um resultado de um ensaio PIT realizado em uma estaca com uma simulação nos modelos numéricos desenvolvidos nesta pesquisa, é necessário que nos modelos numéricos os parâmetros do solo, do concreto e da armadura e as características geométricas das estacas sejam equivalentes. Neste capítulo são, então, detalhados os ensaios realizados nas estacas e no solo para obtenção dos parâmetros necessários para *input* nos modelos numéricos.

5.1 FORMA DE OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS PARA INPUT NOS MODELOS

Um resumo de como se obteve cada parâmetro é apresentado no Quadro 4, focado na pesquisa de campo (Grupo 1), e outro resumo no Quadro 5 (Grupos 2 a 5), focando no banco de dados.

Quadro 4 – Forma de obtenção de parâmetros para simulação do ensaio nas estacas do Grupo 1

Parâmetro	**Forma de obtenção**
Módulo de elasticidade dinâmico do concreto (E_{dyn}).	Estimado pelas Equações 1,3 e 4 considerando a resistência à compressão do concreto obtida em rompimento de corpos de prova.
Coeficiente de Poisson do concreto (ν).	0,20 [ABNT NBR 6118 (2014)].
Massa específica do concreto da estaca (ρ).	Admitida como igual a 2300 kg/m^3.
Diâmetro e armaduras da estaca.	Projeto e medição em campo no arrasamento.
Comprimento real da estaca (L).	Obtido dos gráficos de monitoramento das estacas.
Tempo transcorrido em dias entre a concretagem da estaca e o ensaio PIT.	Data de realização do ensaio registrada nos relatórios PIT e data de execução da estaca registrada nos gráficos de monitoramento.
Velocidade da onda de compressão (cp).	Calculada a partir do comprimento real da estaca e do tempo transcorrido entre o impacto do martelo e a recepção da reflexão da ponta da estaca.
Tempo de contato do martelo com a estaca (tc).	Igual ao comprimento da onda inicial obtido no reflectograma do ensaio PIT realizado na estaca.
Carga aplicada no topo da estaca (F).	Calculada pela Equação 11 considerando a variação máxima de velocidade de partícula obtida no reflectograma do ensaio PIT.
Massa específica do solo (ρsolo).	Média retirada de 6 ensaios realizados no solo.
Coeficiente de Poisson do solo (ν solo).	Correlação com SPT.
Módulo de elasticidade do solo (Esolo).	Faixa de variação por correlação com SPT.

Fonte: O autor (2018)

Quadro 5 – Forma de obtenção de parâmetros - simulação do ensaio nas estacas dos Grupos 2 a 5

continua

Parâmetro	**Forma de obtenção**
Módulo de elasticidade dinâmico do concreto (E_{dyn}).	Calculado pelas Equações 1,3 e 4 considerando a resistência à compressão do concreto especificada em projeto.
Coeficiente de Poisson do concreto (ν).	0,20 [ABNT NBR 6118 (2014)].
Massa específica do concreto da estaca (ρ).	Admitida como igual a 2300 kg/m^3.
Diâmetro da estaca (Φ).	Projeto e medição em campo no arrasamento registrada nos relatórios dos ensaios PIT.
Comprimento real da estaca e armaduras.	Conforme indicado em projeto.
Velocidade da onda de compressão (cp).	Calculada pela Equação 5.

Quadro 5 – Forma de obtenção de parâmetros - simulação do ensaio nas estacas dos Grupos 2 a 5 conclusão

Tempo de contato do martelo com a estaca (tc).	Obtido a partir do comprimento da onda inicial obtido no reflectograma do ensaio PIT realizado na estaca.
Carga aplicada no topo da estaca (F).	Calculada pela Equação 11 considerando a variação máxima de velocidade de partícula obtida no reflectograma do ensaio PIT.
Massa específica do solo (ρsolo).	Obtida em valores médios disponíveis na literatura para cada tipo de solo.
Coeficiente de Poisson do solo (ν solo).	Correlação com SPT.
Módulo de elasticidade do solo (Esolo).	Faixa de variação por correlação com SPT.

Fonte: O autor (2018)

É importante destacar que optou-se, inicialmente, por evitar obter parâmetros para *input* nos modelos numéricos a partir unicamente de retroanálise dos ensaios PIT realizados nas estacas. Como são feitas comparações entre os resultados das simulações numéricas e os resultados dos ensaios PIT e como, dentre os objetivos dessa pesquisa está a comparação entre o previsto nas simulações e o observado nos ensaios PIT, entende-se que esse procedimento seja o mais adequado e ofereça conclusões ainda mais enriquecedoras à pesquisa. Os únicos parâmetros em que isso não foi possível foram: tempo de contato do martelo com o topo da estaca e força aplicada pelo martelo. Como as reflexões subsequentes do ensaio são influenciadas diretamente pelo pico gerado pelo golpe inicial é importante que haja uma correspondência entre as simulações numéricas e os ensaios PIT realizados nas estacas nesse quesito.

No item 2.2 desta pesquisa é citado um trabalho de Amir, J., Amir E. e Lam C. (2014) em que se destaca a variação das propriedades do concreto da estaca com a profundidade, algo que ocorre tanto pelo método com que o concreto é despejado quanto pelo peso do concreto sobrejacente que promove a compactação das camadas inferiores anteriormente concretadas. As camadas inferiores ficariam, portanto, sob maior pressão que as superiores promovendo sua maior consolidação.

Nos Quadros 4 e 5 pode-se observar que não foram consideradas essas variações nas propriedades do concreto das estacas ao longo da profundidade. Existem dois motivos para isso: essa estimativa é muito difícil e com grande variabilidade de uma estaca para outra e a consideração de um módulo de

elasticidade, massa específica, fck e coeficiente de Poisson médios, representativos para a estaca, é suficiente para as análises aqui realizadas. Uma simulação numérica que leve em conta uma variação linear de módulo de elasticidade do concreto e outra com um módulo de elasticidade médio para o concreto ao longo do fuste apresentam resultados finais muito similares entre si.

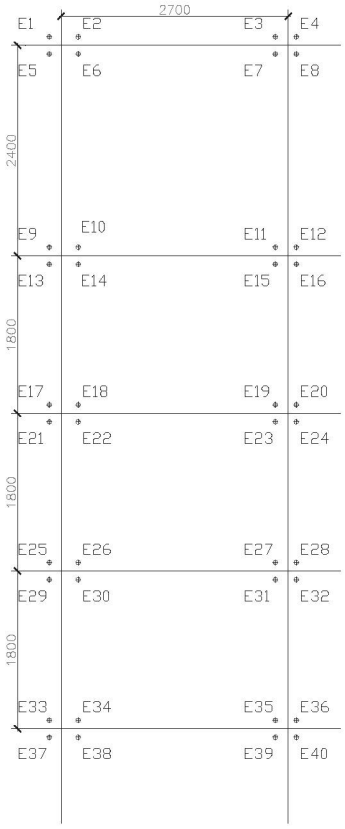
Quanto às correlações das propriedades elásticas do solo com os ensaios SPT também cabem justificativas. Como citado no Capítulo 3, as estimativas do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson do solo são fortemente influenciadas por diversos fatores como o amolgamento gerado no solo pelos ensaios, a anisotropia dos solos, o histórico de tensões, a cimentação natural, as heterogeneidades do maciço, os níveis de tensão e a velocidade de carregamento. Além disso, como o ensaio PIT caracteriza-se por ser um ensaio de baixa deformação e dinâmico, a correlação com ensaios de campo de grande deformação e que afetam majoritariamente as camadas iniciais (como ensaios de placa) também não seria adequada. A idéia nesta pesquisa é justamente verificar se a atribuição de propriedades aos solos nos modelos numéricos com base em correlações obtidas a partir de ensaios SPT (faixas de variação) resulta em um amortecimento dos sinais equivalente ao identificado nos resultados dos ensaios de integridade PIT. Destaca-se que nas obras selecionadas disponíveis em banco de dados estão disponíveis somente os ensaios SPT.

5.2 ENSAIOS E OBTENÇÃO DE PARÂMETROS

5.2.1 Pesquisa de campo

Na obra citada no item 3.2 foram executadas 40 estacas do tipo hélice contínua com 0,50 m de diâmetro de projeto e profundidades entre 11,78 m e 13,91 m. A locação e identificação das estacas consta na Figura 57.

Figura 57 – Locação das estacas da pesquisa de campo



Fonte: O autor (2018)

Para a obtenção da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) e, por correlação, o módulo de elasticidade dinâmico do concreto, foram recolhidas e rompidas duas amostras representativas a cada lote de até 10 m^3 de concreto sendo que a sua resistência a 28 dias foi assumida como sendo igual ao maior valor obtido [ABNT NBR 12655 (2015)]. Tomou-se o cuidado de rastrear em qual estaca estava sendo utilizado cada lote de concreto.

Ainda que a resistência efetiva do concreto nas estacas seja diferente da obtida em ensaios de corpos de prova obtidos por amostragem e ainda que na prática haja todas as variações de módulo de elasticidade e resistência destacadas no item 2.2, a comparação da estimativa do módulo de elasticidade dinâmico do concreto a partir do resultado de rompimento de corpos de prova com a obtida por retroanálise dos resultados dos ensaios PIT é uma contribuição desta pesquisa que pode ilustrar a dificuldade de previsão, antes da realização do ensaio PIT, da velocidade de propagação de ondas de tensão no ensaio.

Sendo assim, com os resultados dos rompimentos dos corpos de prova, calcula-se, utilizando as Equações 1, 3 e 4, o módulo de elasticidade dinâmico estimado para o concreto simples de cada uma das estacas. Como no rompimento de corpos de prova a 7 dias obteve-se de modo geral uma resistência característica para o concreto já muito próxima da obtida para os mesmos lotes a 28 dias, considera-se que na data de realização do ensaio PIT (31/10/2016), portanto de 14 a 21 dias após a concretagem das estacas, a resistência do concreto já estava igual à obtida a 28 dias. Isso tem como implicação prática nas simulações a consideração de um fator (φ_{t0}) igual a 1 na Equação 4 e, consequentemente, a consideração que $E_{dyn} = 1{,}20 \times E_{stat}$ (Equação 3). Considera-se que essa aproximação seja aplicável pois a consideração de uma resistência do concreto na data da realização do PIT igual a 80% do f_{ck} a 28 dias teria como consequência prática nos cálculos uma variação de apenas 2,21% no E_{dyn} (módulo de elasticidade dinâmico) do concreto, irrelevante para os objetivos desta pesquisa.

Na Tabela 13, portanto, estão indicados: a data de concretagem de cada estaca, os resultados da resistência à compressão obtidos dos rompimentos dos corpos de prova a 28 dias e o E_{dyn} calculado pelas Equações 1, 3 e 4.

Tabela 13 – Resumo das resistências do concreto das estacas obtidas em corpos de prova e estimativas do E_{dyn} – Estacas do Grupo 1

Estaca	Data de concretagem	fck (em MPa)	E_{dyn} calculado (em MPa)	Estaca	Data de concretagem	fck (em MPa)	E_{dyn} calculado (em MPa)
E1, E6	10/10/2016	32,5	31742,48	E22	10/10/2016	30,0	30497,19
E2, E5	11/10/2016	29,7	30206,39	E23	13/10/2016	28,0	29023,64
E3	10/10/2016	33,7	32323,18	E24	10/10/2016	43,5	36723,47
E4, E7	11/10/2016	27,5	29066,11	E25,E30	11/10/2016	28,2	29433,72
E8	10/10/2016	33,7	32323,18	E26	13/10/2016	22,5	26017,41
E9	10/10/2016	24,5	27560,19	E27,E32	10/10/2016	31,2	31101,15
E10	13/10/2016	24,0	26870,67	E28	13/10/2016	25,0	27424,76
E11	10/10/2016	42,7	36384,22	E29	13/10/2016	22,5	26017,41
E12	11/10/2016	32,7	31695,27	E31	13/10/2016	25,0	27424,76
E13	11/10/2016	26,0	28262,28	E33	15/10/2016	25,5	27345,69
E14	13/10/2016	24,5	27149,13	E34	15/10/2016	22,5	25686,81
E15	11/10/2016	32,7	31695,27	E35	11/10/2016	26,2	28370,77
E16	10/10/2016	42,7	36384,22	E36	13/10/2016	29,0	29537,37
E17	13/10/2016	24,0	26870,67	E37	17/10/2016	23,5	25835,36
E18	11/10/2016	26,7	28640,21	E38	13/10/2016	25,2	27534,24
E19	10/10/2016	43,5	36723,47	E39	13/10/2016	29,0	29537,37
E20	13/10/2016	28,0	29023,64	E40	11/10/2016	26,2	28370,77
E21	11/10/2016	26,7	28640,21				

Fonte: O autor (2018)

Complementando a compilação dos dados necessários para entrada no modelo numérico (resumidos no Quadro 4), na Tabela 14 são apresentados: o diâmetro no topo da estaca medido em campo, o comprimento da estaca verificado nos gráficos de monitoramento das estacas, o tempo de contato do martelo com a estaca (tc), obtido a partir do comprimento da onda inicial obtido no reflectograma do ensaio PIT realizado na estaca (Equação 14), e a carga estimada aplicada no topo da estaca (F) (calculada pela Equação 11) considerando a variação máxima de velocidade de partícula obtida no reflectograma do ensaio PIT.

Tabela 14 – Diâmetro (Φ) e comprimento (L) das estacas, tempo de contato do martelo com o topo da estaca (tc) e carga aplicada no topo (F) – Estacas do Grupo 1

Estaca	Φ (em cm)	L (em m)	tc (em ms)	F (em kN)	Estaca	Φ (em cm)	L (em m)	tc (em ms)	F (em kN)
E1	50	12,97	0,65	7,153	E21	48	12,43	0,67	8,251
E2	50	12,94	0,64	9,558	E22	50	12,37	0,59	8,554
E3	50	12,68	0,64	9,816	E23	48	13,91	0,58	9,256
E4	50	12,55	0,64	8,624	E24	50	12,31	0,55	12,435
E5	50	12,95	0,64	10,074	E25	48	12,27	0,75	5,660
E6	50	12,98	0,60	9,032	E26	48	12,32	0,73	8,720
E7	50	12,65	0,79	6,418	E27	48	12,06	0,57	8,583
E8	50	12,64	0,75	6,679	E28	49	12,04	0,57	10,092
E9	50	12,20	0,84	9,807	E29	50	12,24	0,60	9,574
E10	50	12,19	0,65	7,226	E30	50	12,19	0,70	5,600
E11	48	12,30	0,65	7,025	E31	49	12,09	0,56	11,675
E12	47	12,38	0,61	8,887	E32	49	12,09	0,62	10,019
E13	50	12,17	0,56	6,910	E33	50	13,07	0,68	12,220
E14	52	12,17	0,53	10,524	E34	50	13,12	0,64	9,578
E15	47	12,41	0,60	7,238	E35	50	11,78	0,60	12,991
E16	47	12,38	0,57	6,905	E36	50	11,88	0,57	8,915
E17	47	12,38	0,62	8,235	E37	50	13,01	0,65	6,846
E18	48	12,37	0,66	9,471	E38	50	12,94	0,60	7,659
E19	49	12,27	0,70	10,652	E39	50	11,91	0,60	10,604
E20	48	12,37	0,59	8,625	E40	50	11,84	0,57	12,879

Fonte: O autor (2018)

Ressalte-se que o valor de tc e a força aplicada foram calculados diretamente a partir dos resultados finais dos ensaios PIT, representando, portanto, uma média obtida dentre os golpes aplicados durante o ensaio.

O martelo utilizado no ensaio PIT tem diâmetro de 2" (5,08 cm) e peso aproximado de 1,40 kg dentro da faixa prevista nas pesquisas compiladas na Tabela 2.

O acelerômetro respeita os limites indicados na Tabela 4, tem dimensões de 20mm x 20mm x 60mm, é conectado ao processador por cabos e fixado no topo da estaca com graxa. A posição do acelerômetro foi variada pelo menos 3 vezes para cada estaca sendo que para cada mudança de posição foi aplicada uma série de golpes no topo da estaca, em conformidade com o recomendado na norma ASTM D5882-07 (2013).

Na Figura 58 está destacada uma foto retirada durante a execução dos ensaios de integridade PIT nessas estacas.

Figura 58 – Foto retirada durante a execução dos ensaios de integridade PIT nas estacas da pesquisa de campo

Fonte: O autor (2018)

Conforme detalhado no item 2.3.1, Rausche, Likins e Kung (1992) informam que a força aplicada em um golpe de martelo em um ensaio de integridade PIT pode ser estimada como aproximadamente igual a 1000 vezes o seu peso. Na Tabela 14 evidencia-se que esse parâmetro pode ser utilizado apenas como uma estimativa inicial devido à grande variabilidade na força aplicada gerada pelo processo manual de aplicação dos golpes.

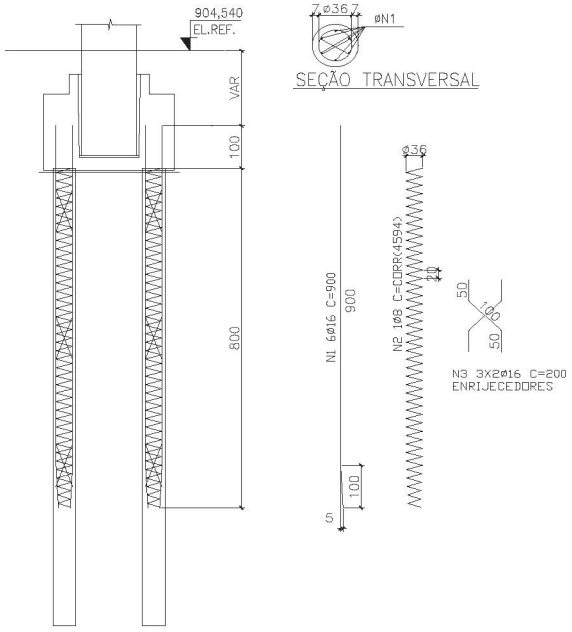
A tensão de compressão de pico variou de 2,76 a 6,41 MPa com média de 4,43 MPa, condizente com martelos de plástico duro e dentro da faixa indicada por Davis (2003). O tempo de contato médio do martelo com o topo da estaca (tc) ficou entre

0,53 e 0,84 ms caracterizando um pulso inicial com comprimento de onda relativamente pequeno [parecido em forma com o tipo A da Figura 8 de Plassmann (2001)] com resolução favorável até para deficiências pequenas nas estacas (KLINGMÜLLER; KIRSCH, 2004).

A relação L/D (comprimento dividido pelo diâmetro) das estacas em epígrafe varia de 23,56 a 27,82. O espectro de frequências gerado tende a ter parcela significativa compreendida entre 1190 e 1887 Hz, condizente com a faixa indicada por Finno, Gassman e Osborn (1997) para martelos com ponta de material duro (Tabela 1).

Em relação à armadura, todas as estacas foram projetadas com 6 barras de 16 mm embutidas 8 m nas estacas e 1,00 m de barras expostas conforme indicado na Figura 59.

Figura 59 – Detalhe da armadura das estacas



Fonte: O autor (2018)

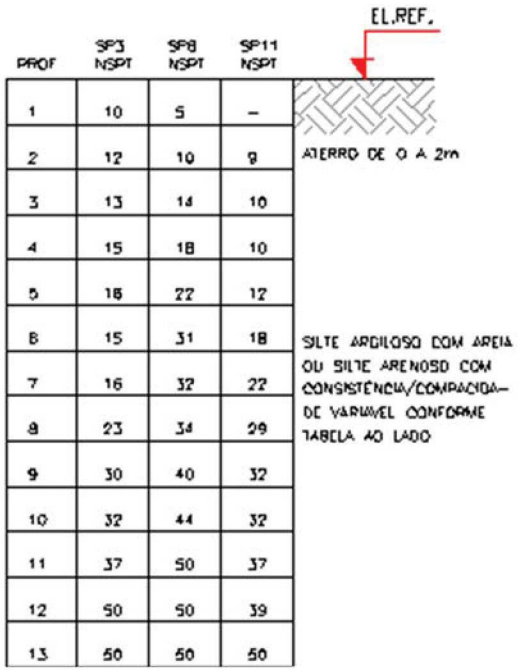
Para concluir a apresentação dos resultados e dados obtidos na pesquisa de campo que subsidiam as comparações realizadas nas análises paramétricas são indicados, então, os ensaios realizados no solo e a extração de seus parâmetros para o modelo numérico.

Como citado no Capítulo 3, foram recolhidas 6 amostras em campo do solo superficial para obtenção da massa específica natural do solo. A massa úmida do solo

foi obtida em corpos de prova de 72,00 cm^3 (6 x 6 x 2 cm). Foram obtidos os seguintes resultados finais: 1833, 1857, 1818, 1953, 1968, 1897 kg/m^3. Pelos motivos relatados no Capítulo 3, nas simulações numéricas foi considerada uma média dos valores encontrados nas 6 amostras igual, portanto, a 1888 kg/m^3.

A estimativa inicial do módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do solo foi realizada por correlação com ensaio SPT ressalvadas todas as imprecisões envolvidas nesse processo detalhadas no Capítulo 3. Os resultados obtidos nos 3 furos de sondagem, cuja locação consta na Figura 33, estão resumidos na Figura 60.

Figura 60 – Resumo dos resultados obtidos nos relatórios de sondagem – pesquisa de campo



PROF	SP3 NSPT	SP8 NSPT	SP11 NSPT
1	10	5	–
2	12	10	8
3	13	14	10
4	15	18	10
5	18	22	12
6	15	31	18
7	16	32	22
8	23	34	29
9	30	40	32
10	32	44	32
11	37	50	37
12	50	50	39
13	50	50	50

Fonte: O autor (2018)

Para estabelecer uma faixa de valores para os parâmetros do solo, estudou-se algumas características geológico-geotécnicas além do furo de sondagem SPT. A formação geológica em que se insere a nova unidade fabril é o complexo Gnáissico-Migmatítico (MINEROPAR, 2005). Complementando a análise geológica-geotécnica inicial, obtém-se no mapa de adequabilidade do estudo de macroestruturação urbana da cidade em que se localiza a obra, uma indicação da possível origem do solo no local, oriundo das rochas matriz. Tratam-se, segundo o mapa citado, de solos predominantemente residuais (maduros e jovens), rochas alteradas de cor cinza escura a avermelhada preservando estruturas reliquiares da rocha original. Nível

freático médio de 3,80 m e resistência a penetração aumentando com a profundidade (SUDERHSA, 2000).

Nos resultados obtidos nos ensaios SPT (Figura 60), nota-se uma tendência de crescimento do N do SPT com a profundidade, exatamente como estimado nos mapas da SUDERHSA (2000). Já o nível do lençol freático variou de 8,33 m a 8,67 m de profundidade, mais profundo, portanto, do que a média apontada para a região nos estudos de adequabilidade.

A classificação do solo variou de silte argiloso com areia a silte arenoso. Solos com essas características podem apresentar amplas faixas de variação para o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson. Considera-se que o coeficiente de Poisson possa variar entre 0,30 e 0,50 (BOWLES, 1977) sendo adotado o valor médio de 0,40 nas simulações. Quanto ao módulo de elasticidade, considerando que o ensaio PIT está associado com baixíssima deformação e com condições não drenadas, adotaram-se para as estimativas iniciais os limites inferior e superior encontrados por Stroud (1989) para relações q/q_{ult} (grau de carregamento) muito baixas (Equação 50).

$$2 \leq \frac{Eu}{NSPT,60} \leq 16 \qquad (50)$$

Sendo:

Eu = módulo de elasticidade não drenado (em MPa),

$N_{SPT,60}$ = N do SPT corrigido para 60% de energia aplicada em relação à teórica (considerado nesta pesquisa com o valor médio de 1,20 x N_{SPT}).

No Capítulo 6 são apresentadas diversas figuras comparando os resultados obtidos nas simulações numéricas com os reflectogramas obtidos nos ensaios PIT realizados em campo. Por este motivo, para evitar a repetição de informações, neste Capítulo 5 não são apresentados os resultados dos ensaios PIT realizados.

5.2.2 Banco de dados

Diferentemente das estacas detalhadas no item 5.1 desta pesquisa, para as selecionadas no banco de dados não se dispõe de gráficos de monitoramento para confirmação dos comprimentos efetivamente executados, nem de ensaios de solo

complementares aos SPTs ou ensaios de rompimento de corpos de prova. Por estes motivos, a forma de obtenção dos parâmetros de solo, do concreto e da geometria da estaca e suas armaduras difere da utilizada nas estacas da pesquisa de campo conforme resumido nos Quadros 4 e 5. Na Tabela 8 apresentada no Capítulo 3 estão resumidas as principais características geométricas das estacas (diâmetro e comprimento) e suas armaduras (número e bitola das barras, comprimento embutido). Neste item é dada ênfase, portanto, à obtenção dos parâmetros do concreto e do solo necessários para as simulações numéricas.

O f_{ck} do concreto foi atribuído, para as estacas dos Grupos 2 a 5, como sendo igual ao especificado em projeto (20 MPa) e o coeficiente de Poisson estimado como sendo igual a 0,20 [ABNT NBR 6118 (2014)]. O módulo de elasticidade dinâmico foi calculado pelas Equações 1, 3 e 4 resultando em 30589,41 MPa. No Capítulo 6 esse valor foi comparado com o obtido a partir da velocidade de propagação das ondas.

Foram obtidos, então, o tempo médio de contato com o martelo em cada grupo de estacas (tc) e a força média aplicada (F) calculada pela Equação 11. Os resultados estão resumidos na Tabela 15.

Tabela 15 – Resumo das médias obtidas para cada grupo de estacas do banco de dados

Estacas do Grupo	tc médio (em ms)	F (em kN)
2	1,20	2,69
3	1,11	3,53
4	0,46	16,77
5	0,51	8,87

Fonte: O autor (2018)

A massa dos martelos utilizados nos ensaios foi rastreada para os Grupos 2 e 3 sendo obtido o valor de 1,50 kg. Assim como foi observado no item 5.1, não foi encontrada uma correspondência direta entre a média da força aplicada por golpe e a massa do martelo o que reforça a tese de que, em simulações do ensaio, a força média aplicada no topo da estaca tem grande variabilidade devendo ser calibrada por instrumentação do martelo ou por retroanálise a partir dos reflectogramas obtidos no ensaio, exatamente o procedimento adotado nessa pesquisa. O tempo de contato médio do martelo com o topo das estacas (tc) ficou entre 0,46 e 1,20 ms

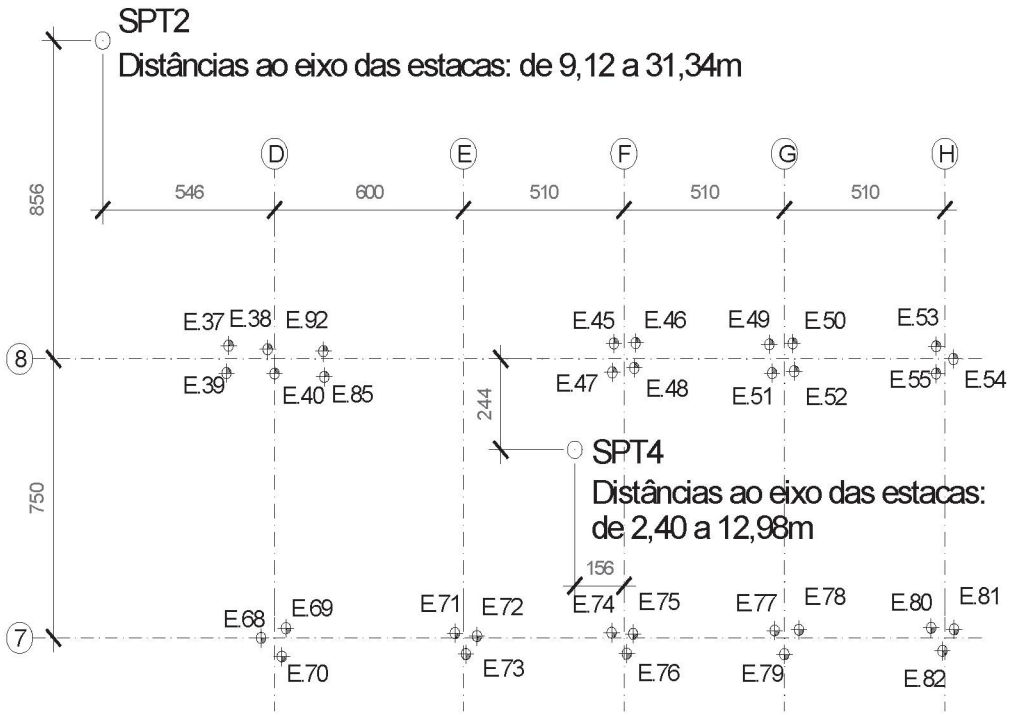
caracterizando um pulso inicial com comprimento de onda relativamente pequeno [parecido em forma com o tipo A da Figura 8 de Plassmann (2001)] com resolução favorável até para deficiências pequenas nas estacas (KLINGMÜLLER; KIRSCH, 2004).

A análise da relação entre o comprimento de onda do pulso inicial e a identificação de uma clara reflexão do sinal na ponta das estacas consta no Capítulo 6 e tem relação direta com as análises quantitativas e qualitativas do ensaio e com as interferências de alta frequência.

Em seguida são indicados, então, os ensaios realizados no solo e a extração de seus parâmetros para o modelo numérico. Como citado anteriormente, foi possível rastrear ensaios no solo somente do tipo SPT. A estimativa inicial do módulo de elasticidade, da massa específica e do coeficiente de Poisson do solo foi realizada por correlação com esses ensaios, ressalvadas todas as imprecisões envolvidas nesse processo detalhadas no Capítulo 3.

Nas Figuras 61 a 68 estão indicados: a locação dos furos de sondagem e das estacas e os resultados obtidos nos ensaios SPT realizados próximos às estacas dos Grupos 2 a 5.

Figura 61 – Locação dos furos de sondagem – banco de dados – Grupo 2



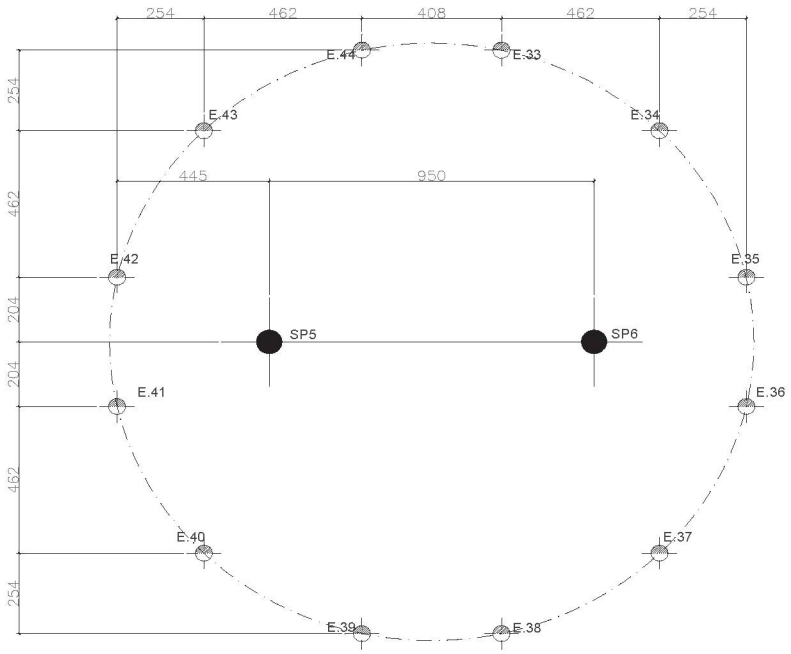
Fonte: O autor (2018)

Figura 62 – Resumo dos resultados obtidos nos relatórios de sondagem – banco de dados – Grupo 2

PROF.	SPT2 NSPT	SPT4 NSPT
1	7	20
2	4	12
3	2	4
4	2	3
5	3	4
6	9	4
7	13	6
8	14	16
9	17	20
10	23	22
11	26	35
12	20	45
13	17	48
14	20	50
15	30	50

Fonte: O autor (2018)

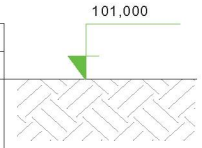
Figura 63 – Locação dos furos de sondagem – banco de dados – Grupo 3



Fonte: O autor (2018)

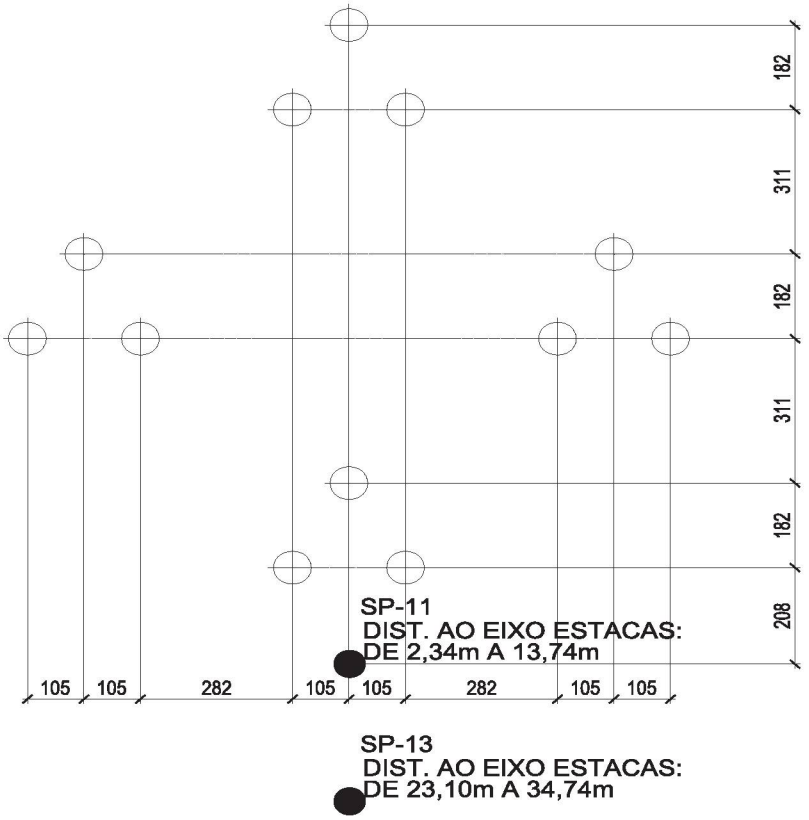
Figura 64 – Resumo dos resultados obtidos nos relatórios de sondagem – banco de dados – Grupo 3

PROF.	SP5			SP6		
	NSPT	CAMADAS	N.ÁGUA	NSPT	CAMADAS	N.ÁGUA
1	16	ARGILA SILTOSA RIJA	1,20m	12	ARGILA SILTOSA RIJA	1,30m
2	13	ARGILA SILTOSA RIJA		13	ARGILA SILTOSA RIJA	
3	14	ARGILA SILTOSA RIJA		12	ARGILA SILTOSA RIJA	
4	16	ARGILA SILTOSA RIJA		15	ARGILA SILTOSA RIJA	
5	19	ARGILA SILTOSA RIJA		18	ARGILA SILTOSA RIJA	
6	20	ARGILA ARENOSA DURA		21	ARGILA SILTOSA DURA	
7	20	ARGILA ARENOSA DURA		20	ARGILA SILTOSA DURA	
8	20	ARGILA SILTOSA DURA		22	ARGILA SILTOSA DURA	
9	19	ARGILA SILTOSA RIJA		27	ARGILA SILTOSA DURA	
10	30	ARGILA ARENOSA DURA		28	ARGILA ARENOSA DURA	
11	50	ARGILA ARENOSA DURA		30	ARGILA ARENOSA DURA	



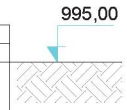
Fonte: O autor (2018)

Figura 65 – Locação dos furos de sondagem – banco de dados – Grupo 4



Fonte: O autor (2018)

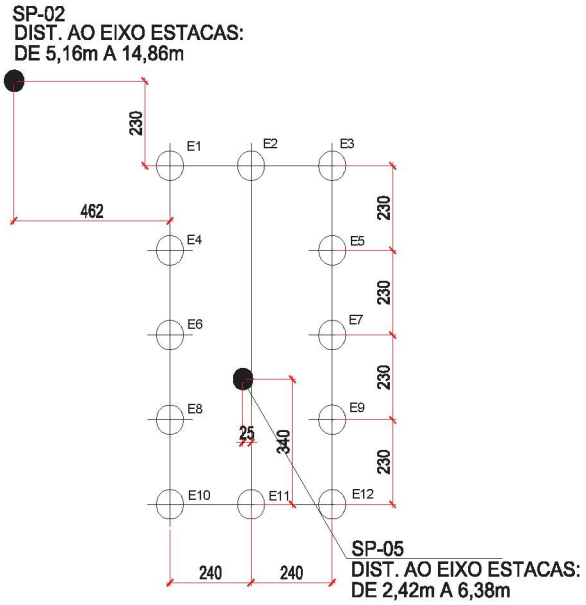
Figura 66 – Resumo dos resultados obtidos nos relatórios de sondagem – banco de dados – Grupo 4



PROF.	SP-11 NSPT	CAMADAS	N.ÁGUA	SP-13 NSPT	CAMADAS	N.ÁGUA
1	13	SILTE ARGILOSO RIJO		14	SILTE ARENOSO MED.COMP.	
2	11	SILTE ARGILOSO RIJO		16	SILTE ARENOSO MED.COMP.	
3	12	SILTE ARENOSO MED.COMP.		18	SILTE ARENOSO MED.COMP.	
4	14	SILTE ARENOSO MED.COMP.		18	SILTE ARENOSO MED.COMP.	
5	15	SILTE ARENOSO MED.COMP.		21	SILTE ARENOSO COMPACTO	
6	18	SILTE ARENOSO MED.COMP.		21	SILTE ARENOSO COMPACTO	
7	16	SILTE ARENOSO MED.COMP.		20	SILTE ARENOSO COMPACTO	
8	17	SILTE ARENOSO MED.COMP.		23	SILTE ARENOSO COMPACTO	
9	16	SILTE ARENOSO MED.COMP.		22	SILTE ARENOSO COMPACTO	
10	18	SILTE ARENOSO MED.COMP.		26	SILTE ARENOSO MED.COMP.	
11	19	SILTE ARENOSO COMPACTO		22	SILTE ARENOSO COMPACTO	
12	25	SILTE ARENOSO COMPACTO		23	SILTE ARENOSO COMPACTO	
13	22	SILTE ARENOSO COMPACTO		26	SILTE ARENOSO COMPACTO	
14	21	SILTE ARENOSO COMPACTO		29	SILTE ARENOSO COMPACTO	
15	19	SILTE ARENOSO COMPACTO		38	SILTE ARENOSO COMPACTO	
16	22	SILTE ARENOSO COMPACTO		40	SILTE ARENOSO MUITO COMP.	
17	23	SILTE ARENOSO COMPACTO		43	SILTE ARENOSO MUITO COMP.	
18	40	SILTE ARGILOSO DURO		50	SILTE ARENOSO MUITO COMP.	
19	37	SILTE ARGILOSO DURO		50	SILTE ARENOSO MUITO COMP.	
20	36	SILTE ARENOSO COMPACTO		50	SILTE ARENOSO MUITO COMP.	
21	43	SILTE ARENOSO MUITO COMP.		50	SILTE ARENOSO MUITO COMP.	

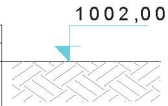
Fonte: O autor (2018)

Figura 67 – Locação dos furos de sondagem – banco de dados – Grupo 5



Fonte: O autor (2018)

Figura 68 – Resumo dos resultados obtidos nos relatórios de sondagem – banco de dados – Grupo 5



PROF.	SP-02			SP-05		
	NSPT	CAMADAS	N.ÁGUA	NSPT	CAMADAS	N.ÁGUA
1	12	SILTE ARGILOSO RIJO	1,77m	18	SILTE ARGILOSO RIJO	
2	12	SILTE ARGILOSO RIJO		11	SILTE ARGILOSO RIJO	
3	14	SILTE ARGILOSO RIJO		12	SILTE ARGILOSO RIJO	
4	16	SILTE ARGILOSO RIJO		16	SILTE ARGILOSO RIJO	
5	17	SILTE ARGILOSO RIJO		17	SILTE ARGILOSO RIJO	
6	17	SILTE ARGILOSO RIJO		10	SILTE ARGILOSO MÉDIO	
7	18	SILTE ARGILOSO RIJO		11	SILTE ARGILOSO RIJO	
8	23	SILTE ARGILOSO DURO		11	SILTE ARENOSO MED.COMP.	
9	20	SILTE ARGILOSO DURO		12	SILTE ARENOSO MED.COMP.	
10	17	SILTE ARGILOSO RIJO		12	SILTE ARENOSO MED.COMP.	
11	21	SILTE ARGILOSO DURO		14	SILTE ARENOSO MED.COMP.	
12	30	SILTE ARGILOSO DURO		13	SILTE ARENOSO MED.COMP.	
13	23	SILTE ARGILOSO DURO		18	SILTE ARGILOSO RIJO	
14	23	SILTE ARGILOSO DURO		12	SILTE ARGILOSO RIJO	
15	22	SILTE ARGILOSO DURO		11	SILTE ARGILOSO RIJO	
16	32	SILTE ARGILOSO DURO		14	SILTE ARGILOSO RIJO	
17	21	SILTE ARGILOSO DURO		15	SILTE ARGILOSO RIJO	
18	22	SILTE ARGILOSO DURO		19	SILTE ARENOSO COMPACTO	
19	18	SILTE ARGILOSO RIJO		21	SILTE ARENOSO COMPACTO	
20	17	SILTE ARGILOSO RIJO		19	SILTE ARENOSO COMPACTO	
21	31	SILTE ARGILOSO DURO		22	SILTE ARGILOSO DURO	
22	26	SILTE ARGILOSO DURO		40	SILTE ARGILOSO DURO	

Fonte: O autor (2018)

Nas Figuras 61 a 68 observa-se uma heterogeneidade de consistência/compacidade e classificação do solo nos diversos grupos contemplados no banco de dados porém todos com características condizentes com solos da Formação Guabirotuba. Foram adotados os valores de coeficiente de Poisson de 0,4 e massa específica de 1800 kg/m^3 para todos os tipos de solo abrangidos na pesquisa.

Para estimativa inicial do módulo de elasticidade do solo foi adotada a Equação 50 sendo que para solos dessa formação é esperado que os valores de E_u em baixas deformações fiquem mais próximos do limite superior como demonstrou Kormann (2002) que chegou em uma relação E_u/N_{SPT} = 14,7 ($E_u/N_{SPT,60}$ =12,25 aproximadamente).

No Capítulo 6 são apresentadas diversas figuras comparando os resultados obtidos nas simulações numéricas com os reflectogramas obtidos nos ensaios PIT realizados em campo. Por este motivo, para evitar a repetição de informações, neste Capítulo 5 não são apresentados os resultados dos ensaios PIT realizados.

6 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS, COMPARAÇÃO COM RESULTADOS DE CAMPO E CONCLUSÕES

Neste capítulo são realizadas as simulações nos modelos numéricos e a comparação com os resultados de campo conforme indicado no Capítulo 3 cumprindo com os objetivos da pesquisa. No item 6.1 é feita a análise relacionada com a estimativa de velocidade de propagação de ondas de tensão na estaca a partir das propriedades dinâmicas do concreto. No item 6.2 são realizadas as comparações entre os efeitos de amortecimento do solo simulados numericamente e os observados em ensaios PIT. No item 6.3 são analisados os efeitos na transição entre trecho armado e não armado. Por fim, no item 6.4 são apresentadas conclusões tiradas a partir das análises realizadas nos itens 6.1 a 6.3 incluindo um novo sistema de classificação de possíveis danos nas estacas na transição do trecho armado para o não armado de estacas baseado na diferença de amplitudes das ondas inicial e refletida nessa região.

6.1 PROPRIEDADES DO CONCRETO E VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS DE TENSÃO

As propriedades elásticas do concreto das estacas têm influência direta nos resultados obtidos em ensaios PIT. Nos Quadros 4 e 5 apresentados no Capítulo 5 foi proposta uma forma de obtenção desses parâmetros. Neste item é feita uma análise para comparar se os valores encontrados para as propriedades do concreto estão próximos dos obtidos nos ensaios PIT.

Iniciando pelo Grupo 1, na Tabela 13 foram indicados os valores de módulo de elasticidade dinâmico calculados a partir da resistência à compressão do concreto obtida por ensaios de rompimento de corpos de prova (E_{dyn} calculado). Na Tabela 16 é apresentada uma comparação entre o E_{dyn} calculado e o módulo de elasticidade dinâmico obtido por retroanálise a partir da velocidade de propagação de ondas (cp) observada nos ensaios PIT realizados admitindo $\nu = 0{,}20$ e $\rho = 2300$ kg/m^3.

Tabela 16 – Resumo das resistências do concreto das estacas obtidas em corpos de prova e estimativas do E_{dyn} – Estacas do Grupo 1

Estaca	Data de concretagem	fck (em MPa)	E_{dyn} calculado (em MPa)	cp no PIT (em m/s)	E_{dyn} calibrado (em MPa)	Diferença (%)
E1, E6	10/10/2016	32,5	31742,48	4000	33120	4,34%
E2, E5	11/10/2016	29,7	30206,39	4400	40075,2	32,67%
E3	10/10/2016	33,7	32323,18	4400	40075,2	23,98%
E4, E7	11/10/2016	27,5	29066,11	4400	40075,2	37,88%
E8	10/10/2016	33,7	32323,18	4250	37389,38	15,67%
E9	10/10/2016	24,5	27560,19	4300	38274,3	38,88%
E10	13/10/2016	24,0	26870,67	4000	33120	23,26%
E11	10/10/2016	42,7	36384,22	4000	33120	-8,97%
E12	11/10/2016	32,7	31695,27	4250	37389,38	17,97%
E13	11/10/2016	26,0	28262,28	3600	26827,2	-5,08%
E14	13/10/2016	24,5	27149,13	3800	29890,8	10,10%
E15	11/10/2016	32,7	31695,27	4350	39169,58	23,58%
E16	10/10/2016	42,7	36384,22	4200	36514,8	0,36%
E17	13/10/2016	24,0	26870,67	3850	30682,58	14,19%
E18	11/10/2016	26,7	28640,21	4100	34796,7	21,50%
E19	10/10/2016	43,5	36723,47	4000	33120	-9,81%
E20	13/10/2016	28,0	29023,64	4400	40075,2	38,08%
E21	11/10/2016	26,7	28640,21	4200	36514,8	27,49%
E22	10/10/2016	30,0	30497,19	4100	34796,7	14,10%
E23	13/10/2016	28,0	29023,64	4000	33120	14,11%
E24	10/10/2016	43,5	36723,47	4350	39169,58	6,66%
E25,E30	11/10/2016	28,2	29433,72	4000	33120	12,52%
E26	13/10/2016	22,5	26017,41	4100	34796,7	33,74%
E27,E32	10/10/2016	31,2	31101,15	4200	36514,8	17,41%
E28	13/10/2016	25,0	27424,76	4200	36514,8	33,15%
E29	13/10/2016	22,5	26017,41	4000	33120	27,30%
E31	13/10/2016	25,0	27424,76	4300	38274,3	39,56%
E33	15/10/2016	25,5	27345,69	4400	40075,2	46,55%
E34	15/10/2016	22,5	25686,81	4400	40075,2	56,01%
E35	11/10/2016	26,2	28370,77	4300	38274,3	34,91%
E36	13/10/2016	29,0	29537,37	4200	36514,8	23,62%
E37	17/10/2016	23,5	25835,36	4000	33120	28,20%
E38	13/10/2016	25,2	27534,24	4000	33120	20,29%
E39	13/10/2016	29,0	29537,37	4000	33120	12,13%
E40	11/10/2016	26,2	28370,77	4200	36514,8	28,71%

Fonte: O autor (2018)

Nota-se que para a maior parte das estacas a diferença é significativa. Além disso, não se nota uma diferença entre o valor calculado e o obtido por calibração aproximadamente constante de uma estaca para outra.

O mesmo procedimento é adotado para as estacas dos Grupos 2 a 5 com resultados indicados na Tabela 17. Ressalte-se que, diferentemente das estacas do Grupo 1, o Edyn calculado foi obtido diretamente a partir da resistência à compressão

do concreto especificada em projeto (sendo igual a 30589,41 MPa) e não de ensaios de rompimento de corpos de prova.

Tabela 17 – Resumo das estimativas do E_{dyn} calibrado e diferenças para o Edyn Calculado – Estacas dos Grupos 2 a 5

continua

Estacas do Grupo	Número da Estaca	cp no PIT (em m/s)	E_{dyn} calibrado (em MPa)	Diferença (%)
2	E37	4200	36514,80	19,37%
2	E38	4200	36514,80	19,37%
2	E39	4200	36514,80	19,37%
2	E40	4200	36514,80	19,37%
2	E45	4200	36514,80	19,37%
2	E46	4200	36514,80	19,37%
2	E47	3800	29890,80	-2,28%
2	E48	3606	26916,70	-12,01%
2	E49	3500	25357,50	-17,10%
2	E50	3949	32280,82	5,53%
2	E51	4200	36514,80	19,37%
2	E52	4200	36514,80	19,37%
2	E53	4200	36514,80	19,37%
2	E54	3800	29890,80	-2,28%
2	E55	4200	36514,80	19,37%
2	E68	3800	29890,80	-2,28%
2	E69	3800	29890,80	-2,28%
2	E70	4200	36514,80	19,37%
2	E71	3745	29031,80	-5,09%
2	E72	4100	34796,70	13,75%
2	E73	4200	36514,80	19,37%
2	E74	3600	26827,20	-12,30%
2	E75	3700	28338,30	-7,36%
2	E76	3800	29890,80	-2,28%
2	E77	4200	36514,80	19,37%
2	E78	4200	36514,80	19,37%
2	E79	4200	36514,80	19,37%
2	E80	3800	29890,80	-2,28%
2	E81	3941	32150,17	5,10%
2	E82	3500	25357,50	-17,10%
2	E85	4200	36514,80	19,37%
2	E92	4200	36514,80	19,37%

Tabela 17 – Resumo das estimativas do E_{dyn} calibrado e diferenças para o Edyn Calculado – Estacas dos Grupos 2 a 5

conclusão

3	E33	4154	35719,33	16,77%
3	E34	4200	36514,80	19,37%
3	E35	4200	36514,80	19,37%
3	E36	4200	36514,80	19,37%
3	E37	4195	36427,91	19,09%
3	E38	4109	34949,63	14,25%
3	E39	4200	36514,80	19,37%
3	E40	4200	36514,80	19,37%
3	E41	3816	30143,04	-1,46%
3	E42	4200	36514,80	19,37%
3	E43	4100	34796,70	13,75%
3	E44	4100	34796,70	13,75%
4	E1	4300	38274,30	25,12%
4	E2	3900	31484,70	2,93%
4	E3	3900	31484,70	2,93%
4	E4	3900	31484,70	2,93%
4	E5	4300	38274,30	25,12%
4	E6	4300	38274,30	25,12%
4	E7	3900	31484,70	2,93%
4	E8	4200	36514,80	19,37%
4	E9	3900	31484,70	2,93%
4	E10	3900	31484,70	2,93%
4	E11	3900	31484,70	2,93%
4	E12	4100	34796,70	13,75%
5	E1	3900	31484,70	2,93%
5	E2	3900	31484,70	2,93%
5	E3	3900	31484,70	2,93%
5	E4	3900	31484,70	2,93%
5	E5	3900	31484,70	2,93%
5	E6	3900	31484,70	2,93%
5	E7	3900	31484,70	2,93%
5	E8	3900	31484,70	2,93%
5	E9	3900	31484,70	2,93%
5	E10	3900	31484,70	2,93%
5	E11	3900	31484,70	2,93%
5	E12	3900	31484,70	2,93%

Fonte: O autor (2018)

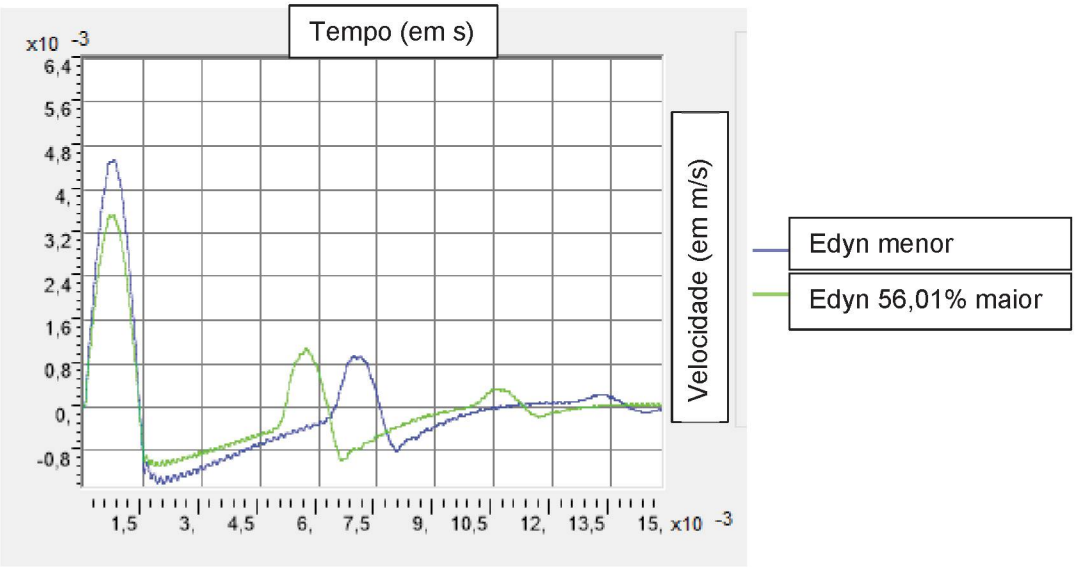
Assim como para as estacas do Grupo 1, nota-se que, para a maior parte das estacas, a diferença é significativa. Além disso, não se nota uma diferença entre o valor calculado e o obtido por calibração aproximadamente constante de uma estaca para outra.

As diferenças encontradas entre o E_{dyn} calculado e o calibrado podem ser explicadas por vários fatores dentre os quais se destacam: o E_{dyn} calibrado foi calculado considerando a massa específica do concreto fixa em 2300 kg/m^3 mas esse valor pode variar na estaca. Como são duas incógnitas e apenas uma equação e a massa específica apresenta uma faixa de variação menor que o módulo de elasticidade, optou-se por atribuir esse valor à massa específica e calcular o E_{dyn}.

Além disso, a estimativa direta do E_{dyn} a partir da resistência do concreto à compressão obtida em ensaios de rompimento de corpos de prova, como no caso do Grupo 1 é uma simplificação que não leva em consideração fatores como: a diferença do concreto extraído por amostragem do caminhão e do concreto aplicado na estaca, os erros de estimativa de resistência do concreto induzidos pela própria amostragem e pelos métodos de ensaio, a variação de módulo de elasticidade ao longo do comprimento da estaca, as diferenças de comprimento estimado versus real das estacas, as variações na relação entre a resistência e o módulo de elasticidade ao longo do tempo em função da temperatura na concretagem, aditivos e outros fatores (assuntos destacados no item 2.2 desta pesquisa). Também não se leva em conta as diferenças entre módulo de elasticidade e massa específica no trecho armado.

Focando nas simulações numéricas que são realizadas nesta pesquisa, a atribuição nos modelos de um módulo de elasticidade dinâmico calculado a partir da resistência do concreto teria como efeito prático variações na amplitude dos sinais recebidos e nos tempos transcorridos entre o impacto do martelo e a recepção dos sinais de reflexão. Para ilustrar essa afirmação, apresenta-se na Figura 69 uma comparação entre os resultados obtidos em duas simulações em uma estaca hipotética em que se mantiveram todas as características da estaca e do solo e só variou-se o módulo de elasticidade em 56,01% (caso extremo, maior diferença encontrada nas Tabelas 16 e 17).

Figura 69 – Comparação entre resultados variando o módulo de elasticidade do concreto – estaca hipotética



Fonte: O autor (2018)

Ainda que a forma dos sinais se mantenha e, por conseguinte, a interpretação do reflectograma não varie de uma simulação para outra, observa-se que a amplitude do sinal inicial é menor com o maior módulo de elasticidade do concreto e as reflexões posteriores ocorrem em tempo menor, afirmações dedutíveis com auxílio das Equações 5 e 11.

Em suma, demonstrou-se pelos cálculos realizados que a estimativa da velocidade de propagação de ondas de tensão (cp) no concreto obtida a partir de resultados de rompimento de corpos de prova ou de relações diretas com o f_{ck} de projeto não coincide com a obtida diretamente no ensaio físico (PIT) nem é possível encontrar uma tendência. Portanto, para a previsão da velocidade de propagação de ondas em um ensaio PIT (antes de realizá-lo) deve ser admitida uma faixa de variação ou realizado um procedimento de medição em campo com o uso de dois acelerômetros instalados a uma distância conhecida ao longo do fuste da estaca (tendo a distância e o tempo decorrido para o sinal ir de um ponto a outro tem-se a velocidade “cp”).

Em simulações numéricas realizadas após a realização do ensaio PIT em campo, a calibração do módulo de elasticidade dinâmico do concreto por retroanálise usando a Equação 5 é recomendável.

6.2 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS E COMPARAÇÃO COM RESULTADOS DE CAMPO – EFEITO DE AMORTECIMENTO GERADO PELO SOLO

Conforme indicado na Tabela 9 do Capítulo 3, nesta pesquisa são realizadas 20 (vinte) simulações nos modelos numéricos. Neste item são destacadas as 5 (cinco) simulações indicadas com um asterisco na Tabela 9 que permitem uma comparação entre a previsão numérica do amortecimento do solo e o observado nos ensaios PIT realizados nas estacas dos Grupos 1 a 5.

Como cada um desses grupos é composto de várias estacas, as comparações foram realizadas considerando propriedades médias de cada grupo. O procedimento de tirar médias dos reflectogramas obtidos em vários golpes do martelo em uma mesma estaca é comum e é recomendado nas normas e na literatura técnica para ressaltar as características mais importantes relacionadas com a integridade da estaca. Como nas análises realizadas pretende-se ressaltar as características e parâmetros de um grupo de estacas e o solo circundante e não de uma estaca em específico apenas, adotou-se um procedimento similar, tirando médias dos resultados encontrados.

6.2.1 Simulação 2 x Grupo 2 do banco de dados

A simulação 2 é realizada considerando estacas de 0,30 m de diâmetro com comprimento de 15,00 m e taxa de armadura de 1,14%. O Grupo 2 do banco de dados é composto por estacas com diâmetro, comprimento e taxa de armadura (4 barras de 16 mm inseridas 4,60 m nas estacas) iguais aos simulados numericamente. Sendo assim, a simulação 2 corresponde às estacas do Grupo 2.

A força aplicada no impacto (2,69 kN) e o tempo de contato do martelo com a estaca (1,20 ms) considerados nos modelos representam a média observada nas estacas do Grupo 2.

Quanto às propriedades do concreto, entre o trecho armado e o não armado existe uma variação de massa específica e módulo de elasticidade cuja consideração é importante nessa etapa da pesquisa. Aplica-se, portanto, dos princípios básicos de resistência dos materiais, as relações indicadas nas Equações 51 e 52.

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \tag{51}$$

$$\frac{\sigma_c}{E_c} = \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{\sigma_{CA}}{E_{CA}} \tag{52}$$

Sendo:

E = módulo de elasticidade de um material;

ε = deformação de um material;

σ = tensão atuante em um material;

E_c = módulo de elasticidade do concreto (sem armadura);

E_s = módulo de elasticidade do aço;

E_{CA} = módulo de elasticidade do concreto armado;

σ_c= tensão atuante no concreto;

σ_s= tensão atuante no aço;

σ_{CA}= tensão atuante no concreto armado.

A Equação 52 parte do pressuposto que uma seção composta por dois materiais distintos (aço e concreto como é o caso da estaca) submetida a uma determinada tensão tem uma deformação específica igual para todos os materiais que a compõem. Sendo as deformações iguais, as tensões atuantes em cada material (aço e concreto) são proporcionais aos seus módulos de elasticidade. Para a obtenção do módulo de elasticidade no trecho armado e não armado no entanto, essa equação é insuficiente, tendo mais incógnitas que sistemas de equações que possam ser derivados dela. A Equação 53 a complementa e fornece os subsídios necessários para a obtenção, então, dos valores dos módulos de elasticidade nos trechos armado e não armado separadamente.

$$\frac{E_{CA} \times I_{CA} + E_c \times I_{na}}{I_{total}} = E_{dynmédio} \tag{53}$$

Sendo:

E_{CA} = módulo de elasticidade do trecho de concreto armado;

E_C = módulo de elasticidade do concreto sem armadura;

l_{CA} = comprimento do trecho com armadura da estaca;

l_{na} = comprimento do trecho sem armadura da estaca;

l_{total} = comprimento total da estaca;

$E_{dynmédio}$= módulo de elasticidade dinâmico médio.

Procedimento semelhante foi realizado com a massa específica do concreto tendo a média assumida de 2300 kg/m^3, os comprimentos de trecho armado e não armado e a massa específica do aço (7850 kgf/m^3). Sendo assim, dado que as estacas da simulação 2 têm 15,00 m totais sendo 4,60 m armados e 10,40 m não armados, calculam-se as propriedades em cada trecho como sendo: trecho não armado com E_{dyn} médio = 36102,4 MPa, ν = 0,20 e ρ = 2281 kg/m^3 e trecho armado com E_{dyn} médio = 38080,4 MPa, ν = 0,20 e ρ = 2344 kg/m^3).

As propriedades do solo foram atribuídas como sendo iguais a ν = 0,40 e ρ = 1800 kg/m^3 conforme indicado no Capítulo 5. O módulo de elasticidade do solo considerado para cada camada, calculado pela relação indicada na Equação 50, está indicado na Tabela 18 (foi tomado o valor médio de 9 x $N_{SPT,60}$).

Tabela 18 – Módulo de elasticidade do solo estimado para cada camada – Simulação 2

Profundidade	SPT2 - Nspt	SPT4 - Nspt	Estimativa Esolo (MPa)
De 0 a 1m	7	20	De 75,6 a 216,0
De 1 a 2m	4	12	De 43,2 a 129,6
De 2 a 3m	2	4	De 21,6 a 43,2
De 3 a 4m	2	3	De 21,6 a 32,4
De 4 a 5m	3	4	De 32,4 a 43,2
De 5 a 6m	9	4	De 43,2 a 97,2
De 6 a 7m	13	6	De 64,8 a 140,4
De 7 a 8m	14	16	De 151,2 a 172,8
De 8 a 9m	17	20	De 183,6 a 216,0
De 9 a 10m	23	22	De 237,6 a 248,4
De 10 a 11m	26	35	De 280,8 a 378,0
De 11 a 12m	20	45	De 216,0 a 486,0
De 12 a 13m	17	48	De 183,6 a 518,4
De 13 a 14m	20	50	De 216,0 a 540,0
De 14 a 15m	30	50	De 324,0 a 540,0

Fonte: O autor (2018)

Na Tabela 19 são resumidas as propriedades do solo, calculadas para cada camada, considerando os valores mais baixos dentro da faixa de variação de módulo de elasticidade indicada na Tabela 18.

Tabela 19 – Cálculo dos coeficientes de amortecimento e constantes elásticas para aplicação no modelo – Simulação 2/Grupo 2

Camada de solo	Coeficiente de amortecimento no fuste (em Ns/m²)	Constante elástica no fuste (em N/m²)	Constante elástica na ponta (em N/m)	Coeficiente de amortecimento na ponta (em Ns/m)
De 0 a 1m	207773,07	74250000,00	27000000,00	28107,89
De 1 a 2m	157061,68	42428571,43	15428571,43	21247,57
De 2 a 3m	111059,38	21214285,71	7714285,71	15024,30
De 3 a 4m	111059,38	21214285,71	7714285,71	15024,30
De 4 a 5m	136019,40	31821428,57	11571428,57	18400,94
De 5 a 6m	157061,68	42428571,43	15428571,43	21247,57
De 6 a 7m	192360,49	63642857,14	23142857,14	26022,85
De 7 a 8m	293835,50	148500000,00	54000000,00	39750,57
De 8 a 9m	323790,95	180321428,57	65571428,57	43802,99
De 9 a 10m	368342,29	233357142,86	84857142,86	49829,97
De 10 a 11m	400430,28	275785714,29	100285714,29	54170,89
De 11 a 12m	351200,59	212142857,14	77142857,14	47511,01
De 12 a 13m	323790,95	180321428,57	65571428,57	43802,99
De 13 a 14m	351200,59	212142857,14	77142857,14	47511,01
De 14 a 15m	430131,12	318214285,71	115714285,71	58188,87

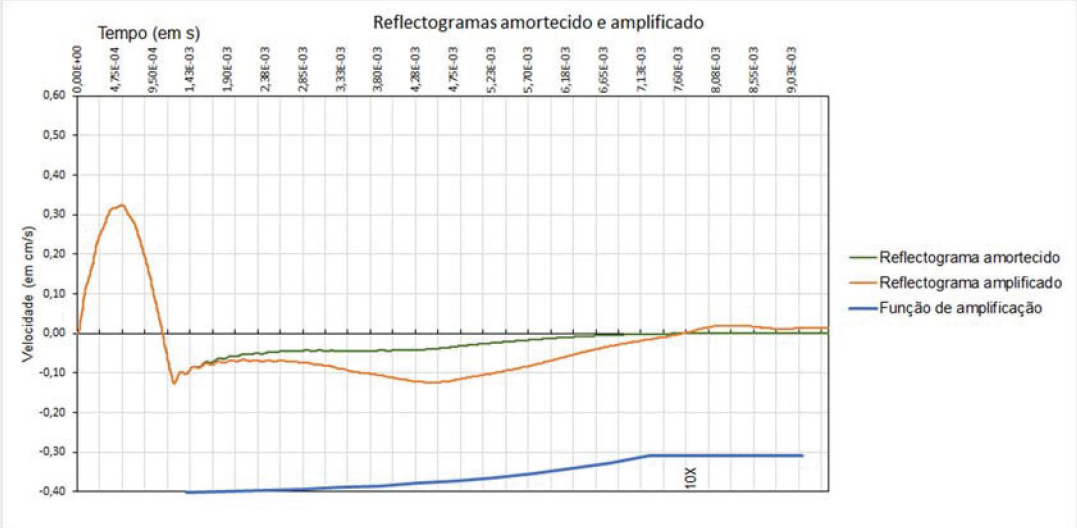
Fonte: O autor (2018)

Comparam-se, então, os resultados obtidos na simulação 2 com os resultados dos ensaios PIT das estacas do Grupo 2 do banco de dados no que tange ao amortecimento da reflexão de ponta. Na Figura 71, resultado de uma sobreposição dos gráficos dos ensaios PIT das estacas do grupo, optou-se por mostrar os limites máximos e mínimos das variações de velocidade de partícula detectadas em 24 estacas do Grupo 2 do banco de dados dado que a imagem resultante da

sobreposição de todos os reflectogramas é de difícil visualização. As 8 restantes que completam o Grupo 2 apresentaram uma variação significativa de impedância intermediária algo que gera dissipação de parte da energia do golpe do martelo. Como o objetivo inicial é calibrar e comparar as propriedades do solo e o amortecimento gerado por ele, optou-se por excluir essas 8 estacas da Figura 71.

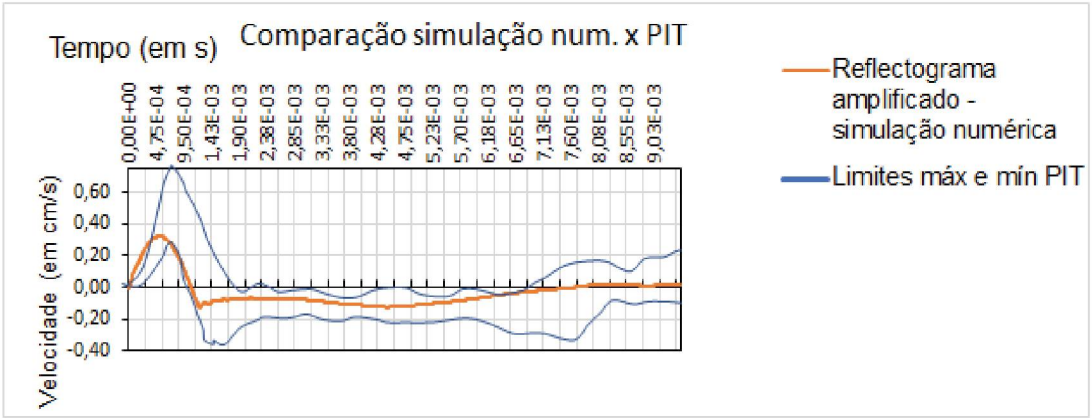
Para que essa comparação entre a simulação numérica e os resultados de campo seja possível, aplica-se ao reflectograma obtido numericamente uma função de amplificação exponencial similar à adotada no tratamento dos resultados dos ensaios PIT do Grupo 2 com máxima amplificação de 10 vezes próximo à ponta e início de amplificação após 1,50 ms do golpe do martelo (Figura 70).

Figura 70 – Reflectogramas amortecido e amplificado – simulação 2 numérica



Fonte: O autor (2018)

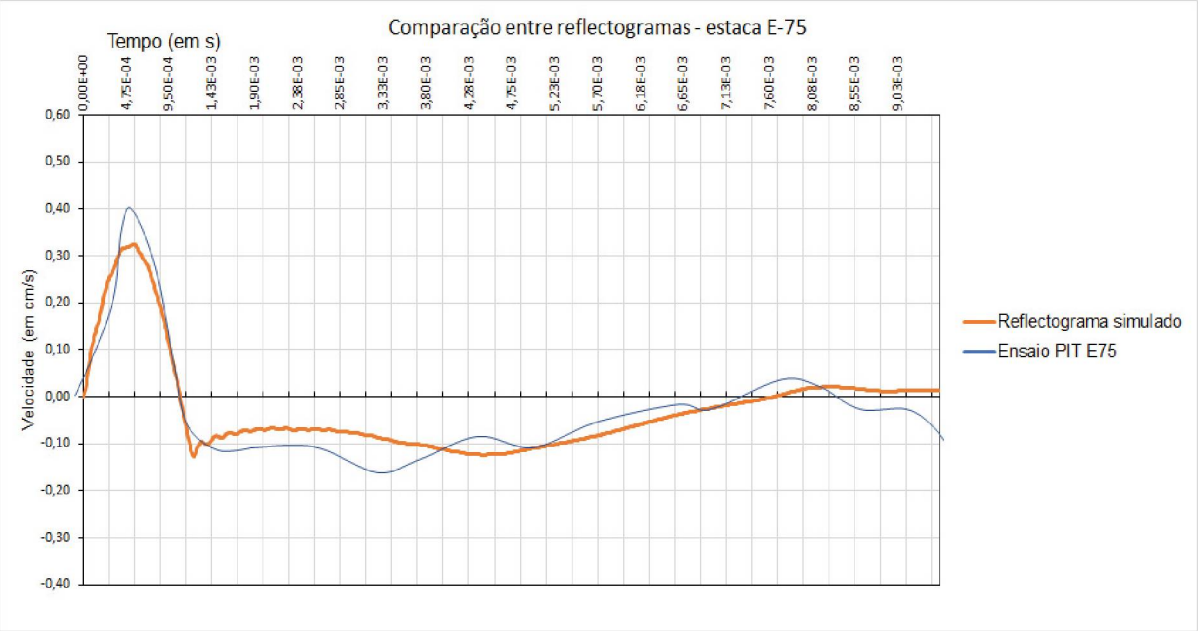
Figura 71 – Comparação entre o reflectograma amplificado obtido na simulação 2 numérica e os obtidos nos ensaios PIT das estacas do Grupo 2 do banco de dados



Fonte: O autor (2018)

O pico inicial foi calibrado para condições médias entre todas as estacas conforme relatado anteriormente. Focando na reflexão de ponta, observa-se que o amortecimento simulado fica muito próximo da média observada nos ensaios de campo. Em algumas estacas, como a E75, a similaridade do ensaio PIT com a simulação numérica é evidente (Figura 72).

Figura 72 – Comparação entre o reflectograma amplificado calibrado obtido na simulação 2 numérica e o obtido no ensaio PIT na estaca E75 do Grupo 2 do banco de dados



Fonte: O autor (2018)

Importante ressaltar que a função de amplificação adotada no tratamento dos resultados de campo (amplificação máxima de 10 vezes) não foi suficiente para igualar a amplitude do sinal de ponta com a do pico inicial como pode ser observado nas Figuras 70 a 72. O autor da presente pesquisa aplicou funções de amplificação maiores, até 140 vezes porém há uma deformação do gráfico que prejudica sua interpretação. É possível que a mesma dificuldade tenha sido encontrada pelo executor do ensaio ao fazer o tratamento dos resultados. Isso pode ser explicado porque a relação L/D nestas estacas do Grupo 2 é de cerca de 50 (15/0,3), acima do limite de 30 geralmente considerado nas publicações como a esbeltez máxima em que um ensaio PIT é aplicável para identificação clara de ponta (BUNGENSTAB; BEIM, 2015).

Fica, portanto, demonstrada a dificuldade no tratamento, interpretação dos resultados e identificação clara de ponta em estacas com esbeltez elevada (relação L/D de 50). Para esse grupo de estacas, a estimativa do amortecimento gerado pelo solo nos modelos numéricos, considerando módulos de elasticidade para cada camada obtidos por correlação com o ensaio SPT, mostrou-se satisfatória.

6.2.2 Simulação 6 x Grupo 3 do banco de dados

A simulação 6 é realizada considerando estacas de 0,50 m de diâmetro com comprimento de 10,90 m e taxa de armadura de 0,51%. O Grupo 3 do banco de dados é composto por estacas com diâmetro, comprimento e taxa de aço (5 barras de 16 mm inseridas 8,00 m nas estacas) iguais aos simulados numericamente. Sendo assim, a simulação 6 corresponde às estacas do Grupo 3.

A força aplicada no impacto (3,53 kN) e o tempo de contato do martelo com a estaca (1,11 ms) considerados nos modelos representam a média observada nas estacas do Grupo 3.

Quanto às propriedades do concreto, entre o trecho armado e o não armado existe uma variação de massa específica e módulo de elasticidade cuja consideração é importante nessa etapa da pesquisa. Aplica-se, portanto, de maneira equivalente ao realizado no item 6.2.1, as relações indicadas nas Equações 51, 52 e 53.

Sendo assim, dado que as estacas da simulação 6 têm 10,90 m totais sendo 8,00 m armados e 2,90 m não armados, calculam-se as propriedades em cada trecho como sendo: trecho não armado com E_{dyn} médio = 38768,3 MPa, ν = 0,20 e ρ = 2279 kg/m^3 e trecho armado para a simulação 6 com E_{dyn} médio = 39644,7 MPa, ν = 0,20 e ρ = 2308 kg/m^3).

As propriedades do solo foram atribuídas como sendo iguais a ν = 0,40 e ρ = 1800 kg/m^3 conforme indicado no Capítulo 5. O módulo de elasticidade do solo considerado para cada camada, calculado pela relação indicada na Equação 50, está indicado na Tabela 20 (foi tomado o valor médio de 9 x $N_{SPT,60}$).

Tabela 20 – Módulo de elasticidade do solo estimado para cada camada – Grupo 3

Profundidade a partir do topo estaca	SP5 Nspt	SP6 Nspt	Estimativa Esolo (MPa)
De 0 a 1m	16	12	De 129,6 a 172,8
De 1 a 2m	13	13	140,4
De 2 a 3m	14	12	De 129,6 a 151,2
De 3 a 4m	16	15	De 162,0 a 172,8
De 4 a 5m	19	18	De 194,4 a 205,2
De 5 a 6m	20	21	De 216,0 a 226,8
De 6 a 7m	20	20	216,0
De 7 a 8m	20	22	De 216,0 a 237,6
De 8 a 9m	19	27	De 205,2 a 291,6
De 9 a 10m	30	28	De 302,4 a 324,0
De 10 a 11m	50	30	De 324,0 a 540,0

Fonte: O autor (2018)

Na Tabela 21 são resumidas as propriedades do solo, calculadas para cada camada, considerando os valores mais baixos dentro da faixa de variação de módulo de elasticidade indicada na Tabela 20.

Tabela 21 – Cálculo dos coeficientes de amortecimento e constantes elásticas para aplicação no modelo – Simulação 6/Grupo 3

Camada de solo	Coeficiente de amortecimento no fuste (em Ns/m^2)	Constante elástica no fuste (em N/m^2)	Constante elástica na ponta (em N/m)	Coeficiente de amortecimento na ponta (em Ns/m)
De 0 a 1m	453398,0153	127285714	77142857	102227,43
De 1 a 2m	471911,6163	137892857	83571429	106401,68
De 2 a 3m	453398,0153	127285714	77142857	102227,43
De 3 a 4m	506914,3915	159107143	96428571	114293,74
De 4 a 5m	555296,8939	190928571	115714286	125202,51
De 5 a 6m	585334,3208	212142857	128571429	131975,04
De 6 a 7m	585334,3208	212142857	128571429	131975,04
De 7 a 8m	585334,3208	212142857	128571429	131975,04
De 8 a 9m	570513,3247	201535714	122142857	128633,36
De 9 a 10m	692576,9083	297000000	180000000	156154,97
De 10 a 11m	716885,2074	318214286	192857143	161635,75

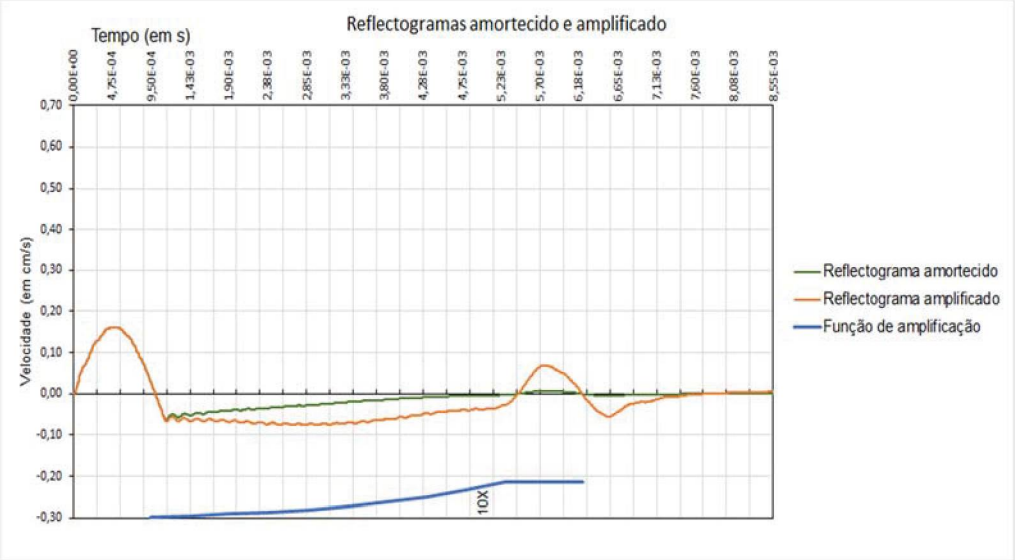
Fonte: O autor (2018)

Comparam-se, então, os resultados obtidos na simulação 6 com os resultados dos ensaios PIT das estacas do Grupo 3 do banco de dados no que tange ao amortecimento da reflexão de ponta.

Na Figura 74, resultado de uma sobreposição dos gráficos dos ensaios PIT das estacas do grupo, optou-se por mostrar os limites máximos e mínimos das variações de velocidade de partícula detectadas nas 12 estacas do Grupo 3 do banco de dados dado que a imagem resultante da sobreposição de todos os reflectogramas é de difícil visualização.

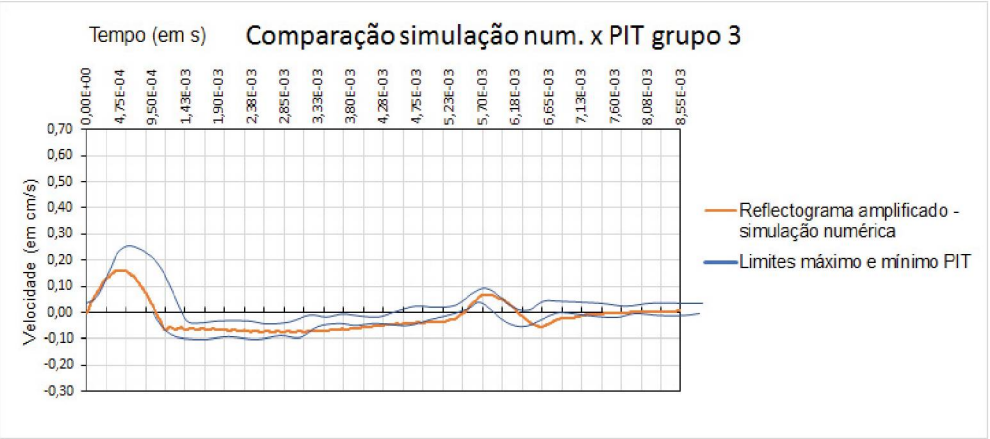
Para que a comparação entre a simulação numérica e os resultados de campo seja possível, aplica-se ao reflectograma obtido numericamente uma função de amplificação exponencial similar à adotada no tratamento dos resultados dos ensaios PIT do Grupo 3 com máxima amplificação de 10 vezes próximo à ponta e início de amplificação após 1,00 ms do golpe do martelo (Figura 73).

Figura 73 – Reflectogramas amortecido e amplificado – simulação 6 numérica



Fonte: O autor (2018)

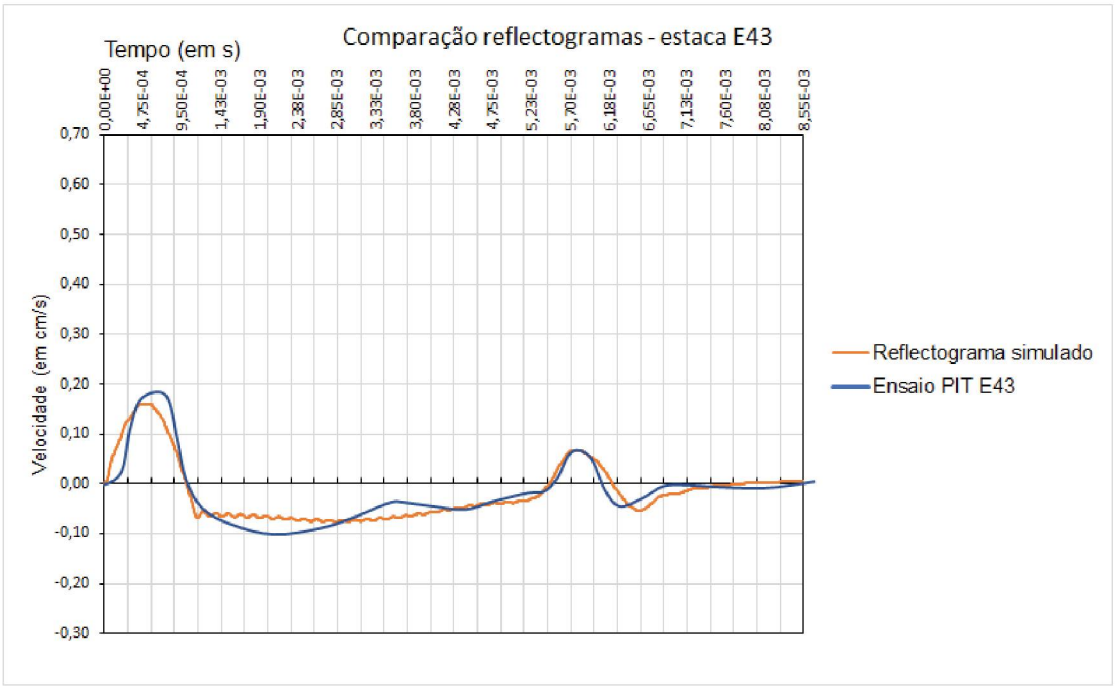
Figura 74 – Comparação entre o reflectograma amplificado obtido na simulação 6 numérica e o obtido nos ensaios PIT do Grupo 3 do banco de dados



Fonte: O autor (2018)

O pico inicial foi calibrado para condições médias entre todas as estacas conforme relatado anteriormente. Focando na reflexão de ponta, observa-se que o amortecimento simulado fica muito próximo da média observada nos ensaios de campo. Em algumas estacas, como a E43, a similaridade do ensaio PIT com a simulação numérica fica ainda mais evidente (Figura 75).

Figura 75 – Comparação entre o reflectograma amplificado calibrado obtido na simulação 6 numérica e o obtido no ensaio PIT na estaca E43 do Grupo 3 do banco de dados



Fonte: O autor (2018)

Importante ressaltar que a função de amplificação adotada no tratamento dos resultados de campo não foi suficiente para igualar a amplitude do sinal de ponta com a do pico inicial como pode ser observado nas Figuras 73 a 75. O autor da presente pesquisa aplicou funções de amplificação maiores nas simulações numéricas, sendo obtida uma correspondência com amplificações de até 25 vezes. A relação L/D nestas estacas do Grupo 3 é de cerca de 21,8 (10,9/0,5) muito inferior às estacas do Grupo 2 analisadas no item 6.2.1 ficando clara a diferença na identificação de ponta nos ensaios realizados em um grupo e no outro. Com a relação L/D abaixo de 30 a ponta foi claramente identificada com funções exponenciais de amplificação não muito elevadas.

A estimativa do amortecimento gerado pelo solo nos modelos numéricos, considerando módulos de elasticidade para cada camada obtidos por correlação com o ensaio SPT, mostrou-se novamente satisfatória.

6.2.3 Simulação 10 x Grupo 1 (estacas da pesquisa de campo)

A simulação 10 é realizada considerando estacas de 0,50 m de diâmetro com comprimento de 13,00 m e taxa de armadura de 0,61%. O Grupo 1 (estacas da pesquisa de campo) é composto por estacas com diâmetro igual ao simulado numericamente e com mesma taxa de armadura (6 barras de 16 mm inseridas 8,00 m nas estacas) permitindo uma análise comparativa com a simulação 10.

A força aplicada no impacto (8,97 kN) e o tempo de contato do martelo com a estaca (0,63 ms) foram adotados iguais à média entre os valores encontrados no grupo de estacas da pesquisa de campo (Grupo 1).

Quanto às propriedades do concreto, as características indicadas na Tabela 16 representam as propriedades médias do concreto ao longo do fuste da estaca calculadas em função da velocidade de propagação de ondas observada no ensaio PIT.

Entre o trecho armado e o não armado existe uma variação de massa específica e módulo de elasticidade cuja consideração é importante nessa etapa da pesquisa. Aplica-se, portanto, de maneira equivalente ao realizado no item 6.2.1, as relações indicadas nas Equações 51, 52 e 53 tomando por E_{dyn} médio ao longo do fuste da estaca a média dos valores obtidos por calibração em todas as estacas e resumidos na Tabela 16 (E_{dyn} = 40953,62MPa).

Sendo assim, dado que as estacas da simulação 10 têm 13,00 m totais sendo 8,00 m armados e 5,00 m não armados, calculam-se as propriedades em cada trecho como sendo: trecho não armado com E_{dyn} médio = 40312,2 MPa, ν = 0,20 e ρ = 2287 kg/m^3 e trecho armado para a simulação 10 com E_{dyn} médio = 41354,4 MPa, ν = 0,20 e ρ = 2321 kg/m^3).

As propriedades do solo foram atribuídas como sendo iguais a ν = 0,40 e ρ = 1888 kg/m^3 conforme indicado no Capítulo 5. O módulo de elasticidade do solo considerado para cada camada, calculado pela relação indicada na Equação 50, está indicado na Tabela 22 (foi tomado o valor médio de 9 x $N_{SPT,60}$).

Tabela 22 – Módulo de elasticidade do solo estimado para cada camada – Estacas do Grupo 1/Simulação 10

Profundidade a partir do topo estaca	**SP3**	**SP6**	**SP11**	**Estimativa Esolo (MPa)**
De 0 a 1m	10	5	0	De 0 a 108,0
De 1 a 2m	12	10	9	De 97,2 a 129,6
De 2 a 3m	13	14	10	De 108,0 a 151,2
De 3 a 4m	15	18	10	De 108,0 a 194,4
De 4 a 5m	16	22	12	De 129,6 a 237,6
De 5 a 6m	15	31	18	De 162,0 a 334,8
De 6 a 7m	16	32	22	De 172,8 a 345,6
De 7 a 8m	23	34	29	De 248,4 a 367,2
De 8 a 9m	30	40	32	De 324,0 a 432,0
De 9 a 10m	32	44	32	De 58,9 a 133,0
De 10 a 11m	37	50	37	De 399,6 a 540,0
De 11 a 12m	50	50	39	De 421,2 a 540,0
De 12 a 13m	50	50	50	540,0

Fonte: O autor (2018)

Na Tabela 23 são resumidas as propriedades do solo, calculadas para cada camada, considerando os valores mais baixos dentro da faixa de variação de módulo de elasticidade indicada na Tabela 22.

Tabela 23 – Cálculo dos coeficientes de amortecimento e constantes elásticas para aplicação no modelo – Estacas do Grupo 1/Simulação 10

Camada de solo	Coeficiente de amortecimento no fuste (em Ns/m²)	Constante elástica no fuste (em N/m²)	Constante elástica na ponta (em N/m)	Coeficiente de amortecimento na ponta (em Ns/m)
De 0 a 1m	0	0	0	0
De 1 a 2m	402137,8844	95464286	57857143	90669,829
De 2 a 3m	423890,5494	106071429	64285714	95574,391
De 3 a 4m	423890,5494	106071429	64285714	95574,391
De 4 a 5m	464348,8316	127285714	77142857	104696,5
De 5 a 6m	519157,7764	159107143	96428571	117054,25
De 6 a 7m	536183,8458	169714286	102857143	120893,11
De 7 a 8m	642861,8475	243964286	147857143	144945,74
De 8 a 9m	734199,9683	318214286	192857143	165539,7
De 9 a 10m	399455,1742	94194827	57087774	90064,959
De 10 a 11m	815369,7517	392464286	237857143	183841,01
De 11 a 12m	837116,761	413678571	250714286	188744,3
De 12 a 13m	947848,0834	530357143	321428571	213710,84

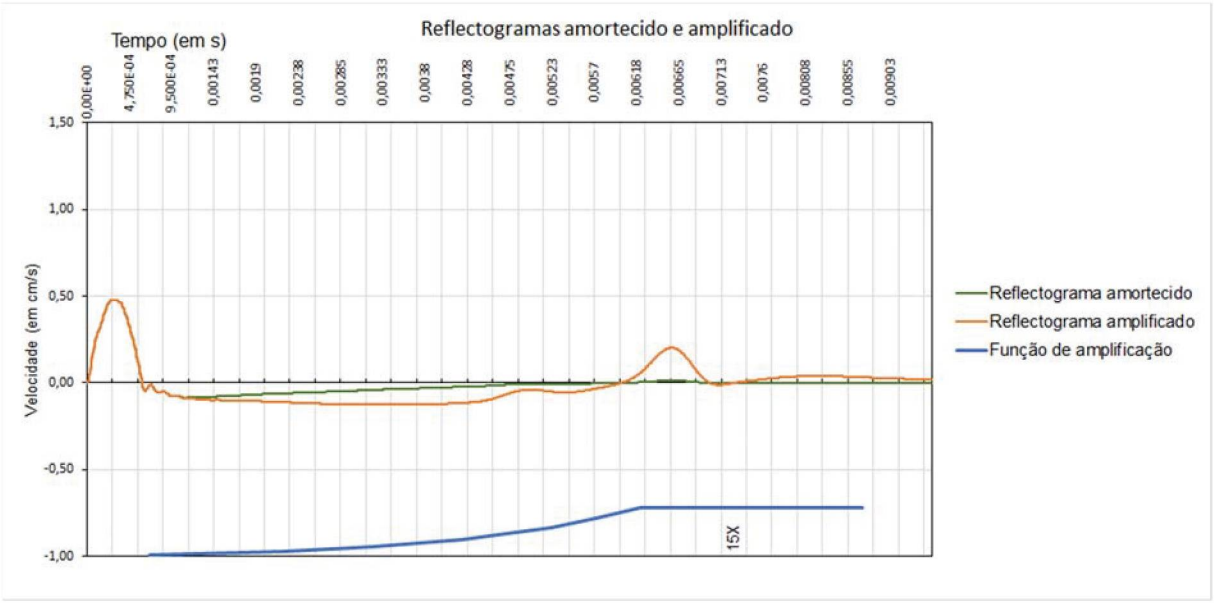
Fonte: O autor (2018)

Comparam-se, então, os resultados obtidos na simulação 10 com os resultados dos ensaios PIT das estacas do Grupo 1 no que tange ao amortecimento da reflexão de ponta.

Na Figura 77 optou-se por mostrar os limites máximos e mínimos das variações de velocidade de partícula detectadas nas estacas do Grupo 1 dado que a sobreposição de todos os reflectogramas dificulta a visualização.

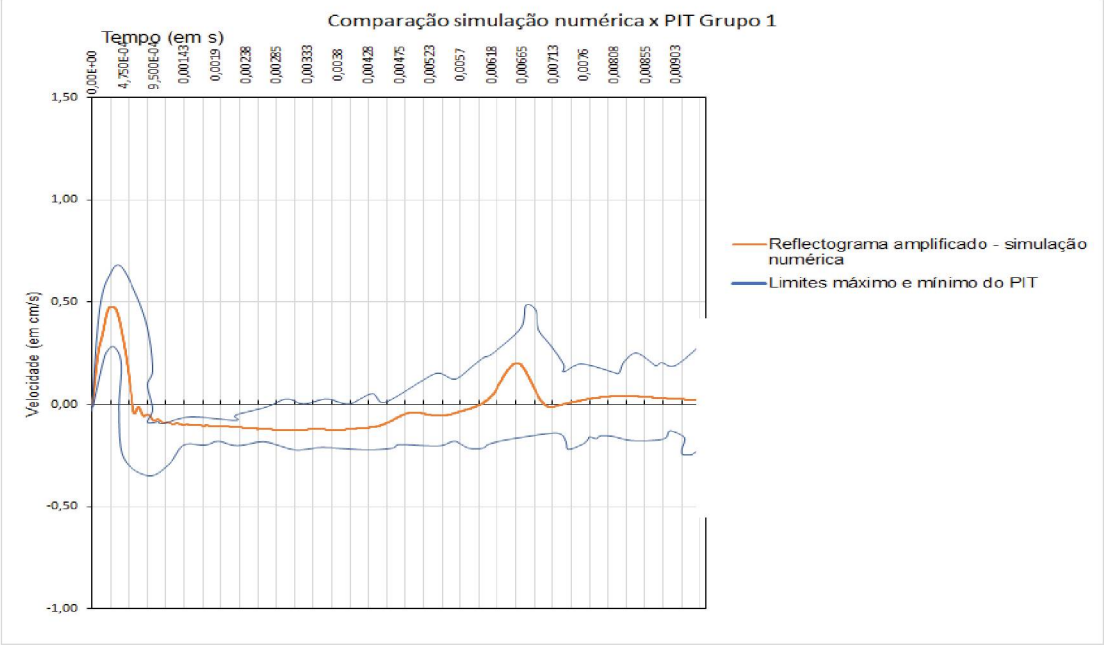
Para que a comparação entre a simulação numérica e os resultados de campo seja possível, aplica-se ao reflectograma obtido numericamente uma função de amplificação exponencial similar à adotada no tratamento dos resultados dos ensaios PIT do Grupo 1 com amplificação de 10 a 20 vezes próximo à ponta e início de amplificação após aproximadamente 1,00 ms do golpe do martelo. Sendo assim, aplica-se uma função de amplificação média com máximo de 15 no reflectograma obtido numericamente (Figura 76).

Figura 76 – Reflectogramas amortecido e amplificado – simulação 10 numérica



Fonte: O autor (2018)

Figura 77 – Comparação entre o reflectograma amplificado obtido na simulação 10 numérica e o obtido nos ensaios PIT realizados nas estacas do Grupo 1

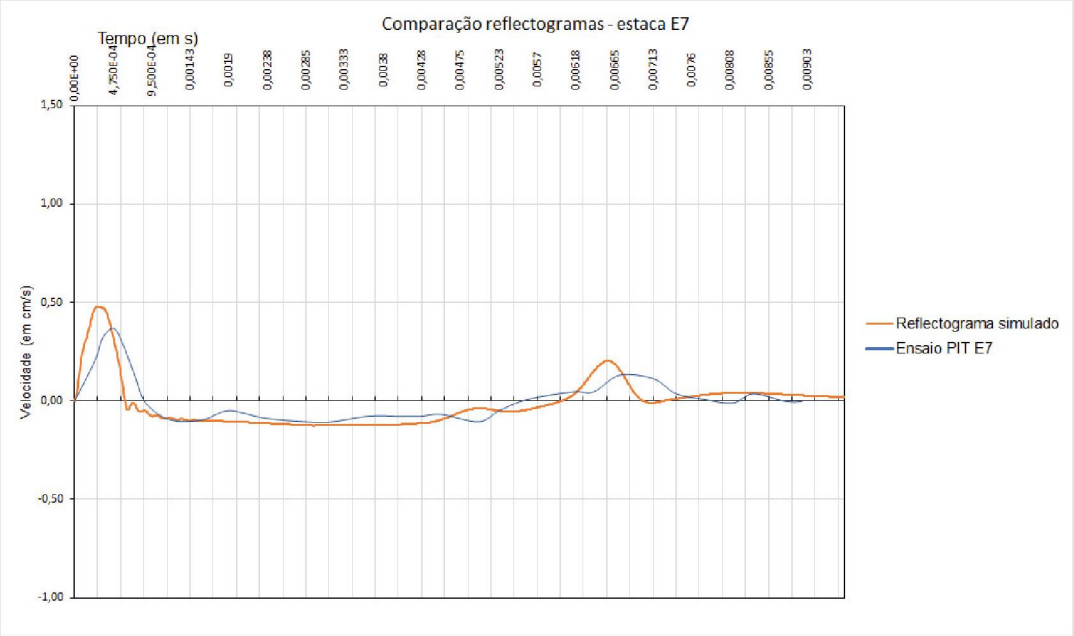


Fonte: O autor (2018)

O pico inicial foi calibrado para condições médias entre todas as estacas conforme relatado anteriormente. Focando na reflexão de ponta, observa-se que o amortecimento simulado fica muito próximo da média observada nos ensaios de

campo. Em algumas estacas, como a E7, a similaridade do ensaio PIT com a simulação numérica fica ainda mais evidente (Figura 78).

Figura 78 – Comparação entre o reflectograma amplificado calibrado obtido na simulação numérica e o obtido no ensaio PIT na estaca E7 do Grupo 1



Fonte: O autor (2018)

Assim como ocorreu nas comparações dos itens 6.2.1 e 6.2.2, a função de amplificação adotada no tratamento dos resultados de campo não foi suficiente para igualar a amplitude do sinal de ponta com a do pico inicial como pode ser observado nas Figuras 76 a 78. O autor da presente pesquisa aplicou funções de amplificação maiores nas simulações numéricas, sendo obtida uma correspondência com amplificações de até 35 vezes. A relação L/D nestas estacas do Grupo 1 é de cerca de 26 (13/0,5) inferior às estacas do Grupo 2 analisadas no item 6.2.1 ficando clara a diferença na identificação de ponta nos ensaios realizados em um grupo e no outro. Com a relação L/D abaixo de 30 a ponta foi claramente identificada com funções exponenciais de amplificação não muito elevadas.

A estimativa do amortecimento gerado pelo solo nos modelos numéricos, considerando módulos de elasticidade para cada camada obtidos por correlação com o ensaio SPT, mostrou-se novamente satisfatória.

6.2.4 Simulação 14 x Grupo 4 das estacas do banco de dados

A simulação 14 é realizada considerando estacas de 0,70 m de diâmetro com comprimento de 20,50 m e taxa de armadura de 1,04%. O Grupo 4 das estacas do banco de dados é composto por estacas com diâmetro, comprimento e taxa de aço (5 barras de 32mm inseridas 8,80m nas estacas) iguais ao simulado numericamente permitindo uma análise comparativa com a simulação 14.

A força aplicada no impacto (16,77 kN) e o tempo de contato do martelo com a estaca (0,46 ms) considerados nos modelos representam a média observada nas estacas do Grupo 4.

Quanto às propriedades do concreto, entre o trecho armado e o não armado existe uma variação de massa específica e módulo de elasticidade cuja consideração é importante nessa etapa da pesquisa. Aplica-se, portanto, de maneira equivalente ao realizado no item 6.2.1, as relações indicadas nas Equações 51, 52 e 53.

Sendo assim, dado que as estacas da simulação 14 têm 20,50 m totais sendo 8,80 m armados e 11,70 m não armados, calculam-se as propriedades em cada trecho como sendo: trecho não armado com E_{dyn} médio = 36793,8 MPa, ν = 0,20 e ρ = 2275 kg/m^3 e trecho armado com E_{dyn} médio = 38603,5 MPa, ν = 0,20 e ρ = 2333 kg/m^3).

As propriedades do solo foram atribuídas como sendo iguais a ν = 0,40 e ρ = 1800 kg/m^3 conforme indicado no Capítulo 5. O módulo de elasticidade do solo considerado para cada camada, calculado pela relação indicada na Equação 50, está indicado na Tabela 24 (foi tomado o valor médio de 9 x $N_{SPT,60}$).

Tabela 24 – Módulo de elasticidade do solo estimado para cada camada – Estacas do Grupo 4/Simulação 14

Profundidade a partir do topo estaca	SP-11 Nspt	SP-13 Nspt	Estimativa Esolo (MPa)	Profundidade a partir do topo estaca	SP-11 Nspt	SP-13 Nspt	Estimativa Esolo (MPa)
De 0 a 1m	13	14	140,4 a 151,2	De 11 a 12m	25	23	248,4 a 270,0
De 1 a 2m	11	16	118,8 a 172,8	De 12 a 13m	22	26	237,6 a 280,8
De 2 a 3m	12	18	129,6 a 194,4	De 13 a 14m	21	29	226,8 a 313,2
De 3 a 4m	14	18	151,2 a 194,4	De 14 a 15m	19	38	205,2 a 410,4
De 4 a 5m	15	21	162,0 a 226,8	De 15 a 16m	22	40	237,6 a 432,0
De 5 a 6m	18	21	194,4 a 226,8	De 16 a 17m	23	43	248,4 a 464,4
De 6 a 7m	16	20	172,8 a 216,0	De 17 a 18m	40	50	432,0 a 540,0
De 7 a 8m	17	23	183,6 a 248,4	De 18 a 19m	37	50	399,6 a 540,0
De 8 a 9m	16	22	172,8 a 237,6	De 19 a 20m	36	50	388,8 a 540,0
De 9 a 10m	18	26	194,4 a 280,8	De 20 a 20,5m	43	50	464,4 a 540,0
De 10 a 11m	19	22	205,2 a 237,6				

Fonte: O autor (2018)

Na Tabela 25 são resumidas as propriedades do solo, calculadas para cada camada, considerando os valores mais baixos dentro da faixa de variação de módulo de elasticidade indicada na Tabela 24.

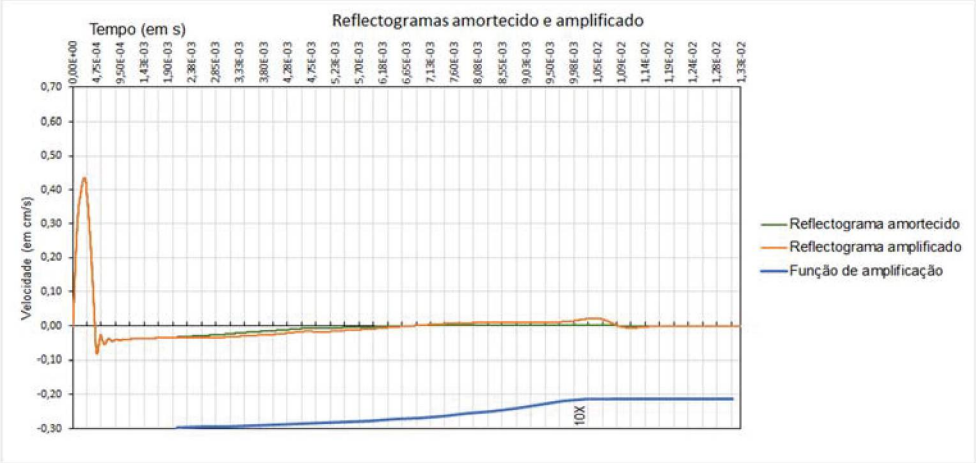
Tabela 25 – Cálculo dos coeficientes de amortecimento e constantes elásticas para aplicação no modelo – Estacas do Simulação 14/Grupo 4

Camada de solo	Coeficiente de amortecimento no fuste (em Ns/m²)	Constante elástica no fuste (em N/m²)	Constante elástica na ponta (em N/m)	Coeficiente de amortecimento na ponta (em Ns/m)
De 0 a 1m	660676,2628	137892857	117000000	208547,29
De 1 a 2m	607733,7706	116678571	99000000	191835,6
De 2 a 3m	634757,2214	127285714	108000000	200365,75
De 3 a 4m	685616,1597	148500000	126000000	216419,75
De 4 a 5m	709680,1481	159107143	135000000	224015,72
De 5 a 6m	777415,6514	190928571	162000000	245396,93
De 6 a 7m	732954,5052	169714286	144000000	231362,44
De 7 a 8m	755512,211	180321429	153000000	238482,95
De 8 a 9m	732954,5052	169714286	144000000	231362,44
De 9 a 10m	777415,6514	190928571	162000000	245396,93
De 10 a 11m	798718,6546	201535714	171000000	252121,38
De 11 a 12m	878781,5804	243964286	207000000	277393,82
De 12 a 13m	859465,3407	233357143	198000000	271296,51
De 13 a 14m	839704,8753	222750000	189000000	265058,98
De 14 a 15m	798718,6546	201535714	171000000	252121,38
De 15 a 16m	859465,3407	233357143	198000000	271296,51
De 16 a 17m	878781,5804	243964286	207000000	277393,82
De 17 a 18m	1158902,829	424285714	360000000	365816,14
De 18 a 19m	1114597,05	392464286	333000000	351830,7
De 19 a 20m	1099431,758	381857143	324000000	347043,66
De 20 a 20,5m	1201576,027	456107143	387000000	379286,25

Fonte: O autor (2018)

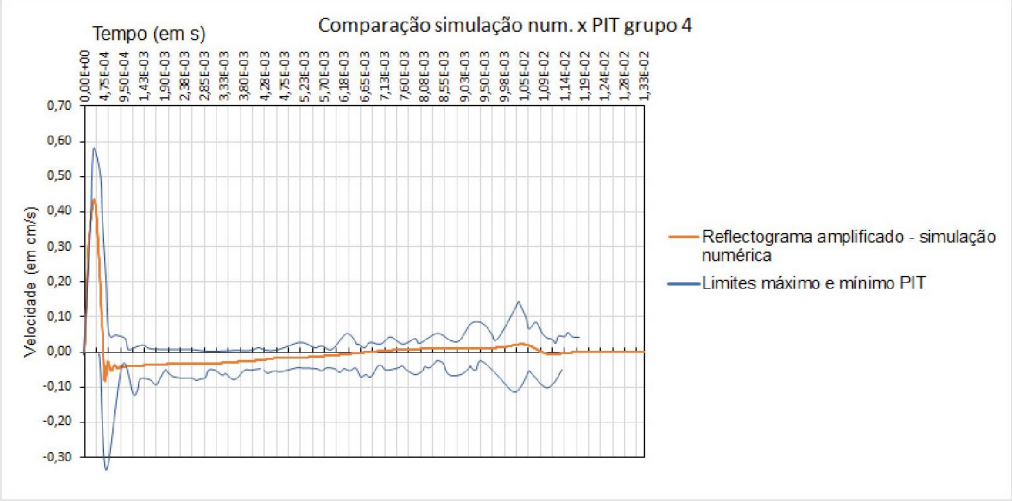
Comparam-se, então, os resultados obtidos na simulação 14 com os resultados dos ensaios PIT das estacas do Grupo 4 no que tange ao amortecimento da reflexão de ponta. Na Figura 80 optou-se por mostrar os limites máximos e mínimos das variações de velocidade de partícula detectadas nas estacas do Grupo 4 dado que a sobreposição de todos os reflectogramas dificulta a visualização. Para que a comparação entre a simulação numérica e os resultados de campo seja possível, aplica-se ao reflectograma obtido numericamente uma função de amplificação exponencial similar à adotada no tratamento dos resultados dos ensaios PIT do Grupo 4 com amplificação de 10 vezes próximo à ponta e início de amplificação após aproximadamente 2,00 ms do golpe do martelo (Figura 79).

Figura 79 – Reflectogramas amortecido e amplificado – simulação 14 numérica



Fonte: O autor (2018)

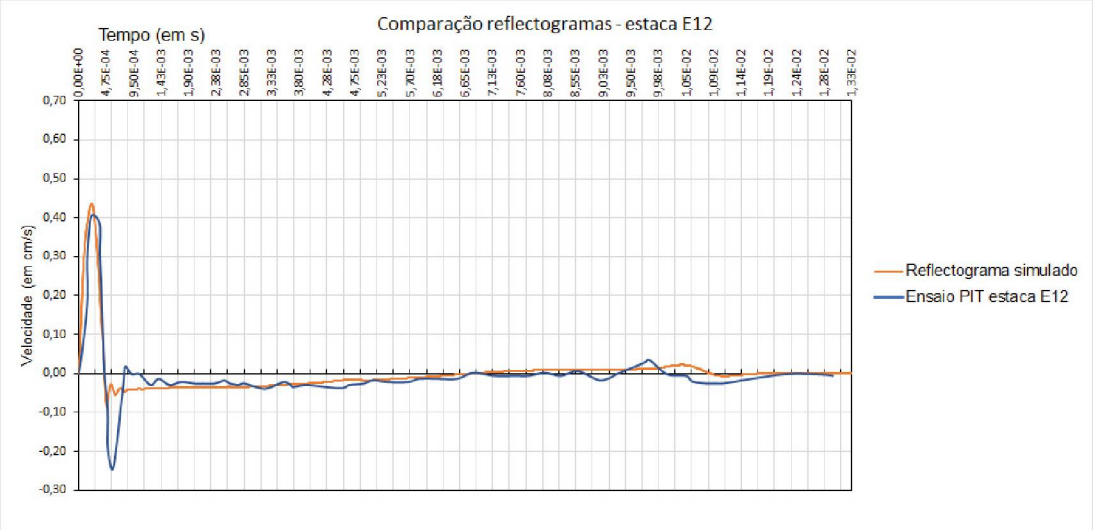
Figura 80 – Comparação entre o reflectograma amplificado obtido na simulação 14 numérica e o obtido nos ensaios PIT realizados nas estacas do Grupo 4



Fonte: O autor (2018)

O pico inicial foi calibrado para condições médias entre todas as estacas conforme relatado anteriormente. Focando na reflexão de ponta, observa-se que o amortecimento simulado fica muito próximo da média observada nos ensaios de campo. Em algumas estacas, como a E12, a similaridade do ensaio PIT com a simulação numérica fica ainda mais evidente (Figura 81).

Figura 81 – Comparação entre o reflectograma amplificado obtido na simulação 14 numérica e o obtido no ensaio PIT realizado na estaca E12 do Grupo 4



Fonte: O autor (2018)

Assim como ocorreu nos itens anteriores, a função de amplificação adotada no tratamento dos resultados de campo não foi suficiente para igualar a amplitude do sinal de ponta com a do pico inicial como pode ser observado nas Figuras 79 a 81. Com fator de amplificação de 10 o sinal de ponta ficou quase imperceptível (vide Figura 79). O autor da presente pesquisa aplicou funções de amplificação maiores nas simulações numéricas, sendo obtida uma correspondência entre amplitudes inicial e final com amplificações da ordem 190 vezes. Amplificações por fatores muito elevados como esse ressaltam sinais que podem não ser relacionados com a integridade em si (como as pequenas reflexões intermediárias geradas pelos efeitos do solo).

Fica demonstrado, portanto, que para as condições do ensaio, as estacas do Grupo 4 ficaram muito próximas do limite máximo de esbeltez para identificação clara de ponta (relação L/D de cerca de 29). Essa conclusão está em concordância com o

limite de 30 citado por alguns autores cujas publicações estão referenciadas nesta pesquisa.

Já a estimativa do amortecimento gerado pelo solo nos modelos numéricos, considerando módulos de elasticidade para cada camada obtidos por correlação com o ensaio SPT, mostrou-se novamente satisfatória.

6.2.5 Simulação 18 x Grupo 5 das estacas do banco de dados

A simulação 18 é realizada considerando estacas de 0,80m de diâmetro com comprimento de 21,80m e taxas de armadura de 1,17%. O Grupo 5 do banco de dados é composto por estacas com diâmetro, comprimento e taxa de armadura (12 barras de 25mm inseridas 10,50m nas estacas) iguais aos simulados numericamente permitindo uma análise comparativa com a simulação 18.

A força aplicada no impacto (8,87 kN) e o tempo de contato do martelo com a estaca (0,51 ms) considerados nos modelos representam a média observada nas estacas do Grupo 5.

Quanto às propriedades do concreto, entre o trecho armado e o não armado existe uma variação de massa específica e módulo de elasticidade cuja consideração é importante nessa etapa da pesquisa. Aplica-se, portanto, de maneira equivalente ao realizado no item 6.2.1, as relações indicadas nas Equações 51, 52 e 53.

Sendo assim, dado que as estacas da simulação 18 têm 21,80 m totais sendo 10,50 m armados e 11,30 m não armados, calculam-se as propriedades em cada trecho como sendo: trecho não armado com E_{dyn} médio = 33989,7 MPa, ν = 0,20 e ρ = 2269 kg/m^3 e trecho armado com E_{dyn} médio = 36052,0 MPa, ν = 0,20 e ρ = 2334 kg/m^3).

As propriedades do solo foram atribuídas como sendo iguais a ν = 0,40 e ρ = 1800 kg/m^3 conforme indicado no Capítulo 5. O módulo de elasticidade do solo considerado para cada camada, calculado pela relação indicada na Equação 50, está indicado na Tabela 26 (foi tomado o valor médio de 9 x $N_{SPT,60}$).

Tabela 26 – Módulo de elasticidade do solo estimado para cada camada – Estacas do Grupo 5/Simulação 18

Profundidade a partir do topo estaca	SP-11 Nspt	SP-13 Nspt	Estimativa Esolo (MPa)	Profundidade a partir do topo estaca	SP-11 Nspt	SP-13 Nspt	Estimativa Esolo (MPa)
De 0 a 1m	12	18	129,6 a 194,4	De 11 a 12m	30	13	140,4 a 324,0
De 1 a 2m	12	11	118,8 a 129,6	De 12 a 13m	23	18	194,4 a 248,4
De 2 a 3m	14	12	129,6 a 151,2	De 13 a 14m	23	12	129,6 a 248,4
De 3 a 4m	16	16	172,8	De 14 a 15m	22	11	118,8 a 237,6
De 4 a 5m	17	17	183,6	De 15 a 16m	32	14	151,2 a 345,6
De 5 a 6m	17	10	108,0 a 183,6	De 16 a 17m	21	15	162,0 a 226,8
De 6 a 7m	18	11	118,8 a 194,4	De 17 a 18m	22	19	205,2 a 237,6
De 7 a 8m	23	11	118,8 a 248,4	De 18 a 19m	18	21	194,4 a 226,8
De 8 a 9m	20	12	129,6 a 216,0	De 19 a 20m	17	19	183,6 a 205,2
De 9 a 10m	17	12	129,6 a 183,6	De 20 a 21m	31	22	237,6 a 334,8
De 10 a 11m	21	14	151,2 a 226,8	De 21 a 21,8m	26	40	280,8 a 432,0

Fonte: O autor (2018)

Na Tabela 27 são resumidas as propriedades do solo, calculadas para cada camada, considerando os valores mais baixos dentro da faixa de variação de módulo de elasticidade indicada na Tabela 26.

Tabela 27 – Cálculo dos coeficientes de amortecimento e constantes elásticas para aplicação no modelo – Estacas do Simulação 18/Grupo 5

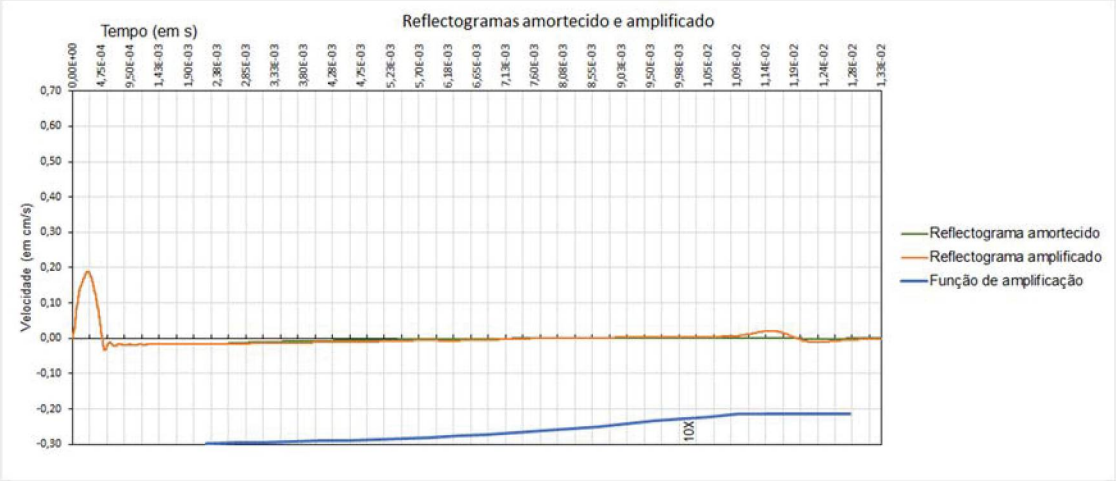
Camada de solo	Coeficiente de amortecimento no fuste (em Ns/m²)	Constante elástica no fuste (em N/m²)	Constante elástica na ponta (em N/m)	Coeficiente de amortecimento na ponta (em Ns/m)
De 0 a 1m	725436,8244	127285714	123428571	261702,21
De 1 a 2m	694552,8807	116678571	113142857	250560,79
De 2 a 3m	725436,8244	127285714	123428571	261702,21
De 3 a 4m	837662,2917	169714286	164571429	302187,68
De 4 a 5m	863442,5268	180321429	174857143	311487,93
De 5 a 6m	662230,188	106071429	102857143	238900,34
De 6 a 7m	694552,8807	116678571	113142857	250560,79
De 7 a 8m	694552,8807	116678571	113142857	250560,79
De 8 a 9m	725436,8244	127285714	123428571	261702,21
De 9 a 10m	725436,8244	127285714	123428571	261702,21
De 10 a 11m	783561,3253	148500000	144000000	282670,69
De 11 a 12m	755058,5861	137892857	133714286	272388,29
De 12 a 13m	888475,0302	190928571	185142857	320518,44
De 13 a 14m	725436,8244	127285714	123428571	261702,21
De 14 a 15m	694552,8807	116678571	113142857	250560,79
De 15 a 16m	783561,3253	148500000	144000000	282670,69
De 16 a 17m	811063,0264	159107143	154285714	292591,96
De 17 a 18m	912821,3196	201535714	195428571	329301,39
De 18 a 19m	888475,0302	190928571	185142857	320518,44
De 19 a 20m	863442,5268	180321429	174857143	311487,93
De 20 a 21m	982246,1036	233357143	226285714	354346,46
De 21 a 21,8m	1067814,093	275785714	267428571	385215,22

Fonte: O autor (2018)

Comparam-se, então, os resultados obtidos na simulação 18 com os resultados dos ensaios PIT das estacas do Grupo 5 no que tange ao amortecimento da reflexão de ponta. Na Figura 83 optou-se por mostrar os limites máximos e mínimos das variações de velocidade de partícula detectadas nas estacas do Grupo 5 dado que a sobreposição de todos os reflectogramas dificulta a visualização. Para que a comparação entre a simulação numérica e os resultados de campo seja possível, aplica-se ao reflectograma obtido numericamente uma função de amplificação exponencial similar à adotada no tratamento dos resultados dos ensaios PIT do Grupo

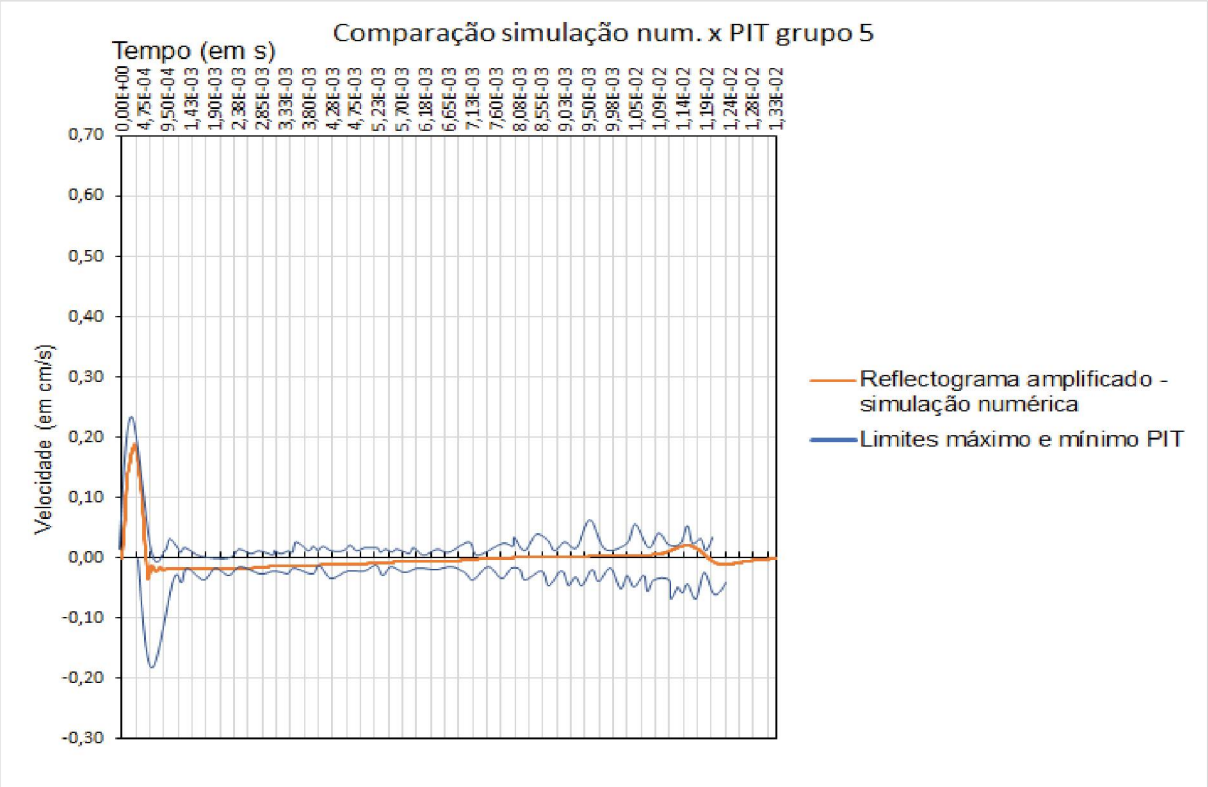
5 com amplificação de 10 vezes próximo à ponta e início de amplificação após aproximadamente 2,00 ms do golpe do martelo (Figura 82).

Figura 82 – Reflectogramas amortecido e amplificado – simulação 18 numérica



Fonte: O autor (2018)

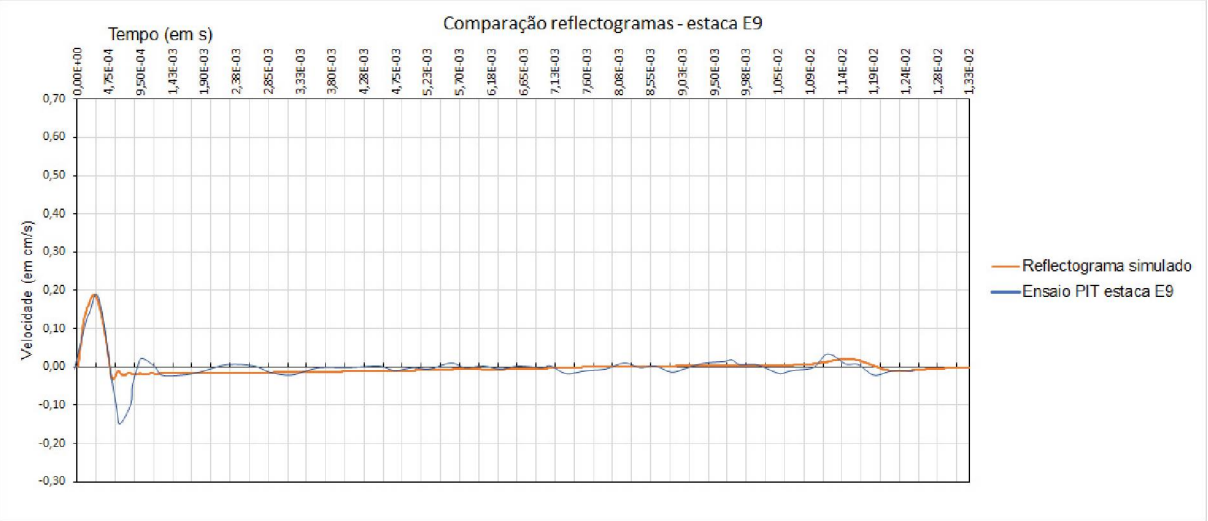
Figura 83 – Comparação entre o reflectograma amplificado obtido na simulação 18 numérica e o obtido nos ensaios PIT do Grupo 5 do banco de dados



Fonte: O autor (2018)

O pico inicial foi calibrado para condições médias entre todas as estacas conforme relatado anteriormente. Focando na reflexão de ponta, observa-se que o amortecimento simulado fica muito próximo da média observada nos ensaios de campo. Em algumas estacas, como a E9, a similaridade do ensaio PIT com a simulação numérica fica ainda mais evidente (Figura 84).

Figura 84 – Comparação entre o reflectograma amplificado obtido na simulação 18 numérica e o obtido no ensaio PIT realizado na estaca E9 do Grupo 5



Fonte: O autor (2018)

Assim como ocorreu nos itens anteriores, a função de amplificação adotada no tratamento dos resultados de campo não foi suficiente para igualar a amplitude do sinal de ponta com a do pico inicial como pode ser observado nas Figuras 82 a 84. Com fator de amplificação de 10 o sinal de ponta ficou quase imperceptível (vide Figura 82). O autor da presente pesquisa aplicou funções de amplificação maiores nas simulações numéricas, sendo obtida uma correspondência entre amplitudes inicial e final com amplificações da ordem 90 vezes. Amplificações por fatores muito elevados como esse ressaltam sinais que podem não ser relacionados com a integridade em si (como as pequenas reflexões intermediárias geradas pelos efeitos do solo).

Fica demonstrado, portanto, que para as condições do ensaio, as estacas do Grupo 5 ficaram muito próximas do limite máximo de esbeltez para identificação clara de ponta (relação L/D de cerca de 27). Essa conclusão está em concordância com o

limite de 30 citado por alguns autores cujas publicações estão referenciadas nesta pesquisa.

Já a estimativa do amortecimento gerado pelo solo nos modelos numéricos, considerando módulos de elasticidade para cada camada obtidos por correlação com o ensaio SPT, mostrou-se novamente satisfatória.

6.3 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS E COMPARAÇÃO COM RESULTADOS DE CAMPO – EFEITO DA ARMADURA INSERIDA NA ESTACA

Neste item são realizadas comparações entre os resultados de ensaios PIT realizados em estacas em campo e os obtidos em simulações numéricas com foco nas reflexões de onda geradas na transição do trecho armado da estaca para o não armado. No item 6.2 ficou demonstrado que as propriedades atribuídas ao solo nos modelos resultam em reflectogramas simulados muito similares aos observados em campo sob o aspecto dos efeitos do solo no ensaio. Sendo assim, nas análises subsequentes são utilizadas as 5 (cinco) simulações numéricas realizadas no item 6.2 nas quais as propriedades do solo já estão calibradas e que permitem uma comparação com resultados de campo e mais 3 (três) derivadas de cada uma delas (totalizando mais 20 simulações) em que se mantêm os demais dados de entrada e variam-se as taxas de aço na estaca conforme indicado na Tabela 9 do Capítulo 3.

6.3.1 Simulações 1 a 4

Como demonstrado no item 6.2.1, a simulação 2 foi realizada considerando estacas de 0,30 m de diâmetro com comprimento de 15,00 m e taxa de armadura de 1,14%. Nas simulações numéricas 1, 3 e 4 são mantidos todos os dados de entrada nos modelos variando somente a taxa de armadura e, por conseguinte, o módulo de elasticidade e o peso específico do concreto no trecho armado. Um resumo das propriedades médias do concreto consideradas em cada uma das simulações é apresentado na Tabela 28.

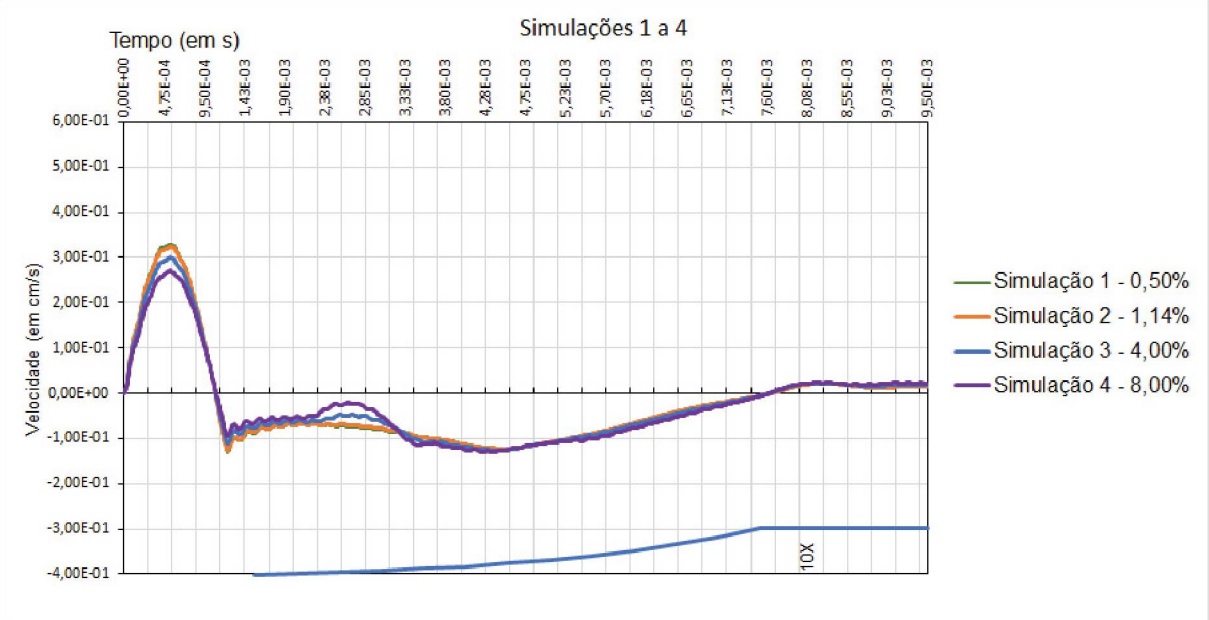
Tabela 28 – Resumo das propriedades médias do concreto consideradas em cada simulação

Simulação	Taxa de aço (%)	Edyn médio trecho armado (em MPa)	ρ médio (em kgf/m³) trecho armado	Edyn médio trecho não armado (em MPa)	ρ médio (em kgf/m³) trecho não armado
1	0,50	36971,9	2308	36102,4	2281
2	1,14	38080,4	2344	36102,4	2281
3	4,00	43058,3	2503	36102,4	2281
4	8,00	50014,2	2726	36102,4	2281

Fonte: O autor (2018)

Na Figura 85 são apresentados os reflectogramas obtidos nas simulações numéricas 1 a 4.

Figura 85 – Simulações 1 a 4 – Análise da influência da armadura inserida nas estacas



Fonte: O autor (2018)

Analisando os reflectogramas da Figura 85 quantitativamente pelo método Beta, descrito no item 2.7.1 dessa pesquisa, e a classificação proposta por Rausche e Goble (1979) reproduzida na Tabela 5, obtêm-se os resultados indicados na Tabela 29.

Tabela 29 – Resumo das análises dos reflectogramas das Simulações 1 a 4

Simulação	Amplitude do pico inicial (cm/s)	Amplitude média do pico refletido na transição ao trecho não armado (cm/s)	Beta (%)	Classificação por Rausche e Goble (1979)
1	0,330	0,0103	98,97	Levemente danificada.
2	0,324	0,0173	97,56	Levemente danificada.
3	0,300	0,0551	91,15	Levemente danificada.
4	0,271	0,0427	84,98	Levemente danificada.

Fonte: O autor (2018)

As amplitudes médias do pico refletido na transição ao trecho não armado foram obtidas graficamente pelo encontro no reflectograma de uma reta perpendicular à linha de referência que une o ponto de início da variação de velocidade ao ponto de retorno. Os valores de Beta calculados com auxílio da obtenção gráfica desse parâmetro são 0,75%, 1,57%, 4,28%, 9,35% maiores, respectivamente, que os valores de Beta obtidos analiticamente.

Essas pequenas diferenças indicam que o procedimento gráfico adotado se aproxima do teórico e pode ser usado em casos mais complexos e na prática em que se tenha disponível apenas o reflectograma resultante do ensaio PIT e não a geometria exata da estaca.

As simulações realizadas também ilustram que a desconsideração da variação de módulo de elasticidade e massa específica entre o trecho armado e não armado podem resultar na falsa conclusão de que a estaca está danificada no ponto de transição. Para taxas convencionais de aço, abaixo de 4% (o que representa, ainda assim, uma alta densidade de armadura como por exemplo 9 barras de 20mm em uma estaca de 30cm de diâmetro), como ilustrado acima, uma análise quantitativa pelo método Beta e classificada por Rausche e Goble (1979) levaria à conclusão de leves danos à estaca.

Ressalte-se que muitas vezes interferências externas ou reflexões geradas por variações de seção da estaca antes da transição entre o trecho armado e não armado podem dificultar a observação dessa variação de velocidade. Nos ensaios PIT realizados nas estacas do Grupo 2, entretanto, foi possível observar essa variação. Para comparar os resultados obtidos em campo com a simulação numérica 2, na

Tabela 30 é feito um resumo da relação observada entre a amplitude do sinal refletido próximo à ponta da armadura e a amplitude do pico inicial, o cálculo de Beta e a classificação por Rausche e Goble (1979) para cada estaca do Grupo 2.

Tabela 30 – Relação entre amplitudes do pico inicial e da reflexão na ponta da armadura, fator Beta e classificação das estacas do Grupo 2 continua

Estaca	Amplitude do pico inicial gerado pelo golpe do martelo (cm/s)	Amplitude média do pico refletido na transição ao trecho não armado (cm/s)	Relação	Beta (%)	Classificação
E37	0,547	0,162	0,296	74,20	Dano significativo.
E38	0,690	0,098	0,142	86,74	Levemente danificada.
E39	0,464	0,023	0,050	95,16	Levemente danificada.
E40	0,545	0,122	0,224	79,87	Levemente danificada.
E45	0,502	0,073	0,146	86,44	Levemente danificada.
E46	0,300	0,256	0,852	40,19	Seriamente danificada.
E47	0,390	0,182	0,467	62,16	Dano significativo.
E48	0,444	0,064	0,145	86,55	Levemente danificada.
E49	0,312	0,064	0,205	81,40	Levemente danificada.
E50	0,413	0,370	0,896	38,13	Seriamente danificada.
E51	0,373	0,200	0,536	57,72	Seriamente danificada.
E52	0,395	0,049	0,124	88,32	Levemente danificada.
E53	0,624	0,143	0,229	79,44	Dano significativo.
E54	0,372	0,020	0,054	94,76	Levemente danificada.
E55	0,419	Não foi observada.	-	-	Sem danos.
E68	0,487	0,049	0,100	90,42	Levemente danificada.
E69	0,373	0,030	0,080	92,27	Levemente danificada.
E70	0,494	0,106	0,214	80,62	Levemente danificada.
E71	0,426	0,045	0,107	89,97	Levemente danificada.
E72	0,279	0,068	0,244	78,27	Dano significativo.

Tabela 30 – Relação entre amplitudes do pico inicial e da reflexão na ponta da armadura, fator Beta e classificação das estacas do Grupo 2 conclusão

E73	0,516	0,167	0,324	72,14	Dano significativo.
E74	0,375	0,068	0,181	83,37	Levemente danificada.
E75	0,409	0,038	0,093	91,12	Levemente danificada.
E76	0,270	0,024	0,088	91,49	Levemente danificada.
E77	0,283	0,011	0,040	96,19	Levemente danificada.
E78	0,313	0,016	0,050	95,02	Levemente danificada.
E79	0,370	0,019	0,051	94,99	Levemente danificada.
E80	0,301	0,015	0,050	95,14	Levemente danificada.
E81	0,244	0,045	0,186	83,11	Levemente danificada.
E82	0,276	0,083	0,301	73,86	Dano significativo.
E85	0,426	0,042	0,098	90,60	Levemente danificada.
E92	0,518	0,162	0,313	72,95	Dano significativo.

Fonte: O autor (2018)

Das 32 estacas ensaiadas 12 apresentaram relações entre a amplitude da onda inicial gerada pelo golpe do martelo e a amplitude da variação de velocidade gerada na cota aproximada da ponta da armadura da estaca muito próximas das encontradas no modelo numérico. Vinte e uma (21) estacas apresentariam uma classificação por Rausche e Goble (1979) igual à obtida numericamente, 10 classificação pior e 1 seria classificada como íntegra.

Em média, foi verificada uma relação entre amplitudes inicial e na ponta da armadura menor do que a obtida numericamente (resultando em Beta médio igual a 81,37%) indiciando que no final do trecho armado possa haver uma tendência de maior densificação do concreto do que a teórica simulada (possivelmente devido ao confinamento gerado pelas barras) seguido de uma redução de densidade e módulo de elasticidade maiores que as teóricas no trecho não armado.

Um fator que ajuda a comprovar essa hipótese é que nas estacas E46, E50 e E55 foram realizadas provas de carga dinâmica com martelos de 13,6 kN cujos resultados de resistência máxima mobilizada (calculada pelo método CAPWAP) foram 924 kN, 869 kN e 1077 kN, respectivamente, todos satisfatórios portanto (carga de trabalho de 260 kN). Observa-se que as estacas E46 e E50 foram as que apresentaram o menor percentual Beta dentre as analisadas e a E55 o maior (não apresentou variações de impedância entre trecho armado e não armado) e, ainda

assim, os resultados de resistência foram satisfatórios para todas. É menos provável, portanto, que as maiores amplitudes das ondas refletidas na transição do trecho armado para o não armado tenham sido geradas por grandes alterações de seção das estacas dado que não houve variação significativa de resistência entre as estacas que apresentaram maior variação de impedância (E46 e E50) da que apresentou a menor variação de impedância (E55).

As análises supra expostas demonstram a possibilidade de ajuste da classificação proposta por Rausche e Goble (1979) considerando a influência da armadura. Uma nova classificação para análise de variações de impedância detectadas na transição do trecho armado para o não armado é proposta no item 6.4.

6.3.2 Simulações 5 a 8

Como demonstrado no item 6.2.2, a simulação numérica 6 foi realizada considerando estacas de 0,50m de diâmetro com comprimento de 10,90 m e taxa de armadura de 0,51%. Nas simulações numéricas 5, 7 e 8 são mantidos todos os dados de entrada nos modelos variando somente a taxa de armadura e, por conseguinte, o módulo de elasticidade e o peso específico do concreto no trecho armado. Um resumo das propriedades médias do concreto consideradas em cada uma das simulações é apresentado na Tabela 31.

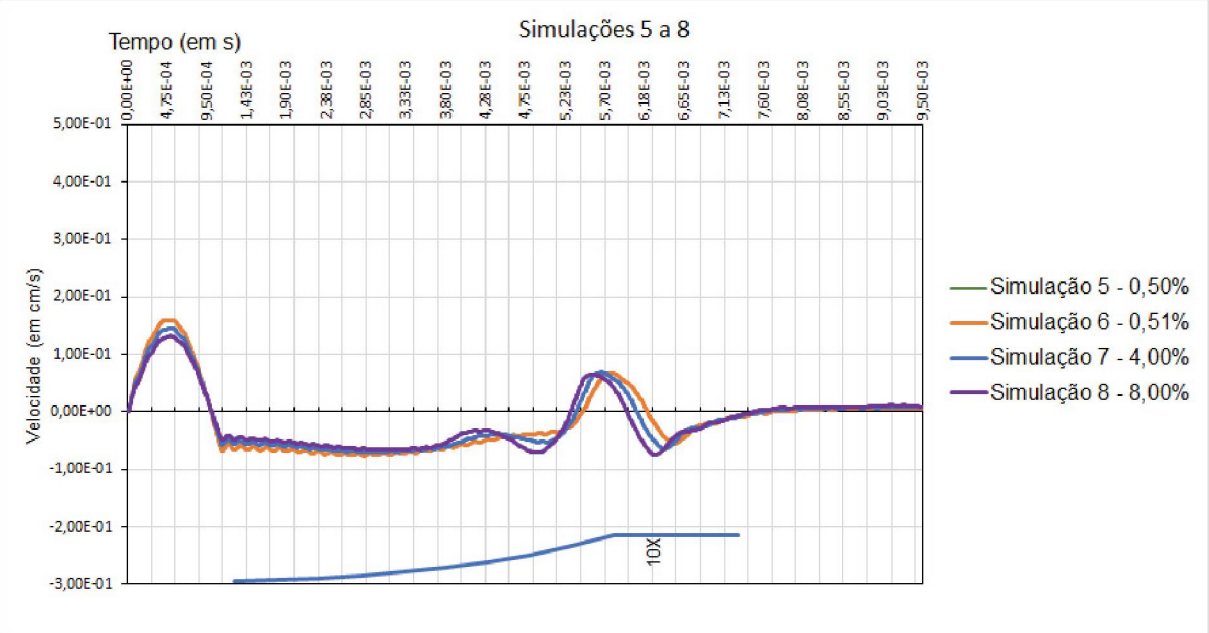
Tabela 31 – Resumo das médias obtidas para cada grupo de estacas do banco de dados

Simulação	Taxa de aço (%)	Edyn médio trecho armado (em MPa)	ρ médio (em kgf/m^3) trecho armado	Edyn médio trecho não armado (em MPa)	ρ médio (em kgf/m^3) trecho não armado
5	0,50	39624,5	2307	38768,3	2279
6	0,51	39644,7	2308	38768,3	2279
7	4,00	45617,6	2502	38768,3	2279
8	8,00	52466,8	2725	38768,3	2279

Fonte: O autor (2018)

Na Figura 86 são apresentados os reflectogramas obtidos nas simulações numéricas 5 a 8.

Figura 86 – Simulações 5 a 8 – Análise da influência da armadura inserida nas estacas



Fonte: O autor (2018)

Analisando os reflectogramas da Figura 86 quantitativamente pelo método Beta, descrito no item 2.7.1 dessa pesquisa, e a classificação proposta por Rausche e Goble (1979) reproduzida na Tabela 5, obtêm-se os resultados indicados na Tabela 32.

Tabela 32 – Resumo das análises dos reflectogramas das Simulações 5 a 8

Simulação	Amplitude do pico inicial (cm/s)	Amplitude média do pico refletido na transição ao trecho não armado (cm/s)	Beta (%)	Classificação por Rausche e Goble (1979)
5	0,160	0,002	98,76	Levemente danificada.
6	0,160	0,002	98,76	Levemente danificada.
7	0,146	0,016	89,61	Levemente danificada.
8	0,133	0,031	79,12	Significativamente danificada.

Fonte: O autor (2018)

Os valores de Beta obtidos graficamente são 0,45%, 0,50%, 1,85%, 0,65% maiores, respectivamente, que os valores de Beta obtidos analiticamente, diferenças muito pequenas, portanto.

Diferentemente do que ocorreu nas estacas do Grupo 2 analisadas no item 6.3.1, nas estacas do Grupo 3 não foi possível identificar uma clara reflexão na transição do

trecho armado para o não armado para comparação com a simulação numérica 6. É difícil distinguir um pico de velocidade que possa ter sido causado pela variação de módulo de elasticidade e massa específica nesse local. Contribuem para isso: a transição entre o trecho armado e não armado nas estacas da simulação 2 (Grupo 2) estão mais próximas do topo da estaca (4,60m) do que na simulação 6 (Grupo 3) (8,00m) e, portanto, o sinal refletido fica sujeito a menos amortecimento; a estaca da simulação 6 tem maior diâmetro e, consequentemente, os efeitos tridimensionais decorrentes da diferença de diâmetro entre a estaca e o martelo ressaltados no Capítulo 2 são mais evidentes; a taxa de aço é muito baixa (0,51%) e inferior à da simulação 2 (1,14%).

Da análise teórica, novamente fica evidente a possibilidade de ajuste da classificação proposta por Rausche e Goble (1979) considerando a influência da armadura. Uma nova classificação para análise de variações de impedância detectadas na transição do trecho armado para o não armado é proposta no item 6.4.

6.3.3 Simulações 9 a 12

Como demonstrado no item 6.2.3, a simulação numérica 10 foi realizada considerando estacas de 0,50 m de diâmetro com comprimento de 13,00 m e taxa de armadura de 0,61%. Nas simulações numéricas 9, 11 e 12 são mantidos todos os dados de entrada nos modelos variando somente a taxa de armadura e, por conseguinte, o módulo de elasticidade e o peso específico do concreto no trecho armado. Um resumo das propriedades médias do concreto consideradas em cada uma das simulações é apresentado na Tabela 33.

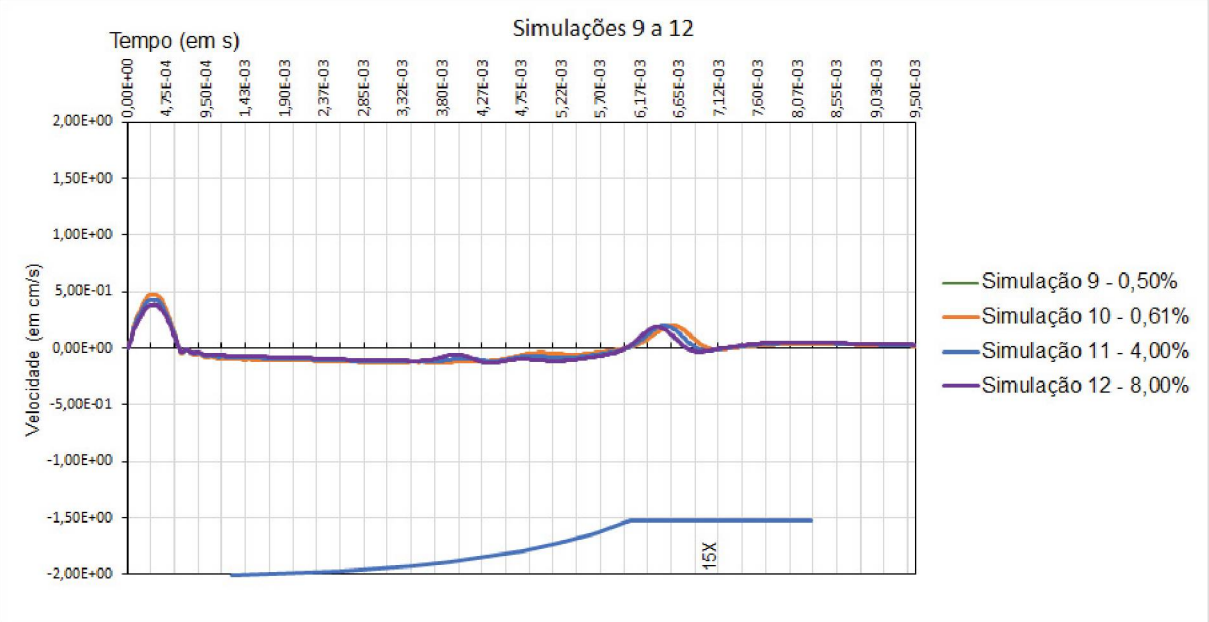
Tabela 33 – Resumo das propriedades médias do concreto consideradas em cada simulação

Simulação	Taxa de aço (%)	Edyn médio trecho armado (em MPa)	ρ médio (em kgf/m^3) trecho armado	Edyn médio trecho não armado (em MPa)	ρ médio (em kgf/m^3) trecho não armado
9	0,50	41160,6	2315	40312,2	2287
10	0,61	41354,4	2321	40312,2	2287
11	4,00	47099,7	2510	40312,2	2287
12	8,00	53887,2	2732	40312,2	2287

Fonte: O autor (2018)

Na Figura 87 são apresentados os reflectogramas obtidos nas simulações numéricas 9 a 12.

Figura 87 – Simulações 9 a 12 – Análise da influência da armadura inserida nas estacas



Fonte: O autor (2018)

Analisando os reflectogramas da Figura 86 quantitativamente pelo método Beta, descrito no item 2.7.1 dessa pesquisa, e a classificação proposta por Rausche e Goble (1979) reproduzida na Tabela 5, obtêm-se os resultados indicados na Tabela 34.

Tabela 34 – Resumo das análises dos reflectogramas das Simulações 9 a 12

Simulação	Amplitude do pico inicial (cm/s)	Amplitude média do pico refletido na transição ao trecho não armado (cm/s)	Beta (%)	Classificação por Rausche e Goble (1979)
9	0,480	0,010	98,96	Levemente danificada.
10	0,478	0,010	98,96	Levemente danificada.
11	0,429	0,046	89,82	Levemente danificada.
12	0,386	0,073	82,72	Levemente danificada.

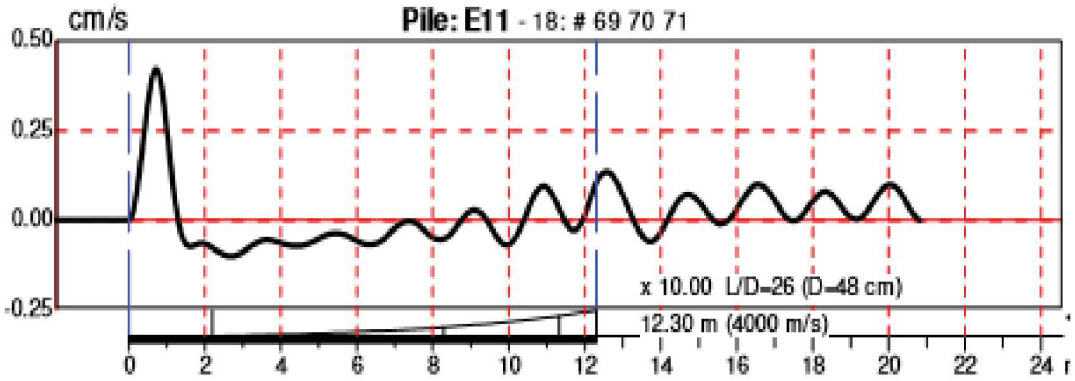
Fonte: O autor (2018)

Os valores de Beta obtidos graficamente são 0,60%, 0,97%, 1,71%, 4,53% maiores, respectivamente, que os valores de Beta obtidos analiticamente, diferenças muito pequenas, portanto.

Diferentemente do que ocorreu nas estacas do Grupo 2 analisadas no item 6.3.1, nas estacas do Grupo 1 não foi possível identificar uma clara reflexão na transição do trecho armado para o não armado para comparação com a simulação numérica 10. É difícil distinguir um pico de velocidade que possa ter sido causado pela variação de módulo de elasticidade e massa específica nesse local. Contribuem para isso: a transição entre o trecho armado e não armado nas estacas da simulação 2 (Grupo 2) estão mais próximas do topo da estaca (4,60 m) do que na simulação 10 (Grupo 1) (8,00 m) e, portanto, o sinal refletido fica sujeito a menos amortecimento; a estaca da simulação 10 tem maior diâmetro e, consequentemente, os efeitos tridimensionais decorrentes da diferença de diâmetro entre a estaca e o martelo ressaltados no Capítulo 2 são mais evidentes; a taxa de aço é muito baixa (0,61%) e inferior à da simulação 2 (1,14%).

Além disso, nota-se que reflexões intermediárias geradas seja por variações de seção da estaca antes da transição entre o trecho armado e não armado seja por interferências externas dificultam a observação dessa variação de velocidade, fato que pode ser observado na Figura 88 em que está indicado o resultado do ensaio PIT na estaca E11 do Grupo 1.

Figura 88 – Resultado do ensaio PIT na estaca E11 da pesquisa de campo (Grupo 1)



Fonte: O autor (2018)

Na Figura 88 fica evidente que, devido às múltiplas variações de velocidade de partícula identificadas ao longo do fuste até a ponta, é difícil distinguir um pico de velocidade que possa ter sido causado pela variação de módulo de elasticidade e massa específica na transição do trecho armado para o não armado.

Ressalte-se que o tempo de contato médio entre o martelo e o topo da estaca identificado nos ensaios PIT nas estacas do Grupo 1 (simulação 10) foi significativamente inferior ao das estacas dos Grupos 2 e 3 (simulações numéricas 2 e 6) possivelmente devido à maior rigidez proporcional do material do martelo, menor peso e/ou área de contato em relação ao diâmetro da estaca. Como destacado no Capítulo 2, Klingmüller e Kirsch (2004) afirmam que martelos feitos com materiais mais rígidos, menores e de menor peso levam a uma duração curta do impulso e a uma resolução favorável até para deficiências pequenas nas estacas sendo o seu alcance, entretanto, limitado com o perigo inerente de que a vibração das barras que compõem a armadura da estaca prejudique a qualidade do sinal, algo que pode justamente ter acontecido nessas estacas da pesquisa de campo (Grupo 1).

Pelos motivos supra expostos, portanto, não é apresentada neste item uma tabela comparativa entre as amplitudes dos sinais refletidos na ponta da armadura obtidos na simulação numérica 10 e os resultados de campo (estacas do Grupo 1). Da análise teórica, fica evidente neste item, assim como nos anteriores, a possibilidade de ajuste da classificação proposta por Rausche e Goble (1979) considerando a influência da armadura.

6.3.4 Simulações 13 a 16

Como demonstrado no item 6.2.4, a simulação numérica 14 foi realizada considerando estacas de 0,70 m de diâmetro com comprimento de 20,50 m e taxa de armadura de 1,04%. Nas simulações numéricas 13, 15 e 16 são mantidos todos os dados de entrada nos modelos variando somente a taxa de armadura e, por conseguinte, o módulo de elasticidade e o peso específico do concreto no trecho armado.

Um resumo das propriedades médias do concreto consideradas em cada uma das simulações é apresentado na Tabela 35.

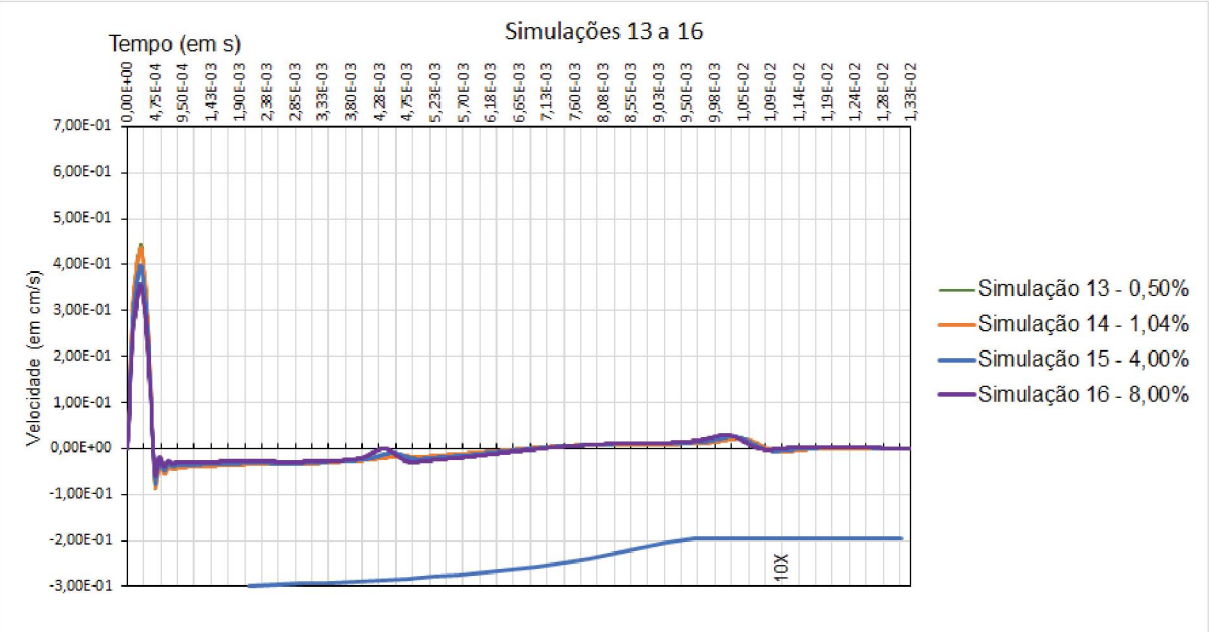
Tabela 35 – Resumo das médias obtidas para cada grupo de estacas do banco de dados

Simulação	Taxa de aço (%)	Edyn médio trecho armado (em MPa)	ρ médio (em kgf/m³) trecho armado	Edyn médio trecho não armado (em MPa)	ρ médio (em kgf/m³) trecho não armado
13	0,50	37659,8	2303	36793,8	2275
14	1,04	38603,5	2333	36793,8	2275
15	4,00	43722,0	2498	36793,8	2275
16	8,00	50650,3	2721	36793,8	2275

Fonte: O autor (2018)

Na Figura 89 são apresentados os reflectogramas obtidos nas simulações numéricas 13 a 16.

Figura 89 – Simulações 13 a 16 – Análise da influência da armadura inserida nas estacas



Fonte: O autor (2018)

Analisando os reflectogramas da Figura 89 quantitativamente pelo método Beta, descrito no item 2.7.1 dessa pesquisa, e a classificação proposta por Rausche e Goble (1979) reproduzida na Tabela 5, obtêm-se os resultados indicados na Tabela 36.

Tabela 36 – Resumo das análises dos reflectogramas das Simulações 13 a 16

Simulação	Taxa de aço (%)	Amplitude do pico inicial (cm/s)	Amplitude média do pico refletido na transição ao trecho não armado (cm/s)	Beta (%)	Classificação por Rausche e Goble (1979)
13	0,50	0,443	0,002	99,54	Levemente danificada.
14	1,04	0,436	0,004	99,08	Levemente danificada.
15	4,00	0,398	0,010	97,52	Levemente danificada.
16	8,00	0,356	0,028	92,43	Levemente danificada.

Fonte: O autor (2018)

Os valores de Beta obtidos graficamente são 1,33%, 2,78%, 11,39%, 18,60% maiores, respectivamente, que os valores de Beta obtidos analiticamente. Essas diferenças, mais relevantes do que nos casos anteriores analisados, ilustram que, em casos em que a transição do trecho armado para o não armado se situa a profundidades relevantes na estaca, quando a taxa de aço é elevada e quando os efeitos de amortecimento gerado pelo solo são altos, para permitir uma análise quantitativa, o gráfico tem que ser amplificado até que a amplitude do sinal de ponta da estaca se iguale à do sinal inicial. Esse procedimento visa a minimizar o efeito do solo e permitir uma análise quantitativa de sinais refletidos e potenciais danos.

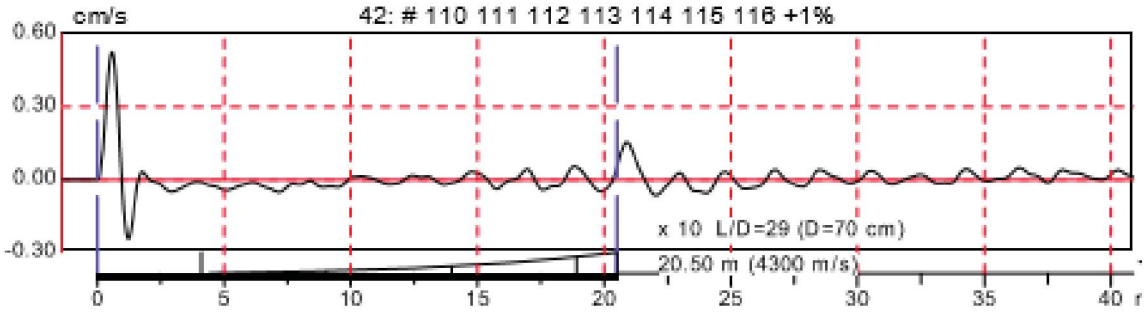
As simulações realizadas também ilustram que a desconsideração da variação de módulo de elasticidade e massa específica entre o trecho armado e não armado podem resultar na falsa conclusão de que a estaca está danificada no ponto de transição. Para taxas convencionais de aço, abaixo de 4% (o que representa, ainda assim, uma alta densidade de armadura como por exemplo 19 barras de 32mm e 1 barra de 12,5mm em uma estaca de 70cm de diâmetro), como ilustrado acima, uma análise quantitativa pelo método Beta levaria à conclusão de leves danos à estaca.

Diferentemente do que ocorreu nas estacas do Grupo 2 analisadas no item 6.3.1, nas estacas do Grupo 4 não foi possível identificar uma clara reflexão na transição do trecho armado para o não armado para comparação com a simulação numérica 14. É difícil distinguir um pico de velocidade que possa ter sido causado pela variação de

módulo de elasticidade e massa específica nesse local. Contribuem para isso: a transição entre o trecho armado e não armado nas estacas da simulação 2 (Grupo 2) estão mais próximas do topo da estaca (4,60 m) do que na simulação 10 (Grupo 1) (8,80 m) e, portanto, o sinal refletido fica sujeito a menos amortecimento; a estaca da simulação 14 tem maior diâmetro e, consequentemente, os efeitos tridimensionais decorrentes da diferença de diâmetro entre a estaca e o martelo ressaltados no Capítulo 2 são mais evidentes.

Além disso, nota-se que reflexões intermediárias geradas seja por variações de seção da estaca antes da transição entre o trecho armado e não armado seja por interferências externas dificultam a observação dessa variação de velocidade, fato que pode ser observado na Figura 90 em que está indicado o resultado do ensaio PIT na estaca E6 do Grupo 4.

Figura 90 – Resultado do ensaio PIT na estaca E6 do Grupo 4



Fonte: O autor (2018)

Na Figura 90 fica evidente que, devido às múltiplas variações de velocidade de partícula identificadas ao longo do fuste até a ponta, é difícil distinguir um pico de velocidade que possa ter sido causado pela variação de módulo de elasticidade e massa específica na transição do trecho armado para o não armado.

Assim como nas estacas do Grupo 1, item 6.2.3, o tempo de contato médio entre o martelo e o topo da estaca identificado nos ensaios PIT nas estacas do Grupo 4 (simulação 14) foi significativamente inferior ao das estacas dos Grupos 2 e 3 (simulações numéricas 2 e 6) possivelmente devido à maior rigidez proporcional do material do martelo, menor peso e/ou área de contato em relação ao diâmetro da estaca. Como destacado no Capítulo 2, Klingmüller e Kirsch (2004) afirmam que martelos feitos com materiais mais rígidos, menores e de menor peso levam a uma

duração curta do impulso e a uma resolução favorável até para deficiências pequenas nas estacas sendo o seu alcance, entretanto, limitado com o perigo inerente de que a vibração das barras que compõem a armadura da estaca prejudique a qualidade do sinal, algo que pode justamente ter acontecido nessas estacas do Grupo 4.

Pelos motivos supra expostos, portanto, não é apresentada neste item uma tabela comparativa entre as amplitudes dos sinais refletidos na ponta da armadura obtidos na simulação numérica 14 e os resultados de campo (estacas do Grupo 4).

Da análise teórica, novamente fica evidente a possibilidade de ajuste da classificação proposta por Rausche e Goble (1979) considerando a influência da armadura. Uma nova classificação para análise de variações de impedância detectadas na transição do trecho armado para o não armado é proposta no item 6.4.

6.3.5 Simulações 17 a 20

Como demonstrado no item 6.2.5, a simulação numérica 18 foi realizada considerando estacas de 0,80 m de diâmetro com comprimento de 21,80 m e taxa de armadura de 1,17%. Nas simulações numéricas 17, 19 e 20 são mantidos todos os dados de entrada nos modelos variando somente a taxa de armadura e, por conseguinte, o módulo de elasticidade e o peso específico do concreto no trecho armado.

Um resumo das propriedades médias do concreto consideradas em cada uma das simulações é apresentado na Tabela 37.

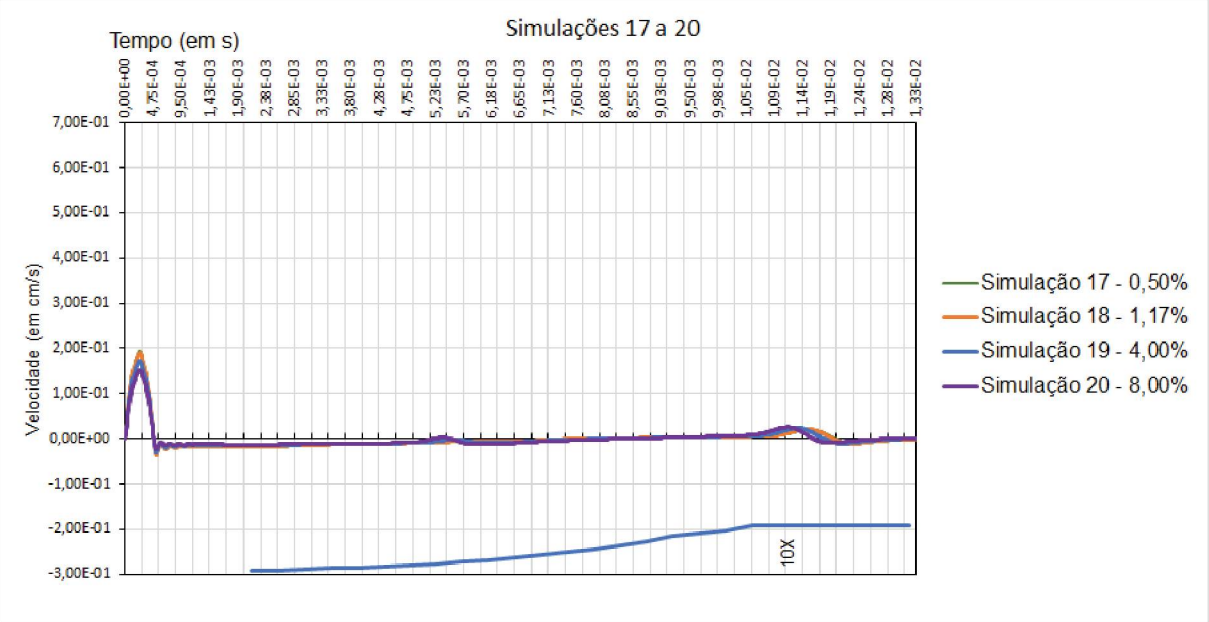
Tabela 37 – Resumo das médias obtidas para cada grupo de estacas do banco de dados

Simulação	Taxa de aço (%)	Edyn médio trecho armado (em MPa)	ρ médio (em kgf/m^3) trecho armado	Edyn médio trecho não armado (em MPa)	ρ médio (em kgf/m^3) trecho não armado
17	0,50	34869,8	2297	33989,7	2269
18	1,17	36052,0	2334	33989,7	2269
19	4,00	41030,1	2492	33989,7	2269
20	8,00	48070,5	2715	33989,7	2269

Fonte: O autor (2018)

Na Figura 91 são apresentados os reflectogramas obtidos nas simulações numéricas 17 a 20.

Figura 91 – Simulações 17 a 20 – Análise da influência da armadura inserida nas estacas



Fonte: O autor (2018)

Como foi demonstrado no item 6.3.4, para que se possa fazer uma análise gráfica do pico refletido na ponta da armadura é necessária a amplificação do sinal de ponta até que sua amplitude coincida com a do pico inicial. Com esse procedimento, os resultados numéricos se aproximam dos analíticos indicados na Tabela 38.

Tabela 38 – Resumo das análises dos reflectogramas das Simulações 17 a 20

Simulação	**Beta (%)**	**Classificação por Rausche e Goble (1979)**
17	98,13	Levemente danificada.
18	95,74	Levemente danificada.
19	86,85	Levemente danificada.
20	76,87	Significativamente danificada.

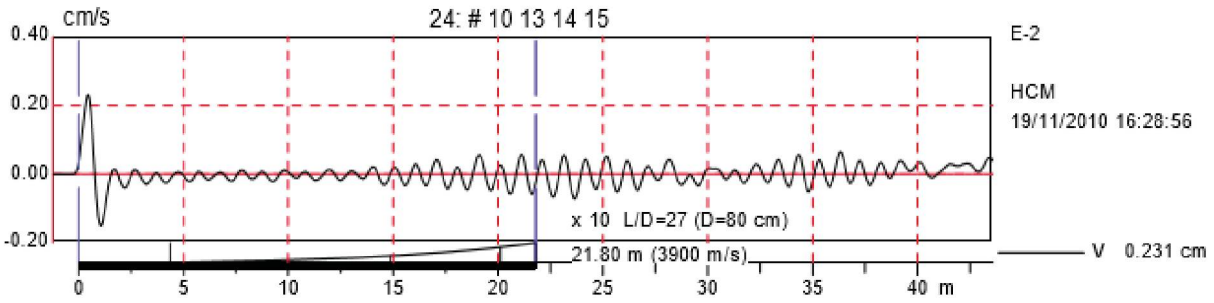
Fonte: O autor (2018)

Diferentemente do que ocorreu nas estacas do Grupo 2 analisadas no item 6.3.1, nas estacas do Grupo 5 não foi possível identificar uma clara reflexão na transição do trecho armado para o não armado para comparação com a simulação numérica 18. É

difícil distinguir um pico de velocidade que possa ter sido causado pela variação de módulo de elasticidade e massa específica nesse local. Contribuem para isso: a transição entre o trecho armado e não armado nas estacas da simulação 2 (Grupo 2) estão mais próximas do topo da estaca (4,60 m) do que na simulação 18 (Grupo 5) (10,50 m) e, portanto, o sinal refletido fica sujeito a menos amortecimento; a estaca da simulação 18 tem maior diâmetro que as demais e, consequentemente, os efeitos tridimensionais decorrentes da diferença de diâmetro entre a estaca e o martelo ressaltados no Capítulo 2 são mais evidentes.

Além disso, nota-se que reflexões intermediárias geradas seja por variações de seção da estaca antes da transição entre o trecho armado e não armado seja por interferências externas dificultam a observação dessa variação de velocidade, fato que pode ser observado na Figura 92 em que está indicado o resultado do ensaio PIT na estaca E12 do Grupo 5.

Figura 92 – Resultado do ensaio PIT na estaca E12 do Grupo 5 do banco de dados



Fonte: O autor (2018)

Na Figura 92 fica evidente que, devido às múltiplas variações de velocidade de partícula identificadas ao longo do fuste até a ponta, é difícil distinguir um pico de velocidade que possa ter sido causado pela variação de módulo de elasticidade e massa específica na transição do trecho armado para o não armado.

Assim como nas estacas dos itens 6.2.3 e 6.2.4, o tempo de contato médio entre o martelo e o topo da estaca identificado nos ensaios PIT nas estacas do Grupo 5 (simulação 18) foi significativamente inferior ao das estacas dos Grupos 2 e 3 (simulações numéricas 2 e 6) devido à maior rigidez proporcional do material do martelo, menor peso e/ou área de contato em relação ao diâmetro da estaca. Como destacado no Capítulo 2, Klingmüller e Kirsch (2004) afirmam que martelos feitos com

materiais mais rígidos, menores e de menor peso levam a uma duração curta do impulso e a uma resolução favorável até para deficiências pequenas nas estacas sendo o seu alcance, entretanto, limitado com o perigo inerente de que a vibração das barras que compõem a armadura da estaca prejudique a qualidade do sinal, algo que pode justamente ter acontecido nessas estacas do Grupo 5.

Pelos motivos supra expostos, portanto, não é apresentada neste item uma tabela similar à Tabela 22. Da análise teórica, novamente fica evidente a possibilidade de ajuste da classificação proposta por Rausche e Goble (1979) considerando a influência da armadura. Uma nova classificação para análise de variações de impedância detectadas na transição do trecho armado para o não armado é proposta no item 6.4.

6.4 RESULTADOS OBTIDOS

6.4.1 Conclusões gerais

As simulações numéricas 1 a 20 e comparações com resultados de ensaios de integridade PIT realizados nas estacas do banco de dados e da pesquisa de campo indicam que:

a) A estimativa do amortecimento dos sinais na estaca, baseada em coeficientes de amortecimento e constantes elásticas do solo estimados a partir da teoria de vibração de um disco rígido em um plano elástico e calculados a partir de faixas de variação do seu módulo de elasticidade, foi satisfatória. Os resultados indicam que o amortecimento verificado nos ensaios em campo se aproximam do simulado numericamente considerando valores médios da faixa de variação do módulo de elasticidade do solo.

b) Como as previsões de amortecimento nos modelos numéricos ficou muito próxima do observado em campo, de posse de sondagens do tipo SPT é possível simular um ensaio PIT nos modelos numéricos desenvolvidos nesta pesquisa com razoável aproximação na estimativa do amortecimento (desde que o módulo de elasticidade adotado para o solo seja condizente com o nível de tensões a que o solo está sujeito em ensaios PIT e com o tipo de solo). Sendo assim, pode-se obter, para as condições de solo específicas do local, uma previsão de qual seria a relação L/D (comprimento dividido pelo diâmetro) limite da estaca para que seja aplicável o ensaio

PIT, previamente à sua realização. Caso a necessidade de amplificação do sinal de ponta obtido na simulação numérica seja muito elevada dificilmente o ensaio PIT realizado em campo oferecerá resultados satisfatórios. Nas simulações numéricas realizadas nos itens 6.2 e 6.3 ficou demonstrado que quando o fator de amplificação necessário para igualar a amplitude do sinal de ponta com a do sinal inicial é muito alto podem haver distorções no gráfico ressaltando reflexões intermediárias e efeitos do solo e dificultando a interpretação dos resultados. O autor da presente pesquisa, em função das comparações e resultados obtidos, recomenda um limite de cerca de 25 vezes para a amplificação e uma relação L/D limite aproximada de 30. Importante destacar que em casos em que houver muitas reflexões intermediárias e perda de energia do impacto ao longo do fuste por fatores não incluídos na simulação numérica o amortecimento real será maior que o previsto numericamente.

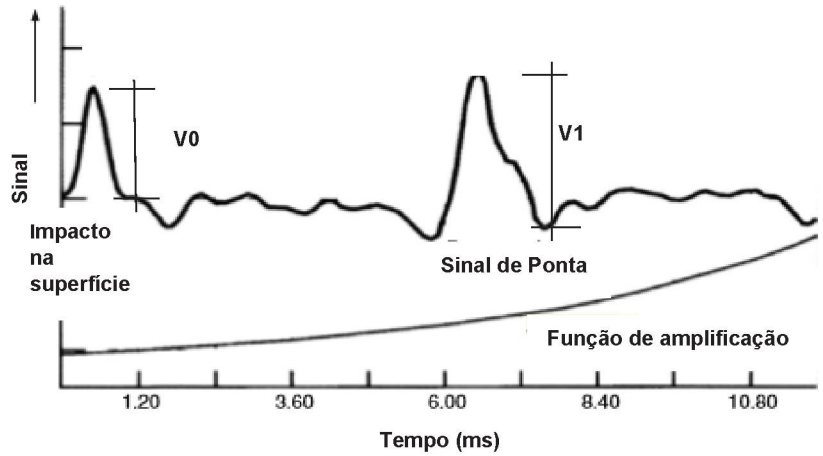
c) Nas estacas ensaiadas em que o sinal gerado pelo golpe do martelo indica um menor tempo de contato no topo da estaca (estacas dos Grupos 1, 4 e 5) observa-se nos reflectogramas mais interferências de alta frequência e maior dificuldade de observação da reflexão de ponta do que nas estacas que apresentaram tempos maiores de contato (Grupos 2 e 3) corroborando com as conclusões dos estudos de Klingmüller e Kirsch (2004) e Plassmann (2001) destacados no Capítulo 2 desta pesquisa. A escolha do material e peso do martelo, portanto, que influenciam diretamente as características do impacto e os pulsos gerados são fundamentais para a obtenção de resultados que permitam a análise da integridade da estaca.

d) Fica evidente, conforme demonstrado no item 6.3.4, que qualquer análise baseada na avaliação de um possível dano pelo método Beta ou equivalente fica prejudicada sem a clara identificação da ponta no ensaio e a correta amplificação dos sinais de tal forma que a amplitude do sinal de ponta seja igual à amplitude do pico inicial gerado pelo golpe do martelo. Entretanto, quando a reflexão, quer seja pela armadura ou por algum dano na estaca, ocorre a poucos metros de profundidade, esse problema é minimizado visto que, próximo ao topo, o fator de amplificação em funções exponenciais é baixo (efeitos de amortecimento menores do que em profundidades mais elevadas).

e) O procedimento gráfico para obtenção do fator Beta (RAUSCHE; GOBLE, 1979) diretamente de um reflectograma obtido nas simulações numéricas realizadas indicou resultados muito próximos ao teórico (calculados por procedimentos analíticos) nos casos em que se iguala a amplitude do sinal refletido na ponta (“V1”

da Figura 93) com a amplitude do sinal inicial gerado pelo golpe do martelo ("V0" da Figura 93) usando uma função exponencial de amplificação com início logo após o golpe inicial e término no início da reflexão de ponta.

Figura 93 – Indicação das amplitudes do sinal inicial ("V0") e de ponta ("V1")



Fonte: Adaptado de Hertlein e Davis (2006)

Nas comparações com resultados de ensaios PIT realizados em campo, das 32 estacas em que foi possível a identificação de um pico de velocidade próximo à transição entre o trecho armado e não armado (todas pertencentes ao Grupo 2 de estacas da presente pesquisa), 12 (37,5%) apresentaram relações entre a amplitude da onda inicial gerada pelo golpe do martelo e a amplitude da variação de velocidade gerada na cota aproximada da ponta da armadura da estaca muito próximas das encontradas no modelo numérico e, por conseguinte, das obtidas teoricamente. Em 21 das 32 estacas (65,63%), a análise da gravidade do possível dano pelo método Beta resultaria na mesma classificação tanto pela simulação numérica quanto pela análise dos resultados de campo, em 10 (31,25%) delas classificação pior e em 1 (3,13%) não foi possível identificar no reflectograma de campo uma variação perceptível na transição entre o trecho armado e não armado, caso em que as estacas seriam classificadas como íntegras naquele trecho, portanto. Em média foi verificada uma relação entre amplitudes inicial e na ponta da armadura menor do que a obtida numericamente (resultando em Beta médio igual a 81,37%). Ainda que em alguns casos as reflexões possam ter sido magnificadas por efeitos diversos que não exclusivamente gerados pela armadura, é possível afirmar que esses resultados

indiciam que no final do trecho armado pode haver uma tendência de maior densificação do concreto (devido ao confinamento gerado pelas barras, pela presença de espaçadores da armadura e da armadura transversal) seguido de uma redução de densidade e módulo de elasticidade maiores que as teóricas no trecho não armado. Essa suposição pode ser corroborada em pesquisas futuras com a extração de testemunhos (core drilling tests) das estacas ensaiadas.

f) Na maior parte das estacas (Grupos 1, 3, 4 e 5) não ficou claramente identificada no reflectograma do ensaio PIT realizado em campo uma reflexão no reflectograma devido à variação de módulo de elasticidade e massa específica entre os trechos. Contribuiu para a dificuldade de identificação dessa reflexão, as interferências de alta frequência relatadas no item "c" acima, o maior amortecimento dos sinais em alta profundidade e a taxa de armadura relativamente baixa das estacas (até 1,17%). Nas estacas com menor diâmetro (0,30m), com clara identificação de sinal de ponta, sem reflexões de sinal identificadas antes da ponta da armadura e com transição entre trecho armado para não armado a menor profundidade (até 4,60 m) foi possível identificar picos de velocidade no sinal indiciando uma variação de impedância que pode ser atribuída ao efeito da armadura inserida na estaca.

g) A estimativa do módulo de elasticidade dinâmico do concreto a partir de resultados de rompimento de corpos de prova ou do f_{ck} de projeto não coincide com a obtida diretamente a partir da velocidade "cp" obtida no ensaio físico (PIT). Ainda que fosse esperado de antemão à realização dessa pesquisa, que não houvesse uma precisão nessa estimativa, poderia ser observada alguma tendência ou correlação, algo que não ocorreu. Em uma simulação numérica de um ensaio PIT é recomendável a calibração dessa propriedade do concreto por retroanálise usando a Equação 5.

h) As análises realizadas demonstram a possibilidade de ajuste da classificação dos potenciais danos nas estacas proposta por Rausche e Goble (1979), baseada no método Beta, visto que esta desconsidera a influência da armadura. A análise de um reflectograma de uma estaca parcialmente armada sem levar em conta a variação de módulo de elasticidade e massa específica entre os trechos armado e não armado pode levar à falsa conclusão de que uma estaca apresenta danos próximo à ponta da armadura.

6.4.2 Novo sistema de classificação de potenciais danos na transição entre trecho armado e não armado da estaca

Para que se possa sugerir um novo sistema de classificação, levantam-se inicialmente as variáveis envolvidas:

a) Módulo de elasticidade do concreto sem armadura;
b) Massa específica do concreto sem armadura;
c) Diâmetro da estaca;
d) Taxa de aço (relação entre a área de aço e a área de concreto armado).

A variação da massa específica do concreto sem armadura tem baixa influência no cálculo de Beta e, portanto, nos resultados (mantido constante o módulo de elasticidade do concreto em uma estaca com 4% de taxa de aço e variando a massa específica do concreto simples de 2000 a 2500 kg/m^3 obtém-se valores de Beta cuja diferença é de cerca de 1,4%). Adotou-se para a elaboração desse novo sistema de classificação, portanto, o valor da massa específica do concreto simples como sendo igual a 2400 kg/m3 [ABNT NBR 6118 (2014)].

Já o módulo de elasticidade tem uma influência maior. Quanto menor o módulo de elasticidade adotado para o concreto sem armadura, menor o Beta calculado e, portanto, menos favorável à segurança fica a proposta de um novo sistema de classificação. Como os valores variam significativamente considerando valores distintos de módulo de elasticidade para o concreto, optou-se por considerar esse fator como uma variável no sistema proposto. Sendo assim, foram feitas simulações considerando módulos de elasticidade para o concreto simples de 25000 MPa, 30000 MPa, 35000 MPa e 40000 MPa, dentro da faixa de valores, portanto, verificada em todas as simulações e ensaios de campo desta pesquisa.

Definidas as propriedades do concreto simples, o módulo de elasticidade e a massa específica da seção composta (concreto armado) são calculados para várias taxas de aço utilizando as Equações 51 a 53. Com isso, são feitas simulações e cálculos para obtenção do fator beta teórico na transição entre o trecho armado e não armado para cada taxa de aço simulada (Equação 49).

Esse primeiro resultado oferece valores de Beta acima dos quais a estaca estaria íntegra (o pico de velocidade percebido na ponta da armadura inserida na estaca

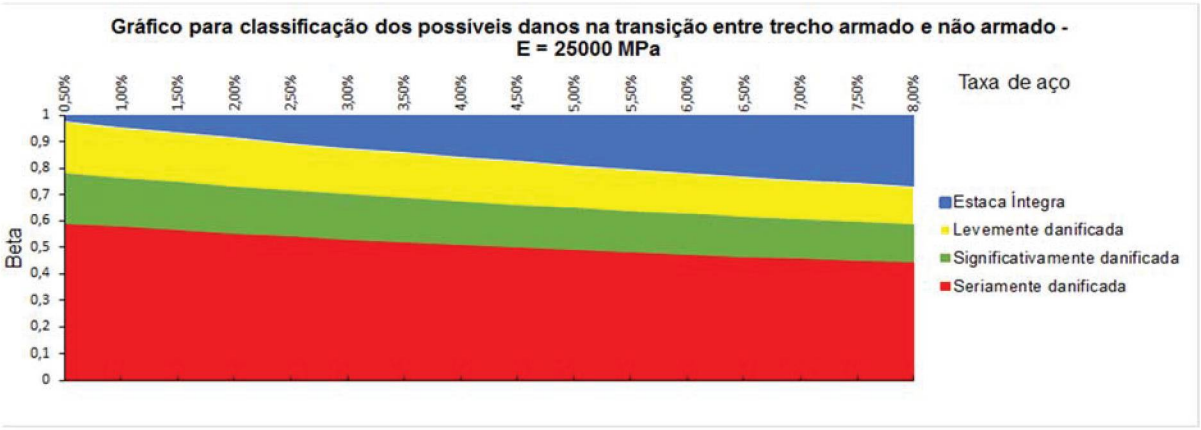
corresponderia simplesmente à variação teórica de módulo de elasticidade e massa específica de um trecho armado a um não armado e não à um dano efetivo na estaca).

Para completar o sistema de classificação há que se simular e calcular a faixa de valores de Beta que definiriam uma estaca com possíveis leves danos, com possíveis danos significativos e com possíveis sérios danos.

Por retroanálise, mantendo constantes módulo de elasticidade e massa específica da estaca e usando as equações 49 a 53, é possível calcular que, no sistema de classificação proposto por Rausche e Goble (1979) reproduzido na Tabela 5 foi considerado como possível leve dano na estaca uma variação de seção da estaca de até 20%, como um possível dano significativo uma variação de seção da estaca de até 40% e como danos sérios variações de seção acima desse valor. Foram mantidos esses valores na classificação aqui proposta. Sendo assim, uma nova série de cálculos e simulações foram realizadas obtendo, para cada taxa de aço, quais seriam os valores obtidos para o fator Beta variando a seção da estaca em 20% e em 40%.

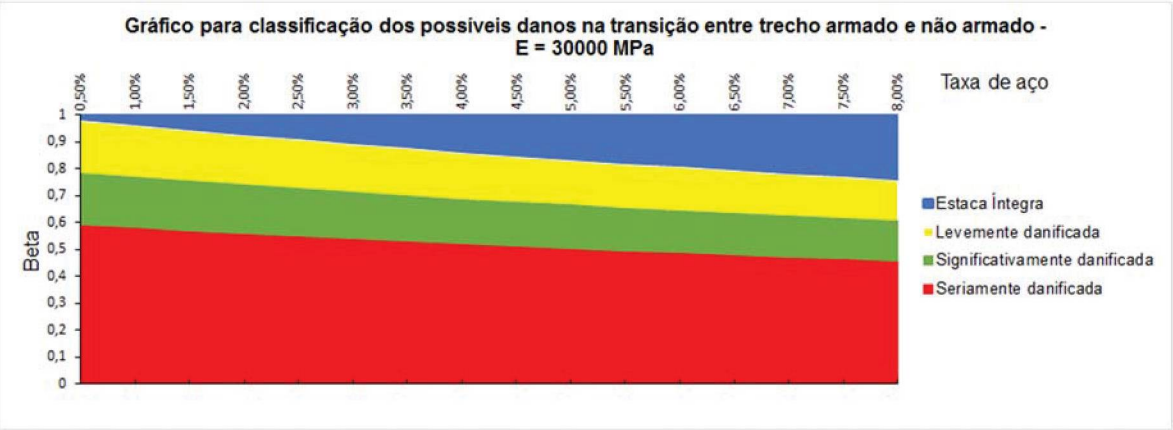
O resultado de todas as simulações realizadas foi compilado em quatro gráficos (Figuras 94 a 97), cada um considerando um módulo de elasticidade distinto para o concreto simples (25000 MPa, 30000 MPa, 35000 MPa e 40000 MPa).

Figura 94 – Classificação do possível dano na transição entre trecho armado e não armado para concreto simples com E=25000 MPa



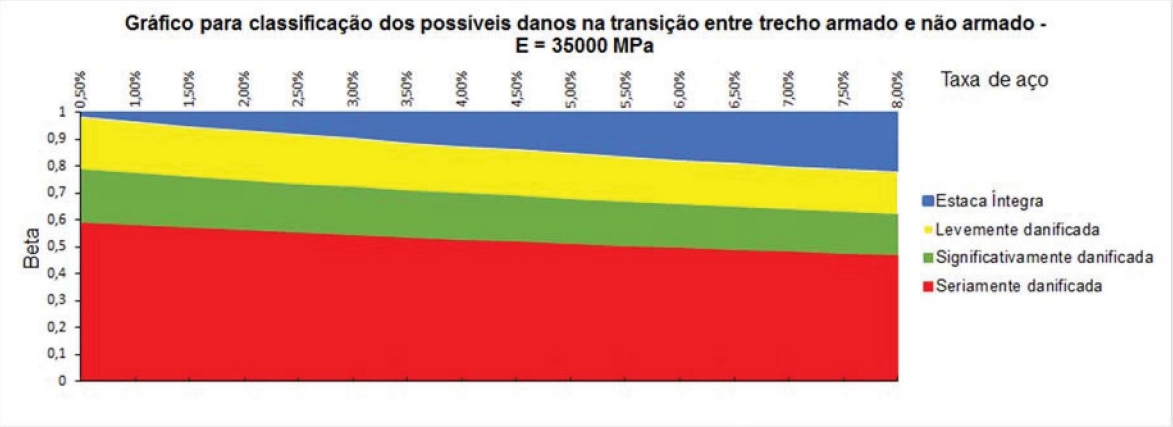
Fonte: O autor (2018)

Figura 95 – Classificação do possível dano na transição entre trecho armado e não armado para concreto simples com E=30000 MPa



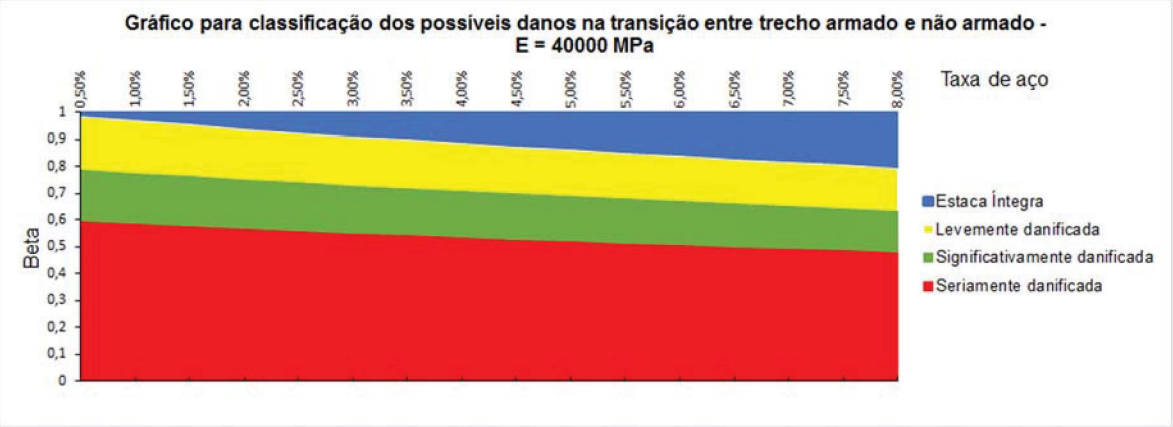
Fonte: O autor (2018)

Figura 96 – Classificação do possível dano na transição entre trecho armado e não armado para concreto simples com E=35000 MPa



Fonte: O autor (2018)

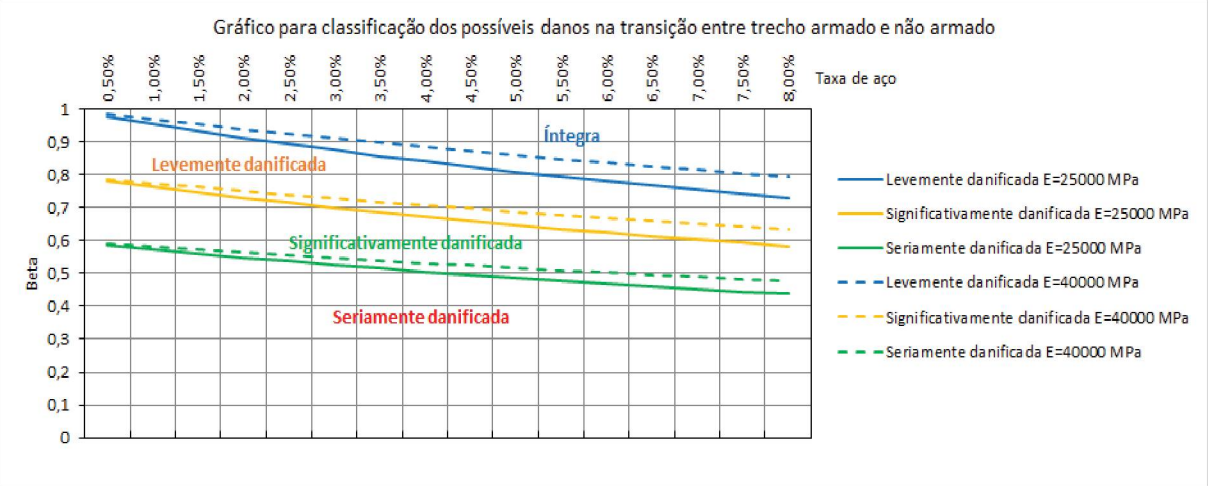
Figura 97 – Classificação do possível dano na transição entre trecho armado e não armado para concreto simples com E=40000 MPa



Fonte: O autor (2018)

Na Figura 98 foi gerado um gráfico-resumo das análises realizadas com as linhas que definem os limites para módulos de elasticidade do concreto de 25000 MPa e 40000 MPa permitindo ao eventual usuário uma melhor possibilidade de análise por interpolação para valores intermediários do módulo de elasticidade do concreto.

Figura 98 – Gráfico-resumo da classificação do possível dano na transição entre trecho armado e não armado para concreto simples com módulo de elasticidade entre 25000 MPa e 40000 MPa



Sendo assim, de posse de um reflectograma de um ensaio PIT com clara reflexão de ponta, aplica-se uma função de amplificação de tal forma que a amplitude do sinal refletido na ponta da estaca se iguale à amplitude do sinal inicial (dada pelo golpe do martelo). Caso se note uma reflexão intermediária que coincida com a ponta da armadura inserida na estaca, retira-se do próprio reflectograma a amplitude dessa reflexão. De posse desses dois valores (amplitude do pico de velocidade inicial e amplitude do pico de velocidade na transição do trecho armado ao não armado), aplica-se a equação 54 (BUNGENSTAB; BEIM, 2015) para obtenção do valor de Beta.

$$\beta = \frac{1-\alpha}{1+\alpha} \qquad (54)$$

Sendo:

α = relação entre a amplitude observada na transição do trecho armado ao não armado e o dobro da amplitude do pulso inicial.

De posse desse valor de “Beta”, de uma estimativa do módulo de elasticidade dinâmico do concreto simples utilizado na estaca e da taxa de aço, verifica-se no gráfico correspondente (Figura 94, 95, 96, 97 ou 98) a classificação do possível dano na estaca. Se o ponto de encontro entre a taxa de aço e o “Beta” observado ficar na área em azul, a estaca pode ser considerada como possivelmente íntegra, na área em amarelo, há possível leve dano na estaca, na área em verde, possível dano significativo e na área em vermelho, possível sério dano. Importante ressaltar que a classificação aqui proposta e as Figuras 94 a 98 são válidas para picos de velocidade observados na cota da ponta da armadura inserida em uma estaca parcialmente armada (transição entre trechos armado e não armado). Ressaltem-se as diferenças significativas de classificação das estacas em relação ao proposto por Rausche e Goble (1979) especialmente para taxas de aço mais elevadas.

Os gráficos foram gerados amparados amplamente em aspectos teóricos comprovados e em todo o embasamento e comparações com resultados físicos relatados nesta pesquisa. Ainda assim, é importante ressaltar que um eventual usuário dessa classificação deve conhecer todas as considerações relatadas nessa pesquisa, as restrições e limitações do ensaio e, mesmo, reclassificar os danos. Em casos específicos, uma alteração de seção de até 20% pode ser crítica e não “leve”.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 CONCLUSÕES FINAIS

Ressalta-se que na presente pesquisa o autor procurou se distanciar de qualquer pré-julgamento a respeito do ensaio. O trabalho não deve ser encarado como uma defesa irrestrita do ensaio. Conhecer suas limitações, pesquisar a respeito de suas variáveis e aprofundar o conhecimento a respeito do tema, entretanto, é a melhor maneira de torná-lo mais útil e aplicável nas situações específicas em que suas limitações não sejam maiores que seus benefícios.

Nos Capítulos 4 a 6 são apresentadas conclusões correspondentes a cada etapa da pesquisa. Neste item, como conclusão final, dá-se ênfase às respostas obtidas na pesquisa para as perguntas escritas no Capítulo 1:

- É possível simular numericamente o ensaio PIT e suas principais variáveis?

Nesta pesquisa foram desenvolvidos modelos numéricos 1-D e 3-D que simulam os ensaios. Ficou comprovado, por comparação com resultados de outras pesquisas e de campo que os reflectogramas (variação de velocidade de partícula ao longo do tempo no topo da estaca) se aproximam de valores obtidos teóricos e obtidos em campo. Maiores diferenças são encontradas quando não são introduzidas no modelo numérico as variações de seção (bulbos) em estacas escavadas ou hélice contínua, admitindo a estaca com seção constante e, por conseguinte, no resultado de campo surgem mais interferências de alta frequência comparativamente com o modelo numérico. É possível mitigar essa diferença entre o modelo numérico e os resultados de campo fazendo variações de seção na estaca nos modelos (simulando "bulbos") e calibrando as constantes de amortecimento, constantes elásticas do solo e propriedades do concreto por retroanálise do resultado de campo.

- Qual a influência da armadura inserida nas estacas? Como classificar possíveis reflexões no sinal observadas na transição entre o trecho armado e o não armado?

A armadura exerce uma influência teórica por aumentar o módulo de elasticidade e massa específica do trecho armado da estaca. Quando a estaca é parcialmente armada, na transição é esperado que ocorram reflexões.

Nesta pesquisa foi proposta uma nova classificação de possíveis danos identificados por reflexões na ponta da armadura inserida na estaca. Nas comparações com resultados de campo evidencia-se que em estacas com a transição do trecho armado para o não armado em alta profundidade, com curto tempo de contato entre o martelo e o topo da estaca em cada golpe, com baixa taxa de aço ou com reflexões intermediárias não é possível observar claramente o pico de velocidade na ponta da armadura.

Em estacas de diâmetro de 0,30 m, com a ponta da armadura a 4,60 m, foi possível observar reflexões próximas à ponta da armadura. Nessas estacas houve uma tendência da reflexão ser superior à teórica podendo indicar uma maior densificação do concreto na região do que a teórica simulada (possivelmente devido ao confinamento gerado pelas barras) seguido de uma redução de densidade e módulo de elasticidade maiores que as teóricas no trecho não armado. Essa hipótese foi considerada a mais provável para explicar a tendência acima relatada pois as estacas com maior variação de impedância no trecho (E46 e E50) foram ensaiadas em provas de carga dinâmicas, apresentando resistências estimadas pelo método CAPWAP similares à que apresentou a menor variação de impedância (E55) no trecho. Isso diminui a possibilidade de terem ocorrido alterações significativas de seção nas estacas E46 e E50 que justificassem a variação de impedância identificada no ensaio.

- É possível simular numericamente o amortecimento gerado no ensaio e, por conseguinte, prever a relação L/D (comprimento/diâmetro da estaca) máxima admissível para a execução de um ensaio PIT para determinadas condições de solo?

A estimativa do amortecimento dos sinais na estaca, baseada em coeficientes de amortecimento e constantes elásticas do solo estimados a partir da teoria de vibração de um disco rígido em um plano elástico e calculados a partir de faixas de variação do seu módulo de elasticidade, mostrou-se satisfatória na presente pesquisa. Os resultados indicam que o amortecimento verificado nos ensaios em campo se aproximam do simulado numericamente considerando valores médios da faixa de variação do módulo de elasticidade do solo.

Sendo assim, de posse de sondagens do tipo SPT é possível simular um ensaio PIT nos modelos numéricos desenvolvidos nesta pesquisa com razoável aproximação na estimativa do amortecimento. Pode-se obter, por conseguinte, para as condições

de solo específicas do local, uma previsão de qual seria a relação L/D (comprimento dividido pelo diâmetro) limite da estaca para que seja aplicável o ensaio PIT, previamente à sua realização. Nesta pesquisa, em estacas com relação L/D próxima a 30 foi encontrada a reflexão de ponta porém com baixa amplitude indicando ser este um limite razoável para se considerar. Em estacas com relação L/D igual a 50 a reflexão de ponta praticamente não foi observada, com a amplificação dos sinais gerando distorção do gráfico e realçando interferências intermediárias. A variação do material e peso do martelo pode contribuir para a geração de pulsos com maior comprimento de onda e que atinjam maiores profundidades sem prejuízo da identificação de menores problemas de integridade das estaca do ensaio.

- É possível prever as propriedades dinâmicas do concreto e, por conseguinte, a velocidade de propagação de ondas num ensaio PIT antes de realizá-lo possibilitando uma precisão maior na determinação do comprimento efetivo das estacas ensaiadas?

No Capítulo 6 demonstrou-se, pelos cálculos e comparações realizadas, que a estimativa do módulo de elasticidade dinâmico do concreto a partir de resultados de rompimento de corpos de prova ou de relações diretas com o f_{ck} de projeto não coincide com a obtida diretamente a partir da velocidade "cp" obtida no ensaio físico (PIT) e não foi possível observar uma tendência ou correlação. Em uma simulação numérica de um ensaio PIT é recomendável a calibração dessa propriedade do concreto por retroanálise usando a Equação 5.

7.2 LIMITAÇÕES

Os modelos numéricos são uma representação teórica da realidade. As análises realizadas nesta pesquisa estão baseadas nesses modelos. Para minimizar a diferença entre os ensaios práticos e as simulações computacionais, nessa pesquisa são feitas validações e calibrações além de comparações com resultados reais, obtidos em campo. Ainda assim, dado que nem todas as variáveis são controladas em situações reais de campo, esta pode ser apontada como uma limitação da presente pesquisa. Ressalte-se, adicionalmente, que as análises realizadas e os ensaios físicos abrangem um universo limitado dentre todas as alternativas e variações possíveis das estacas, do solo e das demais características consideradas. As estacas ensaiadas se restringem aos tipos escavada e hélice contínua. Extensivas

validações e comparações entre os resultados obtidos na pesquisa e resultados práticos em diversas situações e com variações de mais parâmetros podem contribuir para a evolução dos resultados e conclusões obtidos.

Podem corroborar com as conclusões dessa pesquisa ensaios de extração de testemunhos das estacas ou exumação de estacas para confrontar as conclusões obtidas por comparação entre simulações numéricas e resultados de ensaios realizados em campo.

Essas principais limitações não descaracterizam, no entanto, a importância das análises realizadas nesta pesquisa que indicam, de forma e abordagem pioneiras considerando as referências aqui citadas, as influências da armadura e do solo nos resultados do ensaio.

7.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Pesquisas futuras podem avançar no sentido de desacoplar os efeitos gerados pelo solo no ensaio dos efeitos gerados pelas estacas, o que contribuiria muito para as análises de integridade baseadas no PIT. Como as comparações entre simulações numéricas e ensaios de campo realizadas na presente pesquisa mostraram que é possível prever razoavelmente os efeitos do solo no ensaio (inclusive amortecimento), o autor da presente pesquisa entende que desacoplar os efeitos é uma possibilidade interessante e não muito distante para a evolução do conhecimento a respeito do tema.

Futuras pesquisas podem aprofundar as análises do amortecimento em estacas acima de 0,50m de diâmetro incluindo o amortecimento gerado pelo concreto da estaca. Mais comparações entre resultados de campo e resultados de ensaios PIT podem ser realizadas.

Os modelos desenvolvidos tem um grande potencial para utilização em análises de diversos outros fatores que podem afetar o ensaio PIT.

Nos modelos tridimensionais, a posição relativa entre a aplicação da carga e o ponto de detecção das variações de velocidade (simulando o acelerômetro) são relevantes. O modelo 3-D desenvolvido, portanto, pode ser utilizado em futuras pesquisas para estudo das influências nos resultados decorrentes da aplicação do golpe do martelo em posições distintas no topo da estaca, da influência da distância do impacto ao ponto de instalação do acelerômetro, para estudo de condições que

não sejam axissimétricas para análise dos efeitos tridimensionais em estacas de maior diâmetro, para estudo da influência de fatores externos ao ensaio, para estudo da influência da armadura exposta acima do topo da cota de arrasamento da estaca, para a análise de resultados em estacas com múltiplas variações de seção e para avaliar a influência do tipo do martelo a ser utilizado.

REFERÊNCIAS

ABRELPE. **Panorama dos resíduos sólidos no Brasil – 2014.** Disponível em: < http://www.abrelpe.org.br/Panorama/panorama2014.pdf>. Acesso em: 18/04/2016.

ACHENBACH, J. D. **Wave Propagation in Elastic Solids**, Amsterdam/New York: North-Holland Publishing Company/American Elsevier, 1973.

AMBROSINI, D.; EZEBERRY, J. Long piles integrity through Impact Echo technique. In: Congreso Argentino de Mecánica Computacional, 8., Buenos Aires, Argentina. **Proceedings...** p. 651-669, 2005.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **ASTM D5882-07 (2013): Low Strain Impact Integrity Testing.** West Conshohocken, EUA, 2013.

AMICK, H.; GENDREAU, M. Construction Vibrations and Their Impact on Vibration Sensitive Facilities. In: ASCE Construction Congress, 6., 2000, Orlando, Estados Unidos. **Proceedings...** p. 1-10, 2000.

AMIR, J. **Pile Integrity Testing.** 2009. Disponivel em: http://www.piletest.com/papers/Integrity%20testing%202009.pdf . Acesso em: 22 março 2017.

AMIR, J.; AMIR, E.; LAM C. Modulus of elasticity in deep bored piles. In: International Conference on Piling and Deep Foundations, 2014, Estocolmo, Suécia. **Proceedings ...** New Jersey, EUA: p.397-402, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR6118:2014: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR6122:2010: Projeto e Execução de Fundações.** Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR12655:2015: Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2015.

BOWLES, J. E. **Foundation analysis and design** – McGraw Hill, Ltda., 1977

BRIARD, M. Controle des pieux par la methode des vibrations. **Annales de l`Institut Technique du Batîment et des Travaux Publics**, Paris, França, v.270, p. 105-107, 1970.

BUNGENSTAB, F. C.; BEIM, J. W. Continuous Flight Auger (CFA) Piles – A Review of the Execution Process and Integrity Evaluation by Low Strain Test. In: From Fundamentals to Applications in Geotechnics: Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 15., 2015, Buenos Aires, Argentina. **Proceedings ...** IOS Press, p. 414-421, 2015.

BYFORS, J. **Plain concrete at early ages,** Technical report, CBI Research, Swedish Cement and Concrete Research Institute.1980.

CHAI, H.-Y.; WEI C.-F.; PHOON K.-K.; YANG Y.-M. Some observations on the performance of the signal matching technique in assessment of pile integrity. **Journal of Nondestructive Evaluation**, v. 30, n. 4, p. 246-258, 2011.

CHOPRA, A. K. **Dynamics of structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering.** New Jersey: Prentice Hall, 1995.

CHOW, Y. K.; PHOON, K.K.; CHOW, W.F.; WONG K.Y. Low Strain Integrity Testing of Piles: Three-Dimensional Effects. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,** v. 129, n. 11, p. 1057-1062, 2003.

COSIC, M.; FOLIC, B.; FOLIC, R. Numerical simulation of the pile integrity test on defected piles**. Acta Geotechnica Slovenica,** v.11, n.2, p. 4-19, 2014.

CUNHA, R. P.; DE CARVALHO, J. C.; SILVA, C. M. **Controle de qualidade e aceitação de estacas moldadas in loco via utilização de ensaios de integridade de estacas (PIT).** XII COBRAMSEG, SP, v. 3, p. 1569-1579, 2002.

DAVIS, A. G. The nondestructive impulse response test in North America: 1985–2001**. NDT&E International**, v. 36, n. 4, p. 185-193, 2003.

DING, X.; LIU H.; LIU J.; CHEN Y. Wave propagation in a pipe pile for low-strain integrity testing. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 137, n. 9, p. 598-609, 2011.

DOYLE, J.F. **Wave Propagation in Structures: Spectral Analysis Using Fast Discrete Fourier Transforms**, Springer, New York, 1997.

FEKADU, P. **Simulating the dynamic response of a soil-pile system using ABAQUS.** 31 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – Chalmers University of Technology, Göteborg, Suécia, 2010.

FINNO, R. J.; GASSMAN, S. L.; OSBORN, P. W**. Non-destructive evaluation of a deep foundation test section at the Northwestern University national geotechnical experimentation site.** A Report Submitted to the Federal Highway Administration Office, Northwestern University, Evanston, Illinois, 1997.

FISCHER, J., MISSAL, C., BREUSTEDT, M., STAHLMAN, J. **Numerical simulation of low-strain integrity tests on model piles.** In: Numerical Methods in Geotechnical engineering. Benz & Nordal (eds). Taylor and Francis Group, London, ISBN 978-0-415-59239-0. pp. 655-660, 2010.

GHALI, A.; FAVRE, R. **Concrete structures: Stresses and deformations: Analysis and design for serviceability.** Londres, Inglaterra: Taylor, 1994.

HADDAD, A. Numerical Simulation for Wave Propagation in Pile Integrity Test. In: **Deep Foundations and Geotechnical In Situ Testing**, p. 224-231, 2010.

HAJALI, M. **A Model for Continuous Measurement of Drilled Shaft Diameter During Construction.** 157 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – College of Engineering and Computing, Florida International University, Miami, 2013.

HERTLEIN, B.; DAVIS, A. **Nondestructive Testing. 1.ed.** Chichester, West Sussex, Inglaterra: John Wiley & Sons Ltd, 2006.

HETLAND, J. **Numerical Modelling of a Pile Model Test with Focus on Small-strain Stiffness.** 143 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Departamento de engenharia civil e de transporte, Norwegian University of Science and Technology, Noruega, 2015.

HILBER, H. M.; HUGHES, T. JR.; TAYLOR, R. L. Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics. **Earthquake Engineering & Structural Dynamics**, v. 5, n. 3, p. 283-292, 1977.

HOU, S.-W.; HU S.-J.; GUO S.-P.; ZENG Y.-Q. **The Research of Multi-defective Piles for Low Strain Testing and Numerical Simulation.** In: The 2016 Structures Congress, Jeju Island, Coréia, 2016.

HUSSEIN, M. H.; GOBLE, G. G. A brief history of the application of stress-wave theory to piles. In: **Current Practices and Future Trends in Deep Foundations,** p. 186-201, 2004.

KLINGMÜLLER, O. Sonic echo pile integrity testing and quality control. **Ground Engineering**, v. 26, n. 10, 1993.

KLINGMÜLLER, O.; KIRSCH, F. A Quality and Safety Issue for Cast-in-Place Piles-25 Years of Experience with Low-Strain Integrity Testing in Germany: From Scientific Peculiarity to Day-to-Day Practice. In: **Current Practices and Future Trends in Deep Foundations,** p. 202-221, 2004.

KORMANN, A. C. M. Ensaio de integridade de estacas (PIT) – conceitos básicos. Workshop Controle de Qualidade de Fundações através de Provas de Carga Dinâmicas e Verificação de Integridade Estrutural, Sinduscon-SP e ABMS. São Paulo, 2002.

KORMANN, A. C. M. **Comportamento geomecânico da Formação Guabirotuba: estudos de campo e laboratório.** 429 p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Departamento de engenharia de estruturas e fundações, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

KRAMER, S.L. **Geotechnical earthquake engineering.** Pearson Education, India, 1996.

LIANG, L.; RAUSCHE, F. Quality Assessment Procedure and Classifications of Cast-In-Place Shaft using Low Strain Dynamic Test. In: Deep Foundations Institute Annual Conference on Deep Foundations, 36., 2011, Boston, EUA. **Proceedings ...** Boston: p.553-562, 2011.

LIAO, S. T.; ROESSET, J. M. Dynamic response of intact piles to impulse loads. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 21, n. 4, p. 255-275, 1997.

LIKINS, G.; RAUSCHE, F. Recent advances and proper use of PDI low strain pile integrity testing. In: International Conference on the Application of Stress-Wave Theory on Piles, 6., São Paulo. **Proceedings...** p. 211-218, 2000.

LIN, Y.; SANSALONE, M.; CARINO, N. J. Impact-echo response of concrete shafts. **Geotechnical Testing Journal**, v.14, n.2, p.121-137, 1991.

LU, Z. T.; WANG, Z. L.; LIU, D. J. Study on low-strain integrity testing of pipe-pile using the elastodynamic finite integration technique. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 37, n. 5, p. 536-550, 2013.

LUO, W.; CHEN, F.; HU J. Improvement of Low Strain Pile Integrity Test. In: ASEE (American Society of Engineering Education) Conference, Beijing, China, **Proceedings ...** p. 583-589, 2010.

LYSMER, J.F.E.R.; RICHART, F.E. Dynamic Response of Footings to Vertical Loading. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 92, p.65-91, 1966.

MASOUMI, H. R.; DEGRANDE, G.; HOLEYMAN, A. Pile response and free field vibrations due to low strain dynamic loading. **Soil dynamics and earthquake engineering**, v. 29, n. 5, p. 834-844, 2009.

MIDDENDORP, P. **Thirty years of experience with the wave equation solution based on the method of characteristics.** In: International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles, 7., Kuala Lumpur, Malásia. 2004.

MILITITSKY, J.; SCHNAID, F.; CONSOLI, N.C. **Patologia das Fundações.** 2areimpressão. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.

MINEROPAR. **Mapas Geológicos do Estado do Paraná. Folha de Curitiba.** Escala 1:250.000, Governo do Estado do Paraná, Curitiba, 2005.

NAZIR, R.; EL HUSSIEN, O. Effect of Rock Socket Characteristics on Low Strain Integrity Test of Piles. In: International Conference on Geotechnique, Construction Materials and Environment–GEOMATE 2013, 3., Nagoya, Japão. **Proceedings...** p.77, 2013.

NEHDI, M.; SOLIMAN A. M. Early-age properties of concrete: overview of fundamental concepts and state-of-the-art research. **Institution of Civil Engineers-Construction Materials,** v.164, n.2, p.57-77, 2011.

NEWMARK, N. M. A method of computation for structural dynamics. **Journal of Engineering Mechanics, ASCE,** n.85 (EM3), p.67-94, 1959.

NI, S.-H.; LEHMANN, L.; CHARNG, J.-J.; LO, K.-F. Low-strain integrity testing of drilled piles with high slenderness ratio. **Computers and Geotechnics**, v. 33, n. 6, p. 283-293, 2006.

NI, S.-H.; LO, K.-F.; LEHMANN, L.; HUANG, Y.-H. Time–frequency analyses of pile-integrity testing using wavelet transform. **Computers and Geotechnics**, v. 35, n. 4, p. 600-607, 2008.

NIEDERLEITHINGER, E. **Numerical simulation of non-destructive foundation pile tests**. In: European Conference on Non-Destructive Testing, Poster 17, 2006.

NIEDERLEITHINGER, E. Numerical simulation of low strain dynamic pile tests. In: International Conference on the Application of Stress Wave Theory to piles, 8., Lisboa, Portugal. **Proceedings...** p. 315-320, 2008.

NIEDERLEITHINGER, E.; TAFFE, A. Early stage elastic wave velocity of concrete piles. **Cement and Concrete Composites**, v. 28, n. 4, p. 317-320, 2006.

NIYAMA, S.; BEIM, J. **Application of Stress-Wave Theory to Piles – Quality Assurance on Land and Offshore Piling.** Roterdam, Holanda: AA Balkema Publishers, 2000.

NOVAK, M. Dynamic stiffness and damping of piles. **Canadian Geotechnical Journal**, v.11, p. 574-598, 1974.

OLIVADOTI, G. (2001). Sensing, analyzing, and acting in the first moments of an earthquake. **Analog Dialogue**, v.35, 2001.

ORDÓÑEZ, J. A. R.; BOTERO, V. H. R. Análisis espectral de propagación de ondas para análisis de pruebas de integridad de pilotes. **Ingenieria y Universidad**, Bogotá, v. 10, n. 2, 2010.

PAQUET, J. Étude vibratoire des pieux en béton: résponse harmonique. **Annales de l`Institut Technique du Batîment**, Paris, França, v.245, p. 789-803, 1968.

PDI – PILE DYNAMICS, Inc. **Pile Integrity Tester Accessories Specifications.** 2016. Disponivel em: http://www.pile.com/Specifications/PDIProducts/PITAccessoriesSpecs.pdf. Acesso em: 22 março 2017.

PEIRIS, T. P. Soil-Pile Interaction of Pile embedded in Deep Layered Marine Sediment under Seismic Excitation. 156 f. Tese (Doutorado) – Faculdade de Ciências e Engenharia – Queensland University of Technology, Brisbane, Austrália, 2014.

PLASSMANN, B. **Zur Optimierung der Messtechnik und der Auswertemethodik bei Pfahlintegritätsprüfungen**. 184 f. Tese (Doutorado) - Departamento de Engenharia Civil e Geodésia - Universidade Técnica Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Nürnberg, Alemanha, 2001.

RAUSCHE, F.; GOBLE, G. Determination of pile damage by top measurements. **American Society for Testing and Materials: Philadelphia**, p. 500-506, 1979.

RAUSCHE, F.; LIKINS, G.; HUSSEIN, M. Formalized procedure for quality assessment of cast-in-place shafts using sonic pulse echo methods. **Transportation research record**, p. 30-30, 1994.

RAUSCHE, F.; LIKINS, G.; KUNG, S. R. Pile integrity testing and analysis. In: International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, 4., Holanda. **Proceedings...** p. 613-617, 1992.

SCHAAP, L.; DE VOS, J. The sonic pile test recorder and its application. In: International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, 2., Estocolmo, Suécia. **Proceedings...** p. 79-84, 1984.

SCHAUER, M.; LANGER, S. Numerical simulations of pile integrity tests using a coupled FEM SBFEM approach. **PAMM**, v. 12, n. 1, p. 547-548, 2012.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. 1ª reimpressão. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SCHUBERT, F.; KOEHLER, B.; PEIFFER, A. Time domain modeling of axisymmetric wave propagation in isotropic elastic media with CEFIT—Cylindrical elastodynamic finite integration technique. **Journal of Computational Acoustics**, v. 9, n. 03, p. 1127-1146, 2001.

SIMONS, H.A.; RANDOLPH, M.F. A New Approach to One-Dimensional Pile Driving Analysis. In: International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, 5., Nagoya, Japão. **Proceedings...** p. 1457-1464, 1985.

SMITH, E.A.L. Pile-Driving Analysis by the wave equation. **ASCE Paper**, v.127, n. 3306, Part I, 1960.

STROUD, M. A. The standard penetration test – its application and interpretation. In: Conference on Penetration Testing in the UK, Londres, 1989. **Anais...** Londres: Thomas Telford, 1989.

SUDERHSA. Geotecnia Alto Iguaçu. Mapa de Adequabilidade. Governo do Estado do Paraná, Curitiba, 2000.

TEIXEIRA, A.H. Um aperfeiçoamento das sondagens de simples reconhecimento à percussão. In: Mesa redonda Solos do interior de São Paulo. **Anais...** p. 75-93, 1993.

TIMOSHENKO, S.; J. N. GOODIER, **Theory of elasticity.** McGraw-Hill Book Co., Inc., New York, 1970.

TROFIMENKOF, J.G. Penetration testing in eastern Europe. In: European Symposium on Penetration Resistance, Estocolmo, Suécia. **Proceedings...** p.24-28, 1974.

VAIDYA, R.; LIKINS, G. Guidelines for successful high strain dynamic load tests & low strain integrity tests for bored piles. In: Indian Geotechnical Conference, Kakinada, Índia. **Proceedings...** 2014.

VAN HAMME, V.; GEJSL, J.; BOMER, H.; ARENTSEN, D. Hydroblok and Improved Pile Driving Analysis. **De Ingenieur**, v. 86, n. 8., p. 344-352, 1974.

VELLOSO, D.A.; LOPES, F.R. **Fundações, Volume II: Fundações Profundas.** Nova Edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. p.272-275 e 459-481.

VERRUIJT, A. **Soil Dynamics.** Delft University of Technology, 2009.

WANG, Z.; WU, Y.; XIAO, Z. Numerical Assessment of Factors Affecting Waveform Based on Low Strain Testing of Piles. **Open Civil Engineering Journal**, v. 8, p. 64-70, 2014.

WARRINGTON, D.C. **Persistent Issues in the Wave Equation for Piling for Both Forward and Inverse Methods.** 2013. Disponível em: http://www.vulcanhammer.info/drivability/inverse/persistent.pdf. Acesso em: 05 junho 2017.

WEBSTER, K.; RAUSCHE F.; WEBSTER, S. **Pile and Shaft Integrity Test Results Classification, Mitigation, Acceptance, and/or Rejection.** In: Transportation Research Board 90th Annual Meeting, 2011.

YAN, N. **Numerical Modelling and Condition Assessment of Timber Utility Poles using Stress Wave Techniques.** 210 f. Tese (Doutorado) – University of Sidney, Austrália, 2015.

YU, C.-P.; LIAO, S.-T. Theoretical basis and numerical simulation of impedance log test for evaluating the integrity of columns and piles. **Canadian geotechnical journal**, v. 43, n. 12, p. 1238-1248, 2006.

ZHAO, J. **Mechanical properties of concrete at early-ages.** 124 f. Dissertação (Mestrado em Ciência Aplicada a Engenharia Civil) – University of Ottawa, Canadá, 1990.

ZHENG, C.; KOURETZIS, G. P.; DING, X.; LIU, H.; POULOS, H. G. Three-dimensional effects in low-strain integrity testing of piles: analytical solution. **Canadian Geotechnical Journal,** v. 53, n. 2, p. 225-235, 2015.